

# 管路構造計算システム

Ver2.3

適用基準

- 土地改良事業計画設計基準：設計「パイプライン」(H21/3)

出力例

管種：硬質ポリ塩化ビニル管 φ200

条件：常時・地震時（レベル1・レベル2）

○入力データ印刷 ○断面ごと設計計算書印刷

○設計計算書（全断面共通） ○計算結果一覧表

開発・販売元

(株)SIP システム お問い合わせ先：大阪事務所（技術サービス）

〒542-0081 大阪府大阪市中央区南船場 1-18-24-501

TEL：06-6125-2232 FAX：06-6125-2233

<http://www.sipc.co.jp> [mail@sipc.co.jp](mailto:mail@sipc.co.jp)

1	表題	2
2	設計条件	2
2.1	設計範囲	2
2.2	準拠指針	2
2.3	使用管種	2
3	荷重条件	3
3.1	埋戻し土	3
3.2	群集荷重	3
3.3	自動車荷重	3
3.4	軌道荷重	3
3.5	宅地荷重	3
3.6	雪荷重	3
3.7	施工時荷重	3
3.8	設計水圧	3
4	地盤条件	3
4.1	地域区分	3
4.2	表層地盤の特性値	4
4.3	浮上に対する検討	4
4.4	凍結深の検討	4
5	施工条件	4
6	掘削条件	4

# 1 表題

VH-150+VH-100

## 2 設計条件

### 2.1 設計範囲

常時の設計： する

レベル1地震時の設計：する

レベル2地震時の設計：する

### 2.2 準拠指針

土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「パイプライン」平成21年3月

農林水産省 農村振興局

### 2.3 使用管種

管体の単重 14.0 (kN/m<sup>3</sup>)

モルタルの単重 21.0 (kN/m<sup>3</sup>)

管体のヤング係数  $3.0 \times 10^6$  (kN/m<sup>2</sup>)

許容値 (使用限界) 17.7 (N/mm<sup>2</sup>)

許容値 (終局限界) 88.0 (N/mm<sup>2</sup>)

No	断面名	管 種
	基準管種	硬質ポリ塩化ビニル管 φ200 (VP)
1	断面1	硬質ポリ塩化ビニル管 φ200 (VP)
2	断面2	硬質ポリ塩化ビニル管 φ200 (VP)
3	断面3	硬質ポリ塩化ビニル管 φ200 (VP)
4	断面4	硬質ポリ塩化ビニル管 φ200 (VP)

断面No.			1	2	3	4
断面名		基準管種	断面1	断面2	断面3	断面4
静水圧	(MPa)	-----	0.012	0.012	0.012	0.012
水撃圧	(MPa)	-----	0.012	0.012	0.012	0.012
呼び径	(mm)	200.0	200.0	200.0	200.0	200.0
管 厚	(mm)	10.3	10.3	10.3	10.3	10.3
外 径	(mm)	216.0	216.0	216.0	216.0	216.0
内 径	(mm)	195.4	195.4	195.4	195.4	195.4
管体の許容応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0
α		0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
試験水圧	(MPa)	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50

### 3 荷重条件

#### 3.1 埋戻し土

埋戻し土の単位体積重量	$\gamma$	18.0 (kN/m <sup>3</sup> )
埋戻し土の飽和単位体積重量	$\gamma_{sat}$	18.0 (kN/m <sup>3</sup> )
内部摩擦角	$\phi$	25.0 (°)
水の単位体積重量	$\gamma_w$	9.8 (kN/m <sup>3</sup> )
管内水の単位体積重量	$\gamma_{wi}$	9.8 (kN/m <sup>3</sup> )
締固めの程度	締固め度 I	
	締固め度 Pr	90 (%)

#### 3.2 群集荷重

群集荷重 なし

#### 3.3 自動車荷重

T-25 後輪荷重 P = 100.0 (kN)  
路面の状況 舗装道路  
自動車荷重の分布形 45° 分布

#### 3.4 軌道荷重

軌道荷重 0.0 (kN/m<sup>2</sup>)

#### 3.5 宅地荷重

宅地荷重 なし

#### 3.6 雪荷重

雪荷重 なし

#### 3.7 施工時荷重

施工時荷重 3ton級  
地盤 普通地盤

#### 3.8 設計水圧

静水圧 0.530 (MPa)  
水撃圧 0.350 (MPa)

### 4 地盤条件

#### 4.1 地域区分

位置 北海道 釧路市  
地域別補正係数  $C_z$  1.00

## 4.2 表層地盤の特性値

	層厚 (m)	土質	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (度)	N値
1	2.500	洪積層砂質土	18.00	11.00	18.0	12.0
2	3.500	沖積層粘性土	19.00	10.00	15.0	20.0
3	2.380	沖積層砂質土	18.00	10.00	20.0	7.0
$\Sigma$	8.380					

地下水位 G.L. -1.000 (m)

## 4.3 浮上に対する検討

検討しない

## 4.4 凍結深の検討

検討しない

## 5 施工条件

基礎材料 砂質土  
 変形遅れ係数  $F_1$  1.00  
 設計たわみ率 3.0 (%)

現地盤 粘性土  
 複合配管 する  
 併設される管の呼び径  $D_2$  100.0 (mm)  
 外径 114.0 (mm)  
 管の中心間隔  $B_3$  475.0 (mm)

施工方法 素掘り施工 (溝形)

## 6 掘削条件

No.	断面名	h (m)	$h_0$ (m)	b (m)	勾配1:n	施工支持角	設計支持角
1	断面1	1.200	0.100	0.975	0.10	90°	90°
2	断面2	1.300	0.100	0.975	0.30	180°	90°
3	断面3	1.400	0.100	0.975	0.30	90°	90°
4	断面4	1.500	0.100	0.975	0.30	90°	90°

## 目 次

1	断面1	3
1.1	設計条件	3
1.1.1	準拠指針	3
1.1.2	水圧条件	3
1.1.3	施工条件	3
1.1.4	埋戻し土・基礎材等の条件	3
1.1.5	管の諸元	4
1.1.6	荷 重	4
1.1.7	基礎材の反力係数	4
1.2	荷重の計算	5
1.2.1	埋戻し土による土圧	5
1.2.1.1	鉛直土圧	5
1.2.1.2	水平土圧	6
1.2.2	活荷重による土圧	7
1.2.2.1	自動車荷重による土圧	7
1.2.3	施工時荷重	8
1.2.3.1	施工時荷重による鉛直土圧	8
1.2.3.2	施工時荷重による水平土圧	9
1.2.4	管内水重	10
1.2.5	管体自重	10
1.2.5.1	管体の重量	10
1.2.5.2	管体自重による水平荷重	11
1.3	曲げモーメントの算出	12
1.3.1	算出式	12
1.3.2	曲げモーメントの算出	13
1.3.2.1	土圧による曲げモーメント	13
1.3.2.2	自動車荷重による曲げモーメント	13
1.3.2.3	施工時荷重による曲げモーメント	13
1.3.2.4	管内水重による曲げモーメント	13
1.3.2.5	管体自重による曲げモーメント	14
1.3.3	曲げモーメントの集計	14
1.4	管体の安全性の照査	14
1.4.1	許容水圧の算出	14
1.4.2	たわみ率の算出	16
1.4.3	施工時の検討	17
1.4.3.1	所要管厚の算出	17
1.4.3.2	たわみ率の算出	17
1.5	地震時の検討	18
1.5.1	解析モデル	18
1.5.1.1	節点座標	18
1.5.1.2	部材の定数	19
1.5.1.3	地盤のばね定数	19
1.5.2	常時荷重の計算	21
1.5.2.1	鉛直土圧	21
1.5.2.2	水平土圧および水圧	21

1.5.2.3	底面地盤反力	22
1.5.3	地震水平力の計算	22
1.5.3.1	地盤の特性値	22
1.5.3.2	地震動の最大変位振幅	24
1.5.3.3	地盤変位による地震水平力	25
1.5.4	変位および断面力の計算	28
1.5.4.1	常時荷重による変位および断面力	28
1.5.4.2	地盤変位による変位および断面力（レベル1地震時）	31
1.5.4.3	地盤変位による変位および断面力（レベル2地震時）	36
1.5.5	管体の安全性の照査	41
1.5.5.1	レベル1地震時	41
1.5.5.2	レベル2地震時	41

# 1 断面1

## 1.1 設計条件

### 1.1.1 準拠指針

土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「パイプライン」平成21年3月  
農林水産省 農村振興局

### 1.1.2 水圧条件

静水圧  $H = 0.012$  (MPa)

水撃圧  $H = 0.012$  (MPa)

### 1.1.3 施工条件

布設の状態 素掘り施工 (溝形)

土かぶり  $H = 1.200$  (m)

管心レベルの溝幅  $B_c = 1.012$  (m)

標準溝幅  $B_s = 1.375$  (m)

……(基準書 p.306)

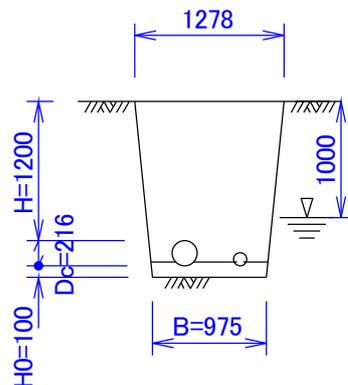


図-1 寸法図

### 1.1.4 埋戻し土・基礎材等の条件

現地盤の土質	粘性土
基礎の材料	砂質土
埋戻し土の内部摩擦角	$\phi = 25.0^\circ$
埋戻し土の単位体積重量	$\gamma = 18.0$ (kN/m <sup>3</sup> )
埋戻し土の飽和単位体積重量	$\gamma_{sat} = 18.0$ (kN/m <sup>3</sup> )
基礎の施工支持角	$2\theta' = 90.0^\circ$
基礎の設計支持角	$2\theta = 90.0^\circ$
基礎材の締固め程度	締固め度 I
基礎材の締固め度	$P_r = 90.0$ (%)
変形遅れ係数	$F_i = 1.0$

### 1.1.5 管の諸元

管種	硬質ポリ塩化ビニル管 $\phi$ 200 (VP)
管外径	$D_o = 216.0$ (mm)
管厚	$T = 10.3$ (mm)
計算管厚	$t = T = 10.3$ (mm)
内径	$D = 195.4$ (mm)
管厚中心半径	$R = 102.9$ (mm)

管材の単位体積重量	$\gamma_p = 14.0$ (kN/m <sup>3</sup> )
管材のヤング係数	$E = 3.0 \times 10^6$ (kN/m <sup>2</sup> )
断面2次モーメント	$I = 0.091061 \times 10^6$ (m <sup>4</sup> /m)
管壁の剛度	$EI = 0.2732$ (kN $\cdot$ m <sup>2</sup> /m)

### 1.1.6 荷重

自動車荷重 T-25 ..... (基準書 p. 287)  
後輪荷重  $P = 100.0$  (kN)  
衝撃係数  $i = 0.30$   
(舗装道路、土かぶり深さ 1.5m未満)

施工時荷重 3ton級 ..... (基準書 pp. 289~290)  
接地圧  $q_b = 32.0$  (kN/m<sup>2</sup>)  
衝撃係数  $i = 0.000$  (普通地盤)

### 1.1.7 基礎材の反力係数

管の口径が300mm以下であるから、 $e' = 3,000$  kN/m<sup>2</sup>とする。 ..... (基準書 p. 310)

## 1.2 荷重の計算

### 1.2.1 埋戻し土による土圧

#### 1.2.1.1 鉛直土圧

##### (1) 算定式

鉛直土圧は土かぶり2m以下においては式(1)の垂直土圧公式により、2mを超える場合は式(2)のマーストン公式により求める。

ただし、マーストン公式による土圧が突出形とした場合の土圧(式(4))より大きい場合は、式(4)の突出形とした場合の土圧を用いる。また、土かぶり2mにおける垂直土圧公式による土圧より小さい場合には、土かぶり2mにおける垂直土圧公式による土圧を用いる。

……(基準書 pp. 282~283)

$$\text{垂直土圧公式：} \quad W_v = w \cdot H \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{マーストン公式 (溝形)：} \quad W_v = C_d \cdot w \cdot B \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$C_d = \frac{1 - e^{-2K \cdot \mu' \cdot (H/B)}}{2K \cdot \mu'} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\text{マーストン公式 (突出形)：} \quad W_v = C_c \cdot w \cdot D_c \quad \dots\dots\dots (4)$$

$H \leq H_e$  のとき (完全溝状)

$$C_c = \frac{e^{-2K \cdot \mu \cdot (H/D_c)} - 1}{-2K \cdot \mu} \quad \dots\dots\dots (5)$$

$H > H_e$  のとき (不完全溝状)

$$C_c = \frac{e^{-2K \cdot \mu \cdot (H_e/D_c)} - 1}{-2K \cdot \mu} + \left( \frac{H}{D_c} - \frac{H_e}{D_c} \right) \cdot e^{-2K \cdot \mu \cdot (H/D_c)} \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここで、 $W_v$ ：埋戻し土または盛土によって管体に加わる鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$C_d$ ：溝形の場合の土圧係数

$C_c$ ：突出形の場合の土圧係数

$K$ ：ランキンの主働土圧係数

$$K = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 25}{1 + \sin 25} = 0.406 \quad \dots\dots\dots (7)$$

$\mu$ ：埋戻し土の内部摩擦係数  $\mu = \tan \phi = \tan 25^\circ = 0.466$

$\mu'$ ：埋戻し土と地山の摩擦係数  $\mu' = \tan \phi' = \tan 25^\circ = 0.466$

(ただし、 $\phi' = \phi$  とする)

$w$ ：埋戻し土の単位体積重量 18.0 (kN/m<sup>3</sup>)

$H$ ：土かぶり 1.200 (m)

$B$ ：管頂における溝幅 1.038 (m)

$D_c$ ：管の外径 0.216 (m)

$H_e$ ：等沈下面から管頂までの深さ。式(8)で求める。(m)

$p$ ：突出比  $p = 1.00$

$\gamma_{sd}$ ：沈下比  $\gamma_{sd} = -0.100$  (締固めI) (基準書 p. 281, 表-9.3.2)

$$\begin{aligned}
& \frac{e^{-2K \cdot \mu (H_e/D_c)} - 1}{-2K \cdot \mu} \left\{ \frac{1}{2K \cdot \mu} - \left( \frac{H}{D_c} - \frac{H_e}{D_c} \right) - \frac{\gamma_{sd} \cdot P}{3} \right\} - \frac{1}{2} \cdot \frac{H_e^2}{D_c^2} \\
& - \frac{\gamma_{sd} \cdot P}{3} \cdot \left( \frac{H}{D_c} - \frac{H_e}{D_c} \right) \cdot e^{-2K \cdot \mu (H_e/D_c)} - \frac{1}{2K \cdot \mu} \cdot \frac{H_e}{D_c} + \frac{H}{D_c} \cdot \frac{H_e}{D_c} \\
& = -\gamma_{sd} \cdot P \cdot \frac{H}{D_c} \quad \dots\dots\dots (8)
\end{aligned}$$

(2) 鉛直土圧

土かぶり2m以下であるから、鉛直土圧は式(1)の垂直土圧公式により求める。

$$W_v = 18.0 \times 1.200 = 21.600 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

1.2.1.2 水平土圧

水平土圧は式(10), (11)により求める。

.....(基準書 pp. 282~283)

$$P_v = \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_1}{2} \quad \dots\dots\dots (10)$$

$$\Delta X_1 = F_1 \cdot \frac{2K \cdot W_v \cdot R^4}{EI + 0.061e' \cdot R^3} \quad \dots\dots\dots (11)$$

ここで、 $P_v$ : 管体側面中心に作用する水平土圧	(kN/m <sup>2</sup> )
$\Delta X_1$ : 鉛直土圧による水平たわみ量	(m)
$F_1$ : 変形遅れ係数	1.00
$e'$ : 基礎材の反力係数	3000.0 (kN/m <sup>2</sup> )
$R$ : 管厚中心半径	0.103 (m)
$EI$ : 管体の剛度	0.273 (kN・m <sup>2</sup> )
$\theta$ : 設計支持角	90 (°)
$K$ : 基礎の支持角によって決まる係数	0.096
$W_v$ : 鉛直土圧	21.60 (kN/m <sup>2</sup> )

鉛直土圧による水平たわみ量

$$\begin{aligned}
\Delta X_1 &= 1.00 \times \frac{2 \times 0.096 \times 21.60 \times 0.103^4}{0.273 + 0.061 \times 3000.0 \times 0.103^3} \\
&= 0.00098 \text{ (m)}
\end{aligned}$$

管体側面中心に作用する水平土圧

$$\begin{aligned}
P_v &= \frac{1}{1.00} \times \frac{3000.0}{0.103} \times \frac{0.00098}{2} \\
&= 14.330 \text{ (kN/m}^2\text{)}
\end{aligned}$$

## 1.2.2 活荷重による土圧

### 1.2.2.1 自動車荷重による土圧

#### (1) 鉛直土圧

自動車荷重は、輪荷重が設置幅0.2mで自動車の進行方向にのみ45°分布し、直角方向には制限なく載荷されるものとする。従って、1台の自動車荷重は車両占有幅の範囲に分布するものとして、自動車荷重による鉛直土圧は式(12)で求める。

………(基準書 pp.287~289)

$$W_w = \frac{P \cdot \beta}{0.2+2h} \quad \dots\dots\dots (12)$$

$$P = \frac{2P_r}{2.75} \times (1+i) \quad \dots\dots\dots (13)$$

ここで、 $W_w$  : 輪荷重による鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $P$  : 進行直角方向単位長さあたりの後輪荷重 (kN/m)  
 $\beta$  : 断面力の低減係数 0.9  
 $P_r$  : 後輪荷重 100.0 (kN/m) (T-25)  
 $i$  : 衝撃係数 0.30  
 $h$  : 土かぶり 1.200 (m)

進行直角方向単位長さあたりの後輪荷重

$$P = \frac{2 \times 100.0}{2.75} \times (1+0.30) = 94.545 \text{ (kN/m)}$$

輪荷重による鉛直土圧

$$W_w = \frac{94.545 \times 0.9}{0.2+2 \times 1.200} = 32.727 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

#### (2) 水平土圧

自動車荷重による水平土圧は式(14)のスパングレー公式により求める。

$$P_w = \frac{1}{F_2} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_2}{2} \quad \dots\dots\dots (14)$$

$$\Delta X_2 = F_2 \cdot \frac{2K \cdot W_w \cdot R^4}{EI+0.061e' \cdot R^3} \quad \dots\dots\dots (15)$$

ここで、 $P_w$  : 管体側面中心に作用する水平土圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\Delta X_2$  : 活荷重による水平たわみ量 (m)  
 $F_2$  : 活荷重による変形遅れ係数 1.00  
 $e'$  : 基礎材の反力係数 3000.0 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $R$  : 管厚中心半径 0.103 (m)  
 $\theta$  : 設計支持角 90 (°)  
 $K$  : 設計支持角により決まる係数 0.096  
 $W_w$  : 輪荷重による鉛直土圧 32.73 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $EI$  : 管体の剛度 0.273 (kN・m<sup>2</sup>)

活荷重による水平たわみ量

$$\begin{aligned}\Delta X_2 &= 1.00 \times \frac{2 \times 0.096 \times 32.73 \times 0.103^4}{0.273 + 0.061 \times 3000.0 \times 0.103^3} \\ &= 0.00149 \text{ (m)}\end{aligned}$$

管体側面中心に作用する水平土圧

$$\begin{aligned}P_w &= \frac{1}{1.00} \times \frac{3000.0}{0.103} \times \frac{0.00149}{2} \\ &= 21.713 \text{ (kN/m}^2\text{)}\end{aligned}$$

### 1.2.3 施工時荷重

#### 1.2.3.1 施工時荷重による鉛直土圧

施工時荷重による鉛直土圧は式(16)で求める。

.....(基準書 pp. 289~290)

$$W_b = n \cdot q_b \cdot (1+i) \cdot \frac{b}{B} = n \cdot q_b \cdot (1+i) \cdot \frac{b}{b+2H \cdot \tan \theta} \quad \dots\dots\dots(16)$$

ここで、 $W_b$  : 施工時荷重による鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$b$  : キャタピラ幅 0.300 (m)

$L$  : キャタピラ間隔 1.190 (m)

$B$  : 1つのキャタピラの荷重分布幅 (m)

$n$  : 荷重に考慮するキャタピラの数

$B \leq L$ なら  $n=1$ 、 $B > L$ なら  $n=2$

$q_b$  : 施工機械の接地圧 32.0 (kN/m<sup>2</sup>) (3ton級)

$i$  : 衝撃係数 0.0

$H$  : 土かぶり 1.200 (m)

$\theta$  : 荷重の土中への分散角 45°

キャタピラ荷重の分布幅

$$B = 0.300 + 2 \times 1.200 \times \tan 45^\circ = 2.700 \text{ (m)}$$

$B=2.700\text{m} > L=1.190\text{m}$  であるから、 $n=2$  となる。

施工時荷重による鉛直土圧

$$W_b = 2 \times 32.0 \times (1+0.0) \times \frac{0.300}{2.700} = 7.111 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

### 1.2.3.2 施工時荷重による水平土圧

施工時荷重による水平土圧式(17), (18)で求める。

$$P_B = \frac{1}{F_2} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_2}{2} \dots\dots\dots (17)$$

$$\Delta X_2 = F_2 \cdot \frac{2K \cdot W_B \cdot R^4}{EI + 0.061e' \cdot R^3} \dots\dots\dots (18)$$

ここで、 $P_B$ : 施工時荷重による水平土圧	( $\text{kN/m}^2$ )
$\Delta X_2$ : 施工時荷重による水平たわみ量	(m)
$W_B$ : 施工時荷重による鉛直土圧	7.111 ( $\text{kN/m}^2$ )
$F_2$ : 活荷重による変形遅れ係数	1.00
$e'$ : 基礎材の反力係数	3000.0 ( $\text{kN/m}^2$ )
$R$ : 管厚中心半径	0.103 (m)
$\theta$ : 設計支持角	90 ( $^\circ$ )
$K$ : 設計支持角により決まる係数	0.096
$EI$ : 管体の剛度	0.273 ( $\text{kN}\cdot\text{m}^2$ )

施工時荷重による水平たわみ量

$$\begin{aligned} \Delta X_2 &= 1.00 \times \frac{2 \times 0.096 \times 7.11 \times 0.103^4}{0.273 + 0.061 \times 3000.0 \times 0.103} \\ &= 0.00032 \text{ (m)} \end{aligned}$$

施工時荷重による水平土圧

$$\begin{aligned} P_B &= \frac{1}{1.00} \times \frac{3000.0}{0.103} \times \frac{0.00032}{2} \\ &= 4.718 \text{ (}\text{kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

## 1.2.4 管内水重

管内水重による水平荷重は式(19), (20)で求める。

……(基準書 pp. 291~292)

$$P_0 = \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_2}{2} \quad \dots\dots\dots (19)$$

$$\Delta X_2 = F_1 \cdot \frac{2K_0 \cdot W_0 \cdot R^5}{EI + 0.061e' \cdot R^3} \quad \dots\dots\dots (20)$$

ここで、 $P_0$ : 管内水重による水平荷重	(kN/m <sup>2</sup> )
$\Delta X_2$ : 水平たわみ量	(m)
$F_1$ : 変形遅れ係数	1.00
$e'$ : 基礎材の反力係数	3000.0 (kN/m <sup>3</sup> )
$R$ : 管厚中心半径	0.103 (m)
$\theta$ : 設計支持角	90 (°)
$K_0$ : 設計支持角により決まる係数	0.085
$EI$ : 管の剛度	0.273 (kN・m <sup>2</sup> )
$w_0$ : 管内水の単位体積重量	9.8 (kN/m <sup>3</sup> )

管内水重による水平たわみ量

$$\begin{aligned} \Delta X_2 &= 1.00 \times \frac{2 \times 0.085 \times 9.80 \times 0.103^5}{0.273 + 0.061 \times 3000.0 \times 0.103^3} \\ &= 0.00004 \text{ (m)} \end{aligned}$$

管内水重による水平荷重

$$\begin{aligned} P_0 &= \frac{1}{1.00} \times \frac{3000.0}{0.103} \times \frac{0.00004}{2} \\ &= 0.592 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

## 1.2.5 管体自重

### 1.2.5.1 管体の重量

管体の単位面積あたり重量  $W_p$

$$\begin{aligned} W_p &= \gamma_p \cdot t \\ &= 14.0 \times 0.0103 = 0.144 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここで、 $\gamma_p$  : 管材の単位体積重量 14.0 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $t$  : 管 厚 0.0103 (m)

管体の単位長さあたり重量  $W_d$

$$\begin{aligned}W_d &= \pi/4 \cdot \{ D_c^2 - (D_c - 2t)^2 \} \cdot \gamma_p \\ &= \pi/4 \times \{ 0.2160^2 - (0.2160 - 2 \times 0.0103)^2 \} \times 14.0 \\ &= 0.0932 \text{ (kN/m)}\end{aligned}$$

ここで、 $D_c$  : 管外径 0.2160 (m)

### 1.2.5.2 管体自重による水平荷重

管体自重による水平荷重は次式により求める。

……(基準書 p.291)

$$\begin{aligned}P_p &= \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X}{2} \\ &= \frac{1}{1.00} \times \frac{3000.0}{0.103} \times \frac{0.00001}{2} \\ &= 0.168 \text{ (kN/m}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta X &= F_1 \cdot \frac{2K_p \cdot W_p \cdot R^4}{EI + 0.061e' \cdot R^3} \\ &= 1.00 \times \frac{2 \times 0.169 \times 0.144 \times 0.103^4}{0.273 + 0.061 \times 3000.0 \times 0.103^3} \\ &= 0.00001 \text{ (m)}\end{aligned}$$

ここで、 $P_p$  : 管体自重による水平荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$\Delta X$  : 水平たわみ量 (m)

$F_1$  : 変形遅れ係数 1.00

$e'$  : 基礎材の反力係数 3000.0 (kN/m<sup>2</sup>)

$R$  : 管厚中心半径 0.103 (m)

$EI$  : 管壁の剛度 0.2732 (kN・m<sup>2</sup>/m)

$\theta$  : 設計支持角 90 (°)

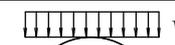
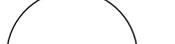
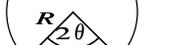
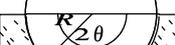
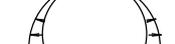
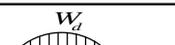
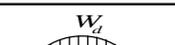
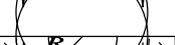
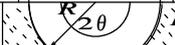
$K_p$  : 基礎の設計支持角によって決まる係数 0.169

### 1.3 曲げモーメントの算出

#### 1.3.1 算出式

管体に作用する曲げモーメントは、表-1(自由支承、設計支持角 $90^\circ$ )を利用して算出する。

表-1 とう性管の横断面に生じる最大曲げモーメント (単位: kNm/m)

対象荷重	設計支持角 ( $2\theta^\circ$ )	自由支承		固定支承	
		最大曲げモーメント	荷重作用状態	最大曲げモーメント	荷重作用状態
鉛直 等分布荷重  $w$ : 等分布荷重 (kNm <sup>2</sup> )	60	$0.377WR^2$		—	
	90	$0.314WR^2$		—	
	120	$0.275WR^2$		—	
	180	$0.250WR^2$		$0.220WR^2$	
管内水重  $w_0$ : 水の単位体積 重量 (kNm <sup>3</sup> )	60	$0.420w_0R^3$		—	
	90	$0.321w_0R^3$		—	
	120	$0.260w_0R^3$		—	
	180	$0.220w_0R^3$		$0.055w_0R^3$	
管体自重  $w_d$ : 長さ 1mあたりの 管重量 (kNm <sup>3</sup> )	60	$0.134w_dR$		—	
	90	$0.102w_dR$		—	
	120	$0.083w_dR$		—	
	180	$0.070w_dR$		$0.017w_dR$	
側面 水平荷重  $P_1, P_2$ : 管上下端における 水平荷重 (kNm <sup>3</sup> )	60	$-0.166PR^2$		—	
	90	$-0.166PR^2$		—	
	120	$-0.166PR^2$		—	
	180	$-0.166PR^2$		$-(0.047P_1 + 0.060P_2)R^2$	

ただし、R: 管厚中心半径 (m)

### 1.3.2 曲げモーメントの算出

#### 1.3.2.1 土圧による曲げモーメント

鉛直土圧  $W_v = 21.600$  (kN/m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} M &= 0.314 \times W_v \cdot R^2 \\ &= 0.314 \times 21.60 \times 0.103^2 = 0.072 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

水平土圧  $P_v = 14.330$  (kN/m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} M &= -0.166 \times P_v \cdot R^2 \\ &= -0.166 \times 14.330 \times 0.103^2 = -0.025 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

#### 1.3.2.2 自動車荷重による曲げモーメント

自動車荷重による鉛直荷重  $W_w = 32.727$  (kN/m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} M &= 0.314 \times W_w \cdot R^2 \\ &= 0.314 \times 32.727 \times 0.103^2 = 0.109 \text{ (kNm/m)} \end{aligned}$$

自動車荷重による水平荷重  $P_w = 21.713$  (kN/m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} M &= -0.166 \times P_w \cdot R^2 \\ &= -0.166 \times 21.713 \times 0.103^2 = -0.038 \text{ (kNm/m)} \end{aligned}$$

#### 1.3.2.3 施工時荷重による曲げモーメント

施工時荷重による鉛直荷重  $W_b = 7.111$  (kN/m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} M &= 0.314 \times W_b \cdot R^2 \\ &= 0.314 \times 7.111 \times 0.103^2 = 0.024 \text{ (kNm/m)} \end{aligned}$$

施工時荷重による水平荷重  $P_b = 4.718$  (kN/m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} M &= -0.166 \times P_b \cdot R^2 \\ &= -0.166 \times 4.718 \times 0.103^2 = -0.008 \text{ (kNm/m)} \end{aligned}$$

#### 1.3.2.4 管内水重による曲げモーメント

水の単位体積重量  $w_0 = 9.8$  (kN/m<sup>3</sup>)

$$\begin{aligned} M &= 0.321 \times w_0 \cdot R^3 \\ &= 0.321 \times 9.8 \times 0.103^3 = 0.003 \text{ (kNm/m)} \end{aligned}$$

管内水重による水平荷重  $P_0 = 0.592$  (kN/m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} M &= -0.166 \times P_0 \cdot R^2 \\ &= -0.166 \times 0.592 \times 0.103^2 = -0.001 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

### 1.3.2.5 管体自重による曲げモーメント

管体自重  $W_d = 0.093$  (kN/m)

$$M = 0.102 \times W_d \cdot R$$

$$= 0.102 \times 0.093 \times 0.103 = 0.001 \text{ (kNm/m)}$$

管体自重による水平荷重  $P_p = 0.168$  (kN/m<sup>2</sup>)

$$M = -0.166 \times P_p \cdot R^2$$

$$= -0.166 \times 0.168 \times 0.103^2 = 0.000 \text{ (kNm/m}^2\text{)}$$

### 1.3.3 曲げモーメントの集計

(単位：kNm/m)

	鉛直荷重による 曲げモーメント	水平荷重による 曲げモーメント
土圧	0.072	-0.025
自動車荷重	0.109	-0.038
施工時荷重	0.024	-0.008
管内水重	0.003	-0.001
管体自重	0.001	0.000
合計(常時)	0.120	
合計(施工時)	0.063	

## 1.4 管体の安全性の照査

### 1.4.1 許容水圧の算出

応力計算上の必要最小管厚は、内外圧が同時に作用するとき、管体に生じる曲げモーメントによる縁応力度が管材の許容応力度以下であることから、式(21)で求められる。

……………(基準書 pp. 299～300)

$$t \geq \frac{0.5D \cdot H + \sqrt{(0.5DH)^2 + 24\alpha \cdot \sigma_a \cdot M}}{2\sigma_a} \quad \dots\dots\dots (21)$$

(21)式で、設計水圧Hを許容水圧 $H_a$ と置き換え、変形すると式(22)のようになる。

$$H_a = \frac{\sigma_a \cdot t^2 - 6\alpha \cdot M}{0.5D \cdot t} \quad \dots\dots\dots (22)$$

ここで、 t : 設計管厚 10.3 (mm)  
 D : 管の内径 195.4 (mm)  
 H : 設計水圧 0.024 (MPa)  
 $\alpha$  : 引張応力/曲げ応力 0.55  
 $\sigma_a$  : 許容引張応力度 15.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
 M : 管体に生じる最大曲げモーメント 120.2 (N・mm/mm)

式(22)で求められる許容水圧 $H_a$ が設計水圧Hより大きければ安全である。

$$H_a = \frac{15.0 \times 10.3^2 - 6 \times 0.55 \times 120.2}{0.5 \times 195.4 \times 10.3} = 1.187 \text{ (MPa)} \geq H = 0.024 \text{ (MPa)}$$

従って、管体に生じる応力度に関して安全である。

### 1.4.2 たわみ率の算出

水平たわみ量の管厚中心直径に対する比率(たわみ率)は式(23)で求められ、これが設計たわみ率以下であることを照査する。

……………(基準書 pp.301~302)

$$\frac{\Delta X}{2R} \times 100 = \frac{F_1 (K \cdot W_v + K_0 \cdot w_0 \cdot R + K_p \cdot W_p) + F_2 \cdot K \cdot W_w}{EI/R^3 + 0.061e'} \times 100 \quad \dots\dots\dots (23)$$

ここで、 $\Delta X$  : 水平たわみ量 (m)

$W_v$  : 死荷重による鉛直荷重 21.60 (kN/m<sup>2</sup>)

$W_w$  : 活荷重による鉛直荷重 32.73 (kN/m<sup>2</sup>)

$W_0$  : 水の単位体積重量 9.800 (kN/m<sup>3</sup>)

$W_p$  : 管体の単位面積あたりの重量 0.144 (kN/m<sup>2</sup>)

$K, K_0, K_p$  : 基礎の設計支持角によって決まる係数

支持角 90° より、 $K=0.096, K_0=0.085, K_p=0.169$

$F_1$  : 荷重(活荷重を除く)による変形遅れ係数 1.0

$F_2$  : 活荷重による変形遅れ係数 1.0

$EI$  : 管壁の剛性 0.2732 (kNm<sup>2</sup>/m)

$R$  : 管厚中心半径 0.103 (m)

$e'$  : 基礎材の反力係数 3000.0 (kN/m<sup>2</sup>/m)

$$\begin{aligned} \frac{\Delta X}{2R} \times 100 &= \frac{1.0 \times 0.096 \times 21.60}{0.2732/0.103^3 + 0.061 \times 3000.0} \times 100 \\ &+ \frac{1.0 \times 0.085 \times 9.8 \times 0.103}{0.2732/0.103^3 + 0.061 \times 3000.0} \times 100 \\ &+ \frac{1.0 \times 0.169 \times 0.144}{0.2732/0.103^3 + 0.061 \times 3000.0} \times 100 \\ &+ \frac{1.0 \times 0.096 \times 32.73}{0.2732/0.103^3 + 0.061 \times 3000.0} \times 100 \\ &= 1.227 (\%) \leq \text{設計たわみ率 } 3.0 (\%) \end{aligned}$$

従って、たわみ率に関して安全である。

### 1.4.3 施工時の検討

#### 1.4.3.1 所要管厚の算出

施工時における所要管厚は、(22)式で設計水圧Hを0.0として、式(24)で求める。ただし、管体の許容応力度は常時の5割り増しとする。

$$t_{req} = \frac{\sqrt{24 \alpha \cdot \sigma_a \cdot M}}{2 \sigma_a} = \sqrt{\frac{6 \alpha \cdot M}{\sigma_a}} \quad \dots\dots\dots (24)$$

ここで、 $t_{req}$  : 応力計算から求められる必要管厚 (mm)  
 $\sigma_a$  : 許容引張応力度  $1.5 \times 15.0 = 22.5$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 $M$  : 管体に生じる最大曲げモーメント 62.6 (N/mm<sup>2</sup>)

$$t_{req} = \sqrt{\frac{6 \times 0.55 \times 62.6}{22.5}} = 3.0 \text{ (mm)} \leq t = 10.3 \text{ (mm)}$$

従って、管体に生じる応力度に関して安全である。

#### 1.4.3.2 たわみ率の算出

施工時におけるたわみ率は(23)式の管内水重による項 (分子括弧内第2項) を無視して、式(25)で求める。

$$\frac{\Delta X}{2R} \times 100 = \frac{F_1 (K \cdot W_v + K_p \cdot W_p) + F_2 \cdot K \cdot W_w}{EI/R^3 + 0.061e'} \times 100 \quad \dots\dots\dots (25)$$

ここで、 $\Delta X$  : 水平たわみ量 (m)  
 $W_v$  : 死荷重による鉛直荷重 21.60 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $W_w$  : 活荷重による鉛直荷重 7.11 (kN/m<sup>3</sup>)

$$\begin{aligned} \frac{\Delta X}{2R} \times 100 &= \frac{1.0 \times 0.096 \times 21.60}{0.2732/0.103^3 + 0.061 \times 3000.0} \times 100 \\ &+ \frac{1.0 \times 0.169 \times 0.144}{0.2732/0.103^3 + 0.061 \times 3000.0} \times 100 \\ &+ \frac{1.0 \times 0.096 \times 7.11}{0.2732/0.103^3 + 0.061 \times 3000.0} \times 100 \\ &= 0.641 \text{ (\%)} \leq \text{設計たわみ率 } 3.0 \text{ (\%)} \end{aligned}$$

従って、たわみ率に関して安全である。

## 1.5 地震時の検討

### 1.5.1 解析モデル

地震時の検討は図-2に示すモデルを用いて平面骨組み解析により行う。断面の各部に働く断面力は図の常時荷重と地震水平力の合計として求める。

常時荷重の解析モデルでは図-2(a)のように2つの仮想支点を設ける。地震水平力の解析モデルでは各節点位置を地盤ばねによるXおよびY方向の集中ばね支点とする。

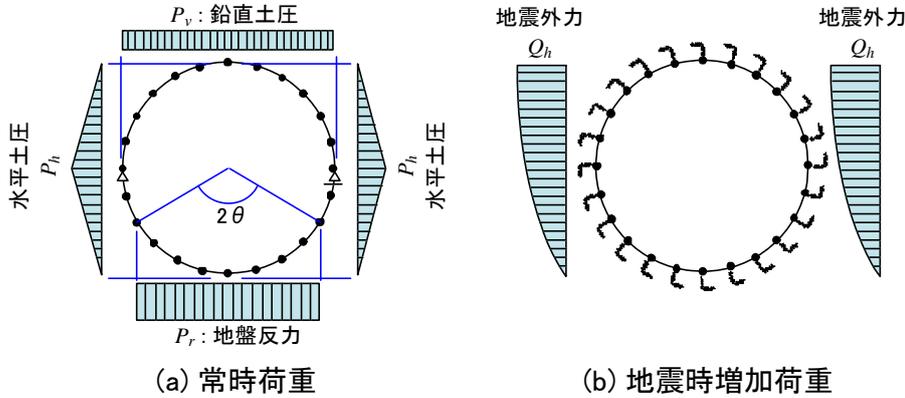


図-2 計算モデル

#### 1.5.1.1 節点座標

節点番号	X座標 (m)	Y座標 (m)	節点番号	X座標 (m)	Y座標 (m)	節点番号	X座標 (m)	Y座標 (m)
1	0.000	0.103	9	-0.089	-0.051	17	0.089	-0.051
2	-0.027	0.099	10	-0.073	-0.073	18	0.099	-0.027
3	-0.051	0.089	11	-0.051	-0.089	19	0.103	0.000
4	-0.073	0.073	12	-0.027	-0.099	20	0.099	0.027
5	-0.089	0.051	13	0.000	-0.103	21	0.089	0.051
6	-0.099	0.027	14	0.027	-0.099	22	0.073	0.073
7	-0.103	0.000	15	0.051	-0.089	23	0.051	0.089
8	-0.099	-0.027	16	0.073	-0.073	24	0.027	0.099

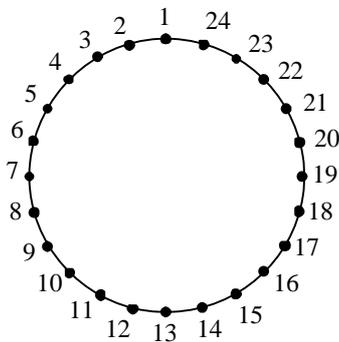


図-3 骨組み図

### 1.5.1.2 部材の定数

ヤング係数	$3.00 \times 10^6$ (kN/m <sup>2</sup> )
断面2次モーメント	$0.0911 \times 10^6$ (m <sup>4</sup> )
断面積	0.0103 (m <sup>2</sup> )

### 1.5.1.3 地盤のばね定数

水平方向地盤ばね定数は式(26)～(28)により求める。また、せん断ばね定数は式(29)により求める。

$$k_H = k_{H0} \cdot \left( \frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \dots\dots\dots (26)$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_0 \dots\dots\dots (27)$$

$$B_H = \sqrt{A_h} = \sqrt{\frac{D_c + D}{2} \cdot L} \dots\dots\dots (28)$$

$$k_S = 0.3k_H \dots\dots\dots (29)$$

- ここで、 $k_H$ ：水平方向地盤ばね定数 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $k_S$ ：せん断ばね定数 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $k_{H0}$ ：直径0.3mの剛体円盤による平板載荷試験の  
 値に相当する水平方向地盤ばね定数 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $E_0$ ：地盤の変形係数。 $E_0 = 2800N$  で推定する。(kN/m<sup>2</sup>)  
 $\alpha$ ：地盤ばね定数の推定に用いる係数  
 N値から推定する場合は、 $\alpha = 1$   
 $B_H$ ：換算載荷幅 (m)  
 $D_c$ ：管の外径 0.216 (m)  
 $D$ ：管の内径 0.195 (m)  
 $L$ ：管の有効長 10.000 (m)

換算載荷幅：

$$B_H = \sqrt{\frac{0.216+0.195}{2}} \times 10.0 = 31.274 \text{ (m)}$$

地盤のばね定数：

節点 番号	深さ z (m)	N値	E <sub>0</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	k <sub>no</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	k <sub>H</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	k <sub>s</sub> (kN/m <sup>3</sup> )
1	1.205	12.0	33600	112000.0	3432.96	1029.89
2, 24	1.209	12.0	33600	112000.0	3432.96	1029.89
3, 23	1.219	12.0	33600	112000.0	3432.96	1029.89
4, 22	1.235	12.0	33600	112000.0	3432.96	1029.89
5, 21	1.257	12.0	33600	112000.0	3432.96	1029.89
6, 20	1.281	12.0	33600	112000.0	3432.96	1029.89
7, 19	1.308	12.0	33600	112000.0	3432.96	1029.89
8, 18	1.335	12.0	33600	112000.0	3432.96	1029.89
9, 17	1.359	12.0	33600	112000.0	3432.96	1029.89
10, 16	1.381	12.0	33600	112000.0	3432.96	1029.89
11, 15	1.397	12.0	33600	112000.0	3432.96	1029.89
12, 14	1.407	12.0	33600	112000.0	3432.96	1029.89
13	1.411	12.0	33600	112000.0	3432.96	1029.89

骨組みの支点ばねは式(30), (31)で求める。

$$k_x = \{ |k_H \cdot \sin \theta| + |k_s \cdot \cos \theta| \} \cdot \Delta l \quad \dots\dots\dots (30)$$

$$k_y = \{ |k_H \cdot \cos \theta| + |k_s \cdot \sin \theta| \} \cdot \Delta l \quad \dots\dots\dots (31)$$

- ここで、k<sub>x</sub>: 節点位置におけるX方向ばね定数 (kN/m)  
 k<sub>y</sub>: 節点位置におけるY方向ばね定数 (kN/m)  
 k<sub>H</sub>: 奥行き1mあたり水平方向地盤ばね定数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 k<sub>s</sub>: 奥行き1mあたりせん断ばね定数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 θ: 管中心と節点を結ぶ半径が鉛直面となす角 (°)  
 Δl: 節点間の部材長。ただし、弧長を用いる (m)  
     Δl = R · Δθ = 0.103 × 0.262 = 0.027 (m)  
 R: 管厚中心半径 0.103 (m)  
 Δθ: 節点間中心角 15° = 0.262 (rad)

支点のばね定数:

節点 番号	$k_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$k_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\theta$ (°)	$k_x$ (kN/m)	$k_y$ (kN/m)
1	3432.96	1029.89	0.0	27.73	92.44
2, 24	3432.96	1029.89	15.0	50.71	96.46
3, 23	3432.96	1029.89	30.0	70.23	93.92
4, 22	3432.96	1029.89	45.0	84.97	84.97
5, 21	3432.96	1029.89	60.0	93.92	70.23
6, 20	3432.96	1029.89	75.0	96.46	50.71
7, 19	3432.96	1029.89	90.0	92.44	27.73
8, 18	3432.96	1029.89	105.0	96.46	50.71
9, 17	3432.96	1029.89	120.0	93.92	70.23
10, 16	3432.96	1029.89	135.0	84.97	84.97
11, 15	3432.96	1029.89	150.0	70.23	93.92
12, 14	3432.96	1029.89	165.0	50.71	96.46
13	3432.96	1029.89	180.0	27.73	92.44

### 1.5.2 常時荷重の計算

#### 1.5.2.1 鉛直土圧

鉛直土圧は式(32)により求める。

$$P_v = \sum \gamma \cdot h + q \quad \dots\dots\dots (32)$$

ここで、 $P_v$  : 鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\gamma$  : 土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 ただし、地下水以下では飽和単位体積重量を用いる。  
 $h$  : 管厚中心までの層厚 (m)  
 $q$  : 地表載荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

層 No	深 度 (m)	層厚 h (m)	土質区分	単位重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	鉛直土圧 $P_v$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.000 ~ 1.000	1.000	洪積層砂質土	18.00	18.000
2	1.000 ~ 1.205	0.205	洪積層砂質土	21.00	4.308
$\Sigma$					22.308

#### 1.5.2.2 水平土圧および水圧

水平土圧は図-2に示すような三角形分布とする。ただし、 $p_h$ は式(33)で求める。

$$P_h = P_v \quad \dots\dots\dots (33)$$

ここで、 $P_h$  : 水平土圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $P_v$  : 鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

節点 番号	深度 (m)	水平土圧 $p_h$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	1.205	0.000
2, 24	1.209	0.760
3, 23	1.219	2.989
4, 22	1.235	6.534
5, 21	1.257	11.154
6, 20	1.281	16.534
7, 19	1.308	22.308
8, 18	1.335	16.534
9, 17	1.359	11.154
10, 16	1.381	6.534
11, 15	1.397	2.989
12, 14	1.407	0.760
13	1.411	0.000

### 1.5.2.3 底面地盤反力

底面地盤反力は式(34)で求め設計支持角内に載荷する。

$$P_r = \frac{P_v}{\sin \theta} = \frac{22.308}{\sin 45.0} = 31.548 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots\dots\dots (34)$$

ここで、 $P_r$  : 底面地盤反力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $P_v$  : 鉛直土圧 22.308 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\theta$  : 設計支持角の1/2 45.0 (°)

### 1.5.3 地震水平力の計算

#### 1.5.3.1 地盤の特性値

(1) 地盤の特性値

地盤の特性値は式(35), (36)により求める。

$$T_G = 4 \cdot \sum \frac{H_i}{V_{si}} \quad \dots\dots\dots (35)$$

$$V_{si} = \begin{cases} 129 \cdot N_i^{0.183} & \text{(洪積層粘性土層の場合)} \\ 123 \cdot N_i^{0.125} & \text{(洪積層砂質土層の場合)} \\ 122 \cdot N_i^{0.0777} & \text{(沖積層粘性土層の場合)} \\ 61.8 \cdot N_i^{0.211} & \text{(沖積層砂質土層の場合)} \end{cases} \quad \dots\dots\dots (36)$$

ここで、 $T_G$  : 地盤の特性値 (sec)  
 $H_i$  :  $i$ 番目の土層の厚さ (m)  
 $V_{si}$  :  $i$ 番目の土層の平均せん断弾性波速度 (m/s)  
 $N_i$  :  $i$ 番目の土層の平均N値

	層厚 H <sub>i</sub> (m)	土の種類	平均N値 N <sub>i</sub>	V <sub>si</sub> (m/sec)		H <sub>i</sub> /V <sub>si</sub> (sec)
1	2.500	洪積層砂質土	12.0	123 × 12.0 <sup>0.125</sup> =	167.80	0.015
2	3.500	沖積層粘性土	20.0	122 × 20.0 <sup>0.0777</sup> =	153.97	0.023
3	2.380	沖積層砂質土	7.0	61.8 × 7.0 <sup>0.211</sup> =	93.18	0.026
	8.380					0.06317

$$T_G = 4 \cdot \sum \frac{H_i}{V_{si}} = 4 \times 0.063 = 0.253 \text{ (sec)}$$

(2) 耐震設計上の地盤種別

耐震設計上の地盤種別は地盤の特性値T<sub>0</sub>より表2により求める。

表2 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値 T <sub>0</sub> (s)
I種	T <sub>0</sub> < 0.2
II種	0.2 ≤ T <sub>0</sub> < 0.6
III種	0.6 ≤ T <sub>0</sub>

よって、0.2 ≤ T<sub>0</sub> < 0.6 (sec) であるから II種地盤

(3) 表層地盤の固有周期

表層地盤の固有周期は式(37)により求める。

$$T_s = 1.25T_G = 1.25 \times 0.253 = 0.316 \text{ (s)} \quad \dots\dots\dots (37)$$

### 1.5.3.2 地震動の最大変位振幅

任意の深さ $z$ における地震動の最大変位振幅は式(38), (39)で求める。

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_G \cdot K'_{h1} \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right) \quad (\text{地震動レベル1}) \quad \dots\dots\dots (38)$$

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S'_v \cdot T_G \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right) \quad (\text{地震動レベル2}) \quad \dots\dots\dots (39)$$

$$T_G = 4 \cdot \Sigma \frac{H_i}{V_{si}} = 0.253 \quad \dots\dots\dots (40)$$

- ここで、 $U_h(z)$ : 深さ $z$ における最大変位振幅 (m)  
 $z$ : 地表面からの深さ (m)  
 $H$ : 地表面から基盤層までの深さ (m)  
 $S_v$ : 基盤地震動の単位震度当たりの速度応答スペクトル (図4参照) (m/s)  
 $S'_v$ : (図5参照) (m/s)  
 $K'_{h1}$ : 耐震設計上の基盤面における設計水平震度  
 $K'_{h1} = C_z \cdot K'_{h10} = 1.00 \times 0.15 = 0.15$   
 $C_z$ : 地域別補正係数  $C_z=1.00$   
 $K'_{h10}$ : 耐震設計上の基礎面における設計水平震度の標準値  $K'_{h10}=0.15$   
 $T_G$ : 表層地盤の固有周期 (s)  
 (式(35)の地盤の特性値に等しい。)

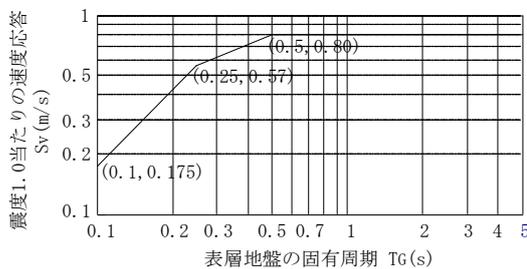


図4 速度応答スペクトル(レベル1)

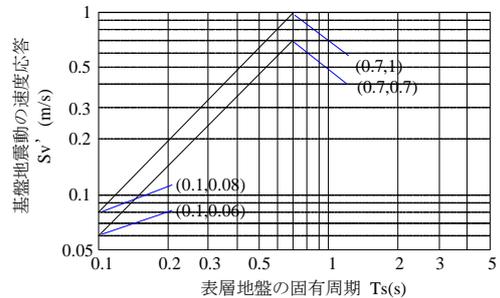


図5 速度応答スペクトル(レベル2)

#### 速度応答スペクトル

- $T_G = 0.253$  (s) より、  
 レベル1地震動  $S_v = 0.5730$  (m/s)  
 レベル2地震動  $S'_v = 0.2665$  (m/s)

#### 地震動の最大変位振幅

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \times 0.5730 \times 0.253 \times 0.15 \times \cos\left(\frac{\pi \times z}{2 \times 8.380}\right) \quad (\text{レベル1地震動})$$

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \times 0.2665 \times 0.253 \times \cos\left(\frac{\pi \times z}{2 \times 8.380}\right) \quad (\text{レベル2地震動})$$

節点 番号	深さ z (m)	最大変位振幅 $U_h$ (m)	
		レベル1	レベル2
1	1.205	0.004289	0.013298
2, 24	1.209	0.004289	0.013296
3, 23	1.219	0.004287	0.013290
4, 22	1.235	0.004284	0.013280
5, 21	1.257	0.004280	0.013268
6, 20	1.281	0.004275	0.013253
7, 19	1.308	0.004269	0.013236
8, 18	1.335	0.004264	0.013220
9, 17	1.359	0.004259	0.013204
10, 16	1.381	0.004254	0.013190
11, 15	1.397	0.004251	0.013179
12, 14	1.407	0.004249	0.013172
13	1.411	0.004248	0.013170

### 1.5.3.3 地盤変位による地震水平力

#### (1) 計算式

地盤変位による地震水平力は式(41)により求める。

$$q_x = \{ |k_H \cdot \sin \theta| + |k_S \cdot \cos \theta| \} \cdot \Delta U \cdot \Delta l \quad \dots\dots\dots (41)$$

- ここで、 $q_x$ : 地震水平力 (kN)  
 $k_H$ : 奥行き1mあたり水平方向地盤ばね定数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $k_S$ : 奥行き1mあたりせん断ばね定数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\Delta U$ : 管底との相対変位量 (m)  
 $\Delta U = U_h(z) - U_h(z_0)$   
 $\theta$ : 管頂から各節点への角度 (°)  
 $\Delta l$ : 節点間の部材長。ただし、弧長を用いる (m)  
 $\Delta l = R \cdot \Delta \theta = 0.103 \times 0.262 = 0.027$  (m)  
 $R$ : 管厚中心半径 0.103 (m)  
 $\Delta \theta$ : 節点間中心角  $15^\circ = 0.262$  (rad)

## (2) レベル1地震時

節点 番号	角度 $\theta$ ( $^{\circ}$ )	深さ $z$ (m)	変位振幅 $U_h(z)$ (m)	相対変位 $\Delta U$ (m)	水平方向 ばね定数 $k_h$ (kN/m $^2$ )	せん断 ばね定数 $k_s$ (kN/m $^2$ )	地震 水平力 $q_s$ (kN)
1	0	1.205	0.004289	0.000041	3432.96	1029.89	0.0011
2	15	1.209	0.004289	0.000041	3432.96	1029.89	0.0021
3	30	1.219	0.004287	0.000039	3432.96	1029.89	0.0027
4	45	1.235	0.004284	0.000036	3432.96	1029.89	0.0030
5	60	1.257	0.004280	0.000031	3432.96	1029.89	0.0030
6	75	1.281	0.004275	0.000027	3432.96	1029.89	0.0026
7	90	1.308	0.004269	0.000021	3432.96	1029.89	0.0020
8	105	1.335	0.004264	0.000016	3432.96	1029.89	0.0015
9	120	1.359	0.004259	0.000011	3432.96	1029.89	0.0010
10	135	1.381	0.004254	0.000006	3432.96	1029.89	0.0005
11	150	1.397	0.004251	0.000003	3432.96	1029.89	0.0002
12	165	1.407	0.004249	0.000001	3432.96	1029.89	0.0000
13	180	1.411	0.004248	0.000000	3432.96	1029.89	0.0000
14	195	1.407	0.004249	0.000001	3432.96	1029.89	0.0000
15	210	1.397	0.004251	0.000003	3432.96	1029.89	0.0002
16	225	1.381	0.004254	0.000006	3432.96	1029.89	0.0005
17	240	1.359	0.004259	0.000011	3432.96	1029.89	0.0010
18	255	1.335	0.004264	0.000016	3432.96	1029.89	0.0015
19	270	1.308	0.004269	0.000021	3432.96	1029.89	0.0020
20	285	1.281	0.004275	0.000027	3432.96	1029.89	0.0026
21	300	1.257	0.004280	0.000031	3432.96	1029.89	0.0030
22	315	1.235	0.004284	0.000036	3432.96	1029.89	0.0030
23	330	1.219	0.004287	0.000039	3432.96	1029.89	0.0027
24	345	1.209	0.004289	0.000041	3432.96	1029.89	0.0021

## (3) レベル2地震時

節点 番号	角度 $\theta$ ( $^{\circ}$ )	深さ $z$ (m)	変位振幅 $U_h(z)$ (m)	相対変位 $\Delta U$ (m)	水平方向 ばね定数 $k_h$ (kN/m $^2$ )	せん断 ばね定数 $k_s$ (kN/m $^2$ )	地震 水平力 $q_s$ (kN)
1	0	1.205	0.013298	0.000128	3432.96	1029.89	0.0035
2	15	1.209	0.013296	0.000126	3432.96	1029.89	0.0064
3	30	1.219	0.013290	0.000120	3432.96	1029.89	0.0084
4	45	1.235	0.013280	0.000110	3432.96	1029.89	0.0094
5	60	1.257	0.013268	0.000098	3432.96	1029.89	0.0092
6	75	1.281	0.013253	0.000083	3432.96	1029.89	0.0080
7	90	1.308	0.013236	0.000066	3432.96	1029.89	0.0061
8	105	1.335	0.013220	0.000050	3432.96	1029.89	0.0048
9	120	1.359	0.013204	0.000034	3432.96	1029.89	0.0032
10	135	1.381	0.013190	0.000020	3432.96	1029.89	0.0017
11	150	1.397	0.013179	0.000009	3432.96	1029.89	0.0006
12	165	1.407	0.013172	0.000002	3432.96	1029.89	0.0001
13	180	1.411	0.013170	0.000000	3432.96	1029.89	0.0000
14	195	1.407	0.013172	0.000002	3432.96	1029.89	0.0001
15	210	1.397	0.013179	0.000009	3432.96	1029.89	0.0006
16	225	1.381	0.013190	0.000020	3432.96	1029.89	0.0017
17	240	1.359	0.013204	0.000034	3432.96	1029.89	0.0032
18	255	1.335	0.013220	0.000050	3432.96	1029.89	0.0048
19	270	1.308	0.013236	0.000066	3432.96	1029.89	0.0061
20	285	1.281	0.013253	0.000083	3432.96	1029.89	0.0080
21	300	1.257	0.013268	0.000098	3432.96	1029.89	0.0092
22	315	1.235	0.013280	0.000110	3432.96	1029.89	0.0094
23	330	1.219	0.013290	0.000120	3432.96	1029.89	0.0084
24	345	1.209	0.013296	0.000126	3432.96	1029.89	0.0064

## 1.5.4 変位および断面力の計算

### 1.5.4.1 常時荷重による変位および断面力

#### (1) 荷重図

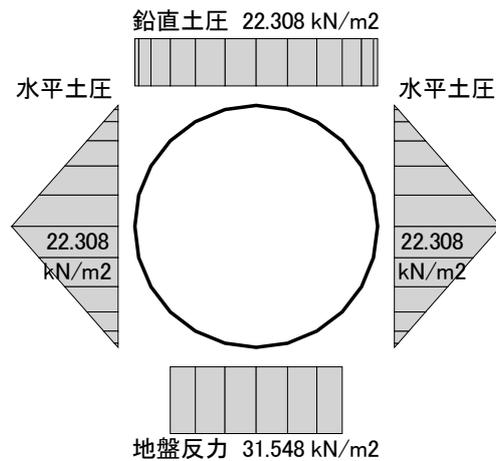


図-6 荷重図

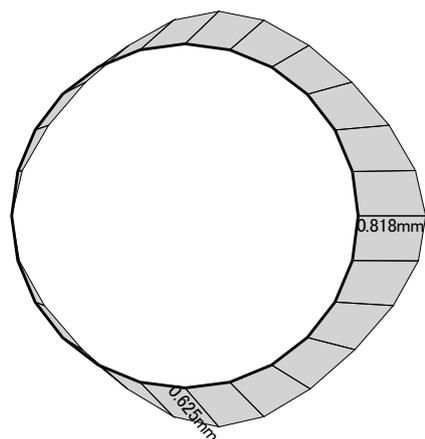
#### (2) 節点変位

節点 番号	X方向 変位 $\delta_x$ (mm)	Y方向 変位 $\delta_y$ (mm)	合成 変位 $\delta$ (mm)	Z軸回り 回転角 $\alpha_z$ $\times 10^{-3}$ (rad)	節点 番号	X方向 変位 $\delta_x$ (mm)	Y方向 変位 $\delta_y$ (mm)	合成 変位 $\delta$ (mm)	Z軸回り 回転角 $\alpha_z$ $\times 10^{-3}$ (rad)
1	0.409	-0.397	0.570	0.000	13	0.409	0.473	0.625	0.000
2	0.405	-0.360	0.542	-2.725	14	0.414	0.422	0.591	-3.739
3	0.367	-0.264	0.452	-4.776	15	0.466	0.293	0.550	-6.301
4	0.281	-0.150	0.318	-5.665	16	0.575	0.148	0.593	-6.816
5	0.164	-0.058	0.174	-5.180	17	0.704	0.046	0.705	-5.144
6	0.056	-0.010	0.057	-3.406	18	0.797	0.005	0.797	-2.324
7	0.000	0.000	0.000	-0.727	19	0.818	0.000	0.818	0.727
8	0.021	0.005	0.021	2.324	20	0.762	-0.010	0.762	3.406
9	0.114	0.046	0.123	5.144	21	0.654	-0.058	0.656	5.180
10	0.243	0.148	0.284	6.816	22	0.537	-0.150	0.557	5.665
11	0.352	0.293	0.458	6.301	23	0.451	-0.264	0.523	4.776
12	0.403	0.422	0.584	3.739	24	0.413	-0.360	0.547	2.725

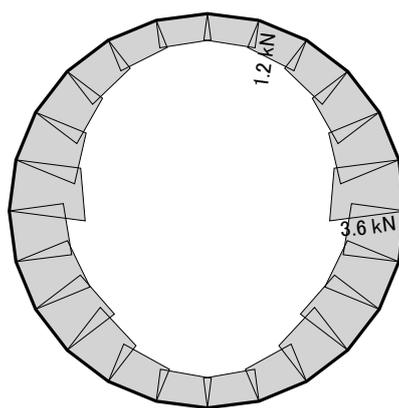
## (3) 部材断面力

部材 番号	節点 番号	軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモー メント M (kNm)	部材 番号	節点 番号	軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモー メント M (kNm)
1	1	1.223	-0.161	-0.028	13	13	1.393	-0.183	-0.039
	2	1.291	0.434	-0.025		14	1.493	0.658	-0.033
2	2	1.359	0.085	-0.025	14	14	1.613	0.249	-0.033
	3	1.542	0.658	-0.015		15	1.890	1.051	-0.016
3	3	1.659	0.237	-0.015	15	15	2.098	0.526	-0.016
	4	1.923	0.790	-0.001		16	2.512	1.275	0.008
4	4	2.062	0.265	-0.001	16	16	2.757	0.582	0.008
	5	2.392	0.818	0.013		17	2.612	0.770	0.026
5	5	2.522	0.171	0.013	17	17	2.722	0.068	0.026
	6	2.933	0.744	0.025		18	2.580	0.411	0.033
6	6	3.026	-0.041	0.025	18	18	2.599	-0.270	0.033
	7	3.552	0.554	0.032		19	2.531	0.246	0.032
7	7	2.531	-0.246	0.032	19	19	3.552	-0.554	0.032
	8	2.599	0.270	0.033		20	3.026	0.041	0.025
8	8	2.580	-0.411	0.033	20	20	2.933	-0.744	0.025
	9	2.722	-0.068	0.026		21	2.522	-0.171	0.013
9	9	2.612	-0.770	0.026	21	21	2.392	-0.818	0.013
	10	2.757	-0.582	0.008		22	2.062	-0.265	-0.001
10	10	2.512	-1.275	0.008	22	22	1.923	-0.790	-0.001
	11	2.098	-0.526	-0.016		23	1.659	-0.237	-0.015
11	11	1.890	-1.051	-0.016	23	23	1.542	-0.658	-0.015
	12	1.613	-0.249	-0.033		24	1.359	-0.085	-0.025
12	12	1.493	-0.658	-0.033	24	24	1.291	-0.434	-0.025
	13	1.393	0.183	-0.039		1	1.223	0.161	-0.028

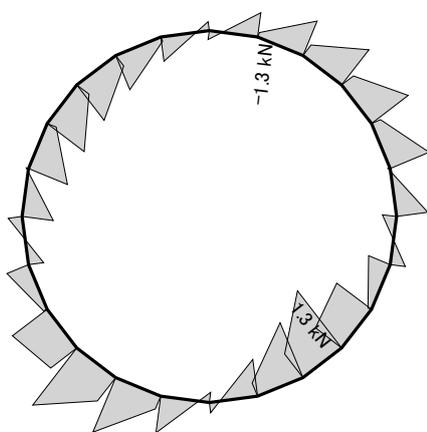
(4) 変位・断面力図



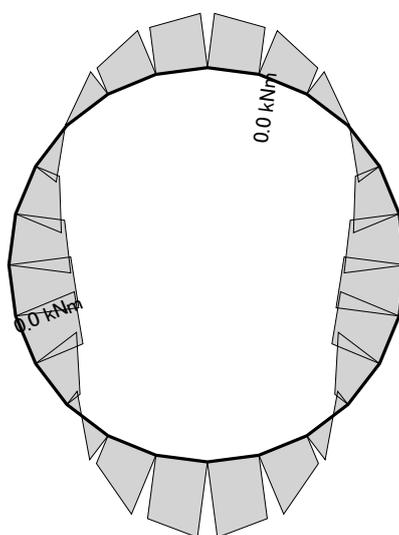
(a) 変位図



(b) 軸力図



(c) せん断力図



(d) 曲げモーメント図

図-7 変位・断面力図 (常 時)

### 1.5.4.2 地盤変位による変位および断面力（レベル1地震時）

#### (1) 荷重図

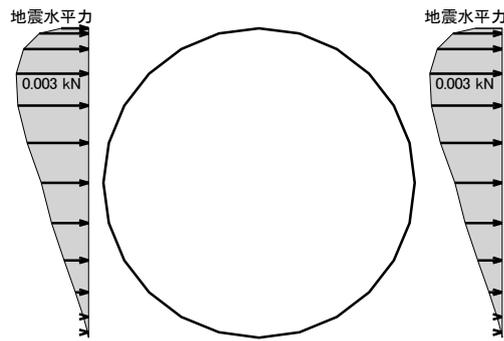


図-8 荷重図

#### (2) 節点変位

節点 番号	レベル1地震時			常時 + レベル1地震時			
	X軸方向 変位 $\delta_x$ (mm)	Y軸方向 変位 $\delta_y$ (mm)	Z軸回り 回転角 $\alpha_z$ $\times 10^{-3}$ (rad)	X軸方向 変位 $\delta_x$ (mm)	Y軸方向 変位 $\delta_y$ (mm)	合成変位 $\delta$ (mm)	Z軸回り 回転角 $\alpha_z$ $\times 10^{-3}$ (rad)
1	0.032	0.000	-0.078	0.441	-0.397	0.593	-0.078
2	0.032	0.002	-0.081	0.437	-0.358	0.565	-2.806
3	0.031	0.004	-0.089	0.398	-0.260	0.475	-4.865
4	0.029	0.006	-0.100	0.310	-0.143	0.342	-5.765
5	0.027	0.008	-0.111	0.191	-0.050	0.198	-5.291
6	0.024	0.009	-0.119	0.080	-0.001	0.080	-3.526
7	0.021	0.010	-0.122	0.021	0.010	0.023	-0.850
8	0.018	0.009	-0.120	0.039	0.014	0.041	2.204
9	0.015	0.008	-0.111	0.129	0.054	0.140	5.033
10	0.013	0.006	-0.100	0.256	0.154	0.298	6.716
11	0.011	0.004	-0.089	0.363	0.297	0.469	6.212
12	0.010	0.002	-0.081	0.414	0.424	0.592	3.658
13	0.010	0.000	-0.078	0.419	0.473	0.632	-0.078
14	0.010	-0.002	-0.081	0.425	0.420	0.597	-3.819
15	0.011	-0.004	-0.089	0.477	0.289	0.558	-6.390
16	0.013	-0.006	-0.100	0.587	0.142	0.604	-6.916
17	0.015	-0.008	-0.111	0.719	0.038	0.720	-5.256
18	0.018	-0.009	-0.120	0.815	-0.004	0.815	-2.443
19	0.021	-0.010	-0.122	0.839	-0.010	0.839	0.605
20	0.024	-0.009	-0.119	0.786	-0.019	0.786	3.287
21	0.027	-0.008	-0.111	0.681	-0.066	0.684	5.069
22	0.029	-0.006	-0.100	0.566	-0.156	0.587	5.565
23	0.031	-0.004	-0.089	0.482	-0.268	0.551	4.688
24	0.032	-0.002	-0.081	0.444	-0.362	0.573	2.644

## (3) 部材断面力

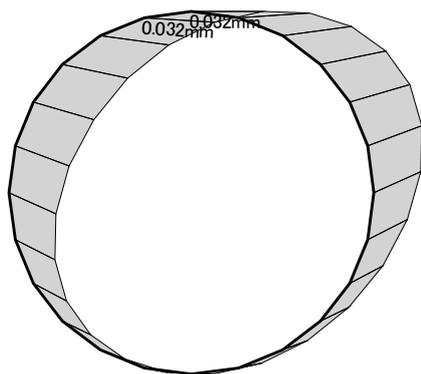
部材 番号	節点 番号	レベル1地震時			常時 + レベル1地震時		
		軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモー メント M (kNm)	軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモー メント M (kNm)
1	1	0.000	-0.002	0.000	1.222	-0.163	-0.028
	2	0.000	-0.002	0.000	1.290	0.432	-0.025
2	2	-0.001	-0.002	0.000	1.358	0.084	-0.025
	3	-0.001	-0.002	0.000	1.540	0.656	-0.015
3	3	-0.002	-0.001	0.000	1.658	0.236	-0.015
	4	-0.002	-0.001	0.000	1.921	0.789	-0.001
4	4	-0.002	0.001	0.000	2.060	0.266	-0.001
	5	-0.002	0.001	0.000	2.390	0.819	0.013
5	5	-0.001	0.002	0.000	2.521	0.173	0.013
	6	-0.001	0.002	0.000	2.932	0.745	0.025
6	6	0.000	0.002	0.000	3.026	-0.039	0.025
	7	0.000	0.002	0.000	3.551	0.556	0.032
7	7	0.000	0.002	0.000	2.531	-0.244	0.032
	8	0.000	0.002	0.000	2.599	0.273	0.033
8	8	0.001	0.002	0.000	2.582	-0.410	0.033
	9	0.001	0.002	0.000	2.724	-0.066	0.027
9	9	0.002	0.001	0.000	2.614	-0.770	0.027
	10	0.002	0.001	0.000	2.759	-0.581	0.009
10	10	0.002	-0.001	0.000	2.514	-1.276	0.009
	11	0.002	-0.001	0.000	2.100	-0.526	-0.015
11	11	0.001	-0.002	0.000	1.892	-1.052	-0.015
	12	0.001	-0.002	0.000	1.614	-0.251	-0.033
12	12	0.000	-0.002	0.000	1.494	-0.660	-0.033
	13	0.000	-0.002	0.000	1.393	0.181	-0.039
13	13	0.000	-0.002	0.000	1.392	-0.186	-0.039
	14	0.000	-0.002	0.000	1.493	0.655	-0.033
14	14	-0.001	-0.002	0.000	1.611	0.247	-0.033
	15	-0.001	-0.002	0.000	1.889	1.049	-0.016
15	15	-0.002	-0.001	0.000	2.096	0.525	-0.016
	16	-0.002	-0.001	0.000	2.510	1.275	0.008
16	16	-0.002	0.001	0.000	2.755	0.582	0.008
	17	-0.002	0.001	0.000	2.610	0.771	0.026
17	17	-0.001	0.002	0.000	2.721	0.070	0.026
	18	-0.001	0.002	0.000	2.579	0.413	0.032
18	18	0.000	0.002	0.000	2.598	-0.268	0.032
	19	0.000	0.002	0.000	2.530	0.249	0.032

部材 番号	節点 番号	レベル1地震時			常時 + レベル1地震時		
		軸 力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモー メント M (kNm)	軸 力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモー メント M (kNm)
19	19	0.000	0.002	0.000	3.552	-0.552	0.032
	20	0.000	0.002	0.000	3.026	0.043	0.025
20	20	0.001	0.002	0.000	2.935	-0.742	0.025
	21	0.001	0.002	0.000	2.524	-0.169	0.013
21	21	0.002	0.001	0.000	2.394	-0.817	0.013
	22	0.002	0.001	0.000	2.063	-0.264	-0.001
22	22	0.002	-0.001	0.000	1.925	-0.790	-0.001
	23	0.002	-0.001	0.000	1.661	-0.237	-0.015
23	23	0.001	-0.002	0.000	1.543	-0.660	-0.015
	24	0.001	-0.002	0.000	1.360	-0.087	-0.024
24	24	0.000	-0.002	0.000	1.291	-0.436	-0.024
	1	0.000	-0.002	0.000	1.223	0.159	-0.028

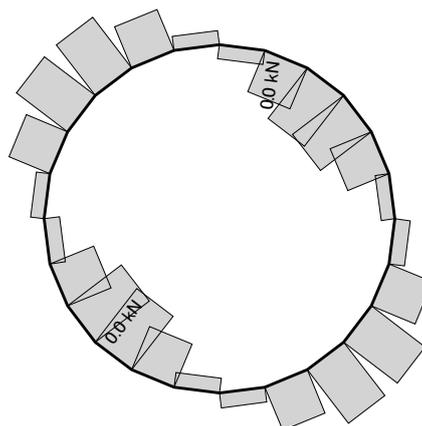
(4) 部材最大最小断面力

	軸 力 (kN)	せん断力 (kN)	曲げモーメント (kNm)
最大	3.552	1.275	0.033
最小	1.222	-0.581	-0.039

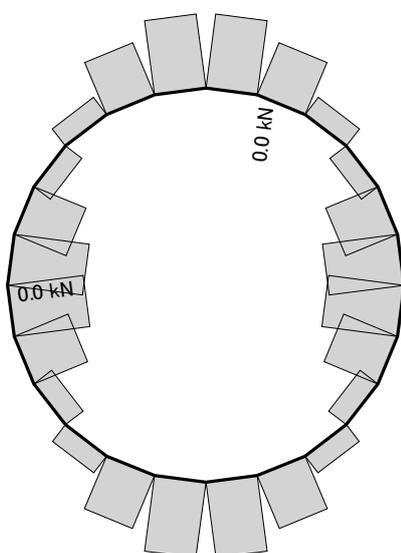
(5) 変位・断面力図



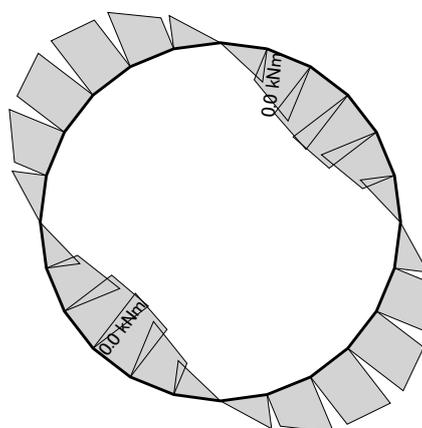
(a) 変位図



(b) 軸力図

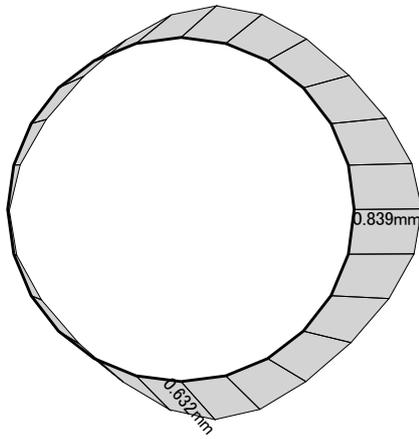


(c) せん断力図

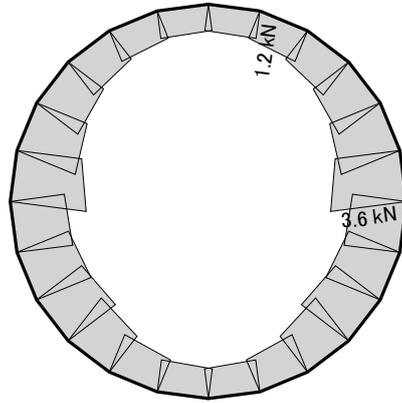


(d) 曲げモーメント図

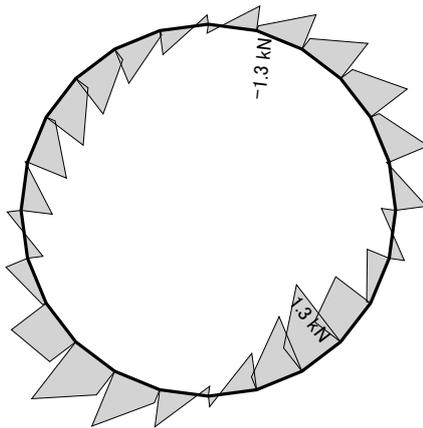
図-9 変位・断面力図 (レベル1地震時)



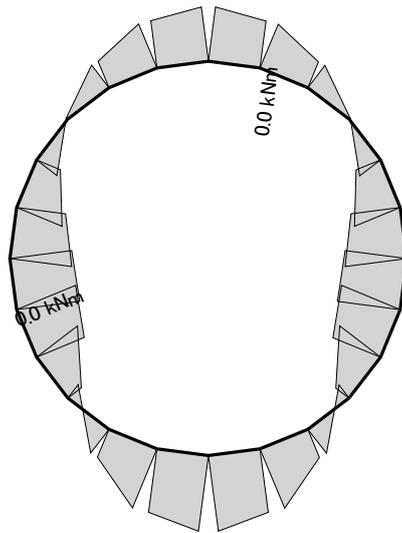
(a) 変位図



(b) 軸力図



(c) せん断力図



(d) 曲げモーメント図

図-10 変位・断面力図（常時 + レベル1地震時）

### 1.5.4.3 地盤変位による変位および断面力（レベル2地震時）

#### (1) 荷重図

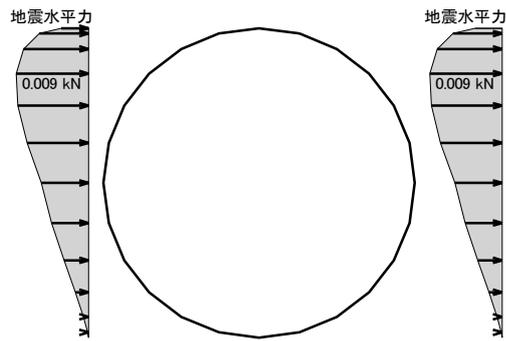


図-11 荷重図

#### (2) 節点変位

節点 番号	レベル2地震時			常時 + レベル2地震時			
	X軸方向 変位 $\delta_x$ (mm)	Y軸方向 変位 $\delta_y$ (mm)	Z軸回り 回転角 $\alpha_z$ $\times 10^{-3}$ (rad)	X軸方向 変位 $\delta_x$ (mm)	Y軸方向 変位 $\delta_y$ (mm)	合成変位 $\delta$ (mm)	Z軸回り 回転角 $\alpha_z$ $\times 10^{-3}$ (rad)
1	0.100	0.000	-0.242	0.508	-0.397	0.645	-0.242
2	0.099	0.007	-0.251	0.504	-0.353	0.615	-2.975
3	0.096	0.013	-0.276	0.463	-0.251	0.527	-5.052
4	0.091	0.019	-0.310	0.372	-0.130	0.394	-5.975
5	0.084	0.025	-0.345	0.248	-0.033	0.250	-5.525
6	0.075	0.028	-0.370	0.131	0.018	0.133	-3.776
7	0.065	0.030	-0.379	0.065	0.030	0.072	-1.107
8	0.055	0.028	-0.371	0.076	0.033	0.083	1.953
9	0.046	0.025	-0.345	0.160	0.071	0.175	4.799
10	0.039	0.019	-0.311	0.282	0.167	0.328	6.505
11	0.035	0.013	-0.276	0.386	0.306	0.493	6.026
12	0.032	0.006	-0.250	0.435	0.428	0.611	3.489
13	0.031	0.000	-0.241	0.440	0.473	0.646	-0.241
14	0.032	-0.006	-0.250	0.446	0.415	0.610	-3.989
15	0.035	-0.013	-0.276	0.501	0.280	0.574	-6.577
16	0.039	-0.019	-0.311	0.614	0.129	0.627	-7.127
17	0.046	-0.025	-0.345	0.750	0.021	0.751	-5.490
18	0.055	-0.028	-0.371	0.852	-0.023	0.852	-2.694
19	0.065	-0.030	-0.379	0.883	-0.030	0.883	0.348
20	0.075	-0.028	-0.370	0.837	-0.039	0.838	3.036
21	0.084	-0.025	-0.345	0.738	-0.082	0.742	4.835
22	0.091	-0.019	-0.310	0.628	-0.169	0.650	5.355
23	0.096	-0.013	-0.276	0.547	-0.277	0.613	4.501
24	0.099	-0.007	-0.251	0.511	-0.366	0.629	2.474

## (3) 部材断面力

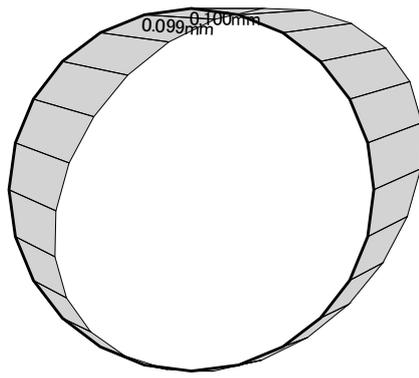
部材 番号	節点 番号	レベル2地震時			常時 + レベル2地震時		
		軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモー メント M (kNm)	軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモー メント M (kNm)
1	1	-0.001	-0.007	0.000	1.221	-0.168	-0.028
	2	-0.001	-0.007	0.000	1.289	0.427	-0.025
2	2	-0.004	-0.005	0.000	1.355	0.080	-0.025
	3	-0.004	-0.005	0.000	1.538	0.653	-0.015
3	3	-0.006	-0.002	0.000	1.654	0.235	-0.015
	4	-0.006	-0.002	0.000	1.917	0.788	-0.001
4	4	-0.006	0.002	0.000	2.056	0.267	-0.001
	5	-0.006	0.002	0.000	2.386	0.820	0.013
5	5	-0.004	0.005	0.000	2.518	0.176	0.013
	6	-0.004	0.005	0.000	2.929	0.749	0.025
6	6	-0.001	0.007	0.000	3.025	-0.034	0.025
	7	-0.001	0.007	0.000	3.551	0.561	0.032
7	7	0.001	0.007	0.000	2.532	-0.240	0.032
	8	0.001	0.007	0.000	2.600	0.277	0.033
8	8	0.004	0.005	0.000	2.584	-0.406	0.033
	9	0.004	0.005	0.000	2.727	-0.063	0.027
9	9	0.006	0.002	0.000	2.618	-0.768	0.027
	10	0.006	0.002	0.000	2.763	-0.580	0.009
10	10	0.006	-0.002	0.000	2.518	-1.277	0.009
	11	0.006	-0.002	0.000	2.104	-0.528	-0.015
11	11	0.004	-0.005	0.000	1.895	-1.056	-0.015
	12	0.004	-0.005	0.000	1.617	-0.254	-0.033
12	12	0.001	-0.007	0.000	1.495	-0.665	-0.033
	13	0.001	-0.007	0.000	1.394	0.176	-0.039
13	13	-0.001	-0.007	0.000	1.392	-0.190	-0.039
	14	-0.001	-0.007	0.000	1.492	0.651	-0.033
14	14	-0.004	-0.005	0.000	1.608	0.244	-0.033
	15	-0.004	-0.005	0.000	1.886	1.045	-0.016
15	15	-0.006	-0.002	0.000	2.092	0.524	-0.016
	16	-0.006	-0.002	0.000	2.506	1.274	0.008
16	16	-0.006	0.002	0.000	2.750	0.584	0.008
	17	-0.006	0.002	0.000	2.606	0.772	0.026
17	17	-0.004	0.005	0.000	2.718	0.073	0.026
	18	-0.004	0.005	0.000	2.576	0.417	0.032
18	18	-0.001	0.007	0.000	2.597	-0.264	0.032
	19	-0.001	0.007	0.000	2.529	0.253	0.032

部材 番号	節点 番号	レベル2地震時			常時 + レベル2地震時		
		軸 力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモー メント M (kNm)	軸 力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモー メント M (kNm)
19	19	0.001	0.007	0.000	3.553	-0.547	0.032
	20	0.001	0.007	0.000	3.027	0.048	0.026
20	20	0.004	0.005	0.000	2.938	-0.739	0.026
	21	0.004	0.005	0.000	2.526	-0.166	0.014
21	21	0.006	0.002	0.000	2.398	-0.816	0.014
	22	0.006	0.002	0.000	2.067	-0.263	-0.001
22	22	0.006	-0.002	0.000	1.929	-0.792	-0.001
	23	0.006	-0.002	0.000	1.665	-0.239	-0.014
23	23	0.004	-0.005	0.000	1.546	-0.663	-0.014
	24	0.004	-0.005	0.000	1.363	-0.091	-0.024
24	24	0.001	-0.007	0.000	1.292	-0.441	-0.024
	1	0.001	-0.007	0.000	1.224	0.154	-0.028

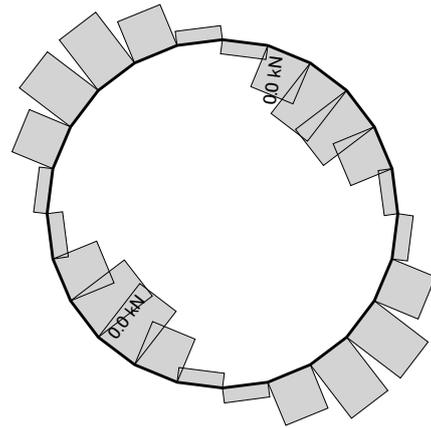
(4) 部材最大最小断面力

	軸 力 (kN)	せん断力 (kN)	曲げモーメント (kNm)
最大	3.553	1.274	0.033
最小	1.221	-0.580	-0.039

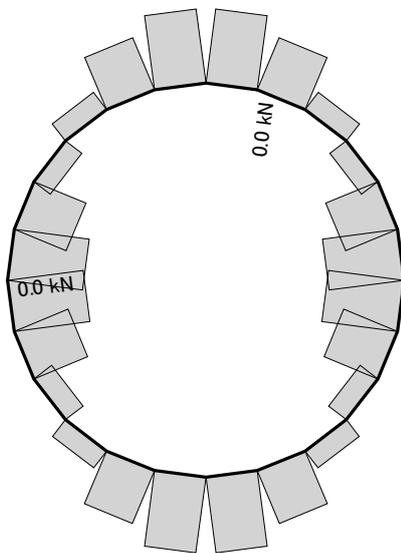
(5) 変位・断面力図



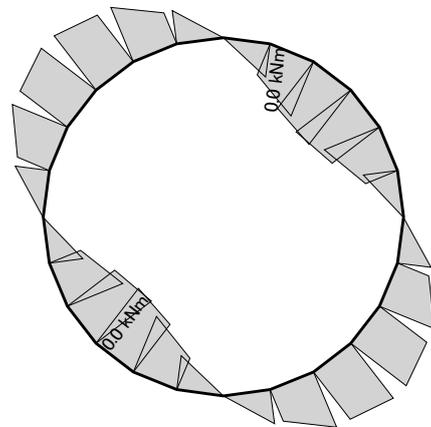
(a) 変位図



(b) 軸力図

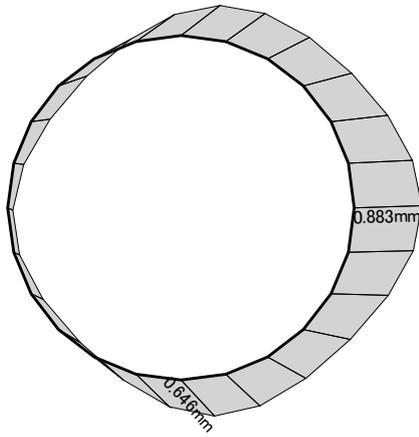


(c) せん断力図

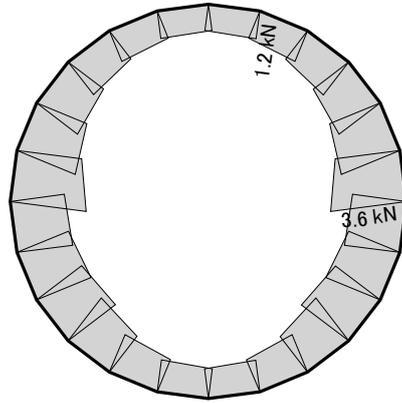


(d) 曲げモーメント図

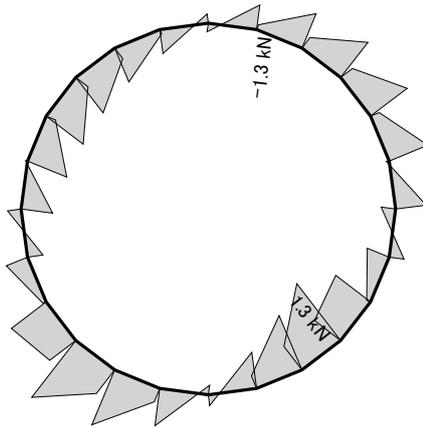
図-12 変位・断面力図 (レベル2地震時)



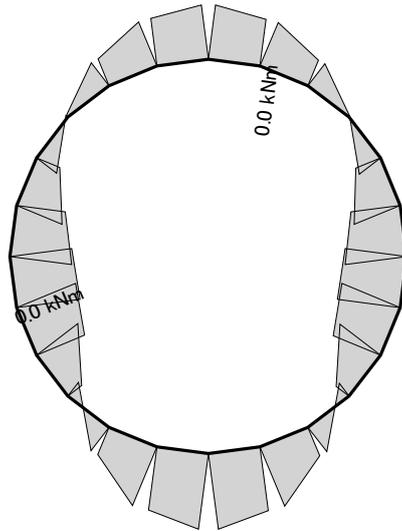
(a) 変位図



(b) 軸力図



(c) せん断力図



(d) 曲げモーメント図

図-13 変位・断面力図（常時 + レベル2地震時）

## 1.5.5 管体の安全性の照査

### 1.5.5.1 レベル1地震時

管体の安全性の照査は式(42)で行う。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma_a \quad \dots\dots\dots (42)$$

ここで、 $\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_a$  : 使用限界に対する許容値 17.7 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $M$  : 最大曲げモーメント 39.3 (Nmm)  
 $Z$  : 管壁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)  
 $Z = 10.3^2 / 6 = 17.7$  (mm<sup>3</sup>)

曲げ応力度 :

$$\sigma = \frac{39.3}{17.7} = 2.22 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_a = 17.7 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots\dots\dots (\text{Ok})$$

### 1.5.5.2 レベル2地震時

管体の安全性の照査は式(43)で行う。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma_a \quad \dots\dots\dots (43)$$

ここで、 $\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_a$  : 終局限界に対する許容値 88.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $M$  : 最大曲げモーメント 39.3 (Nmm)  
 $Z$  : 管壁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)  
 $Z = 10.3^2 / 6 = 17.7$  (mm<sup>3</sup>)

曲げ応力度 :

$$\sigma = \frac{39.3}{17.7} = 2.22 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_a = 88.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots\dots\dots (\text{Ok})$$

1	設計条件	3
1.1	準拠指針	3
1.2	水圧条件	3
1.3	施工条件	3
1.4	埋戻し土・基礎材等の条件	3
1.5	管の諸元	4
1.6	荷 重	4
1.7	基礎材の反力係数	4
2	荷重の計算	5
2.1	埋戻し土による土圧	5
2.1.1	鉛直土圧	5
2.1.2	水平土圧	6
2.2	活荷重による土圧	7
2.2.1	自動車荷重による土圧	7
2.3	施工時荷重	8
2.4	管内水重	9
2.5	管体自重	9
2.5.1	管体の重量	9
2.5.2	管体自重による水平荷重	10
3	曲げモーメントの算出	11
3.1	算出式	11
3.2	曲げモーメントの集計	12
3.2.1	断面1	12
4	管体の安全性の照査	12
4.1	許容水圧の算出	12
4.2	たわみ率の算出	13
4.3	施工時の検討	13
4.3.1	所要管厚の算出	13
4.3.2	たわみ率の算出	14
4.4	地震時の検討	15
4.4.1	解析モデル	15
4.4.1.1	節点座標	15
4.4.1.2	部材の定数	16
4.4.1.3	地盤のばね定数	16
4.4.2	常時荷重の計算	18
4.4.2.1	鉛直土圧	18
4.4.2.2	水平土圧および水圧	18
4.4.2.3	底面地盤反力	19
4.4.3	地震水平力の計算	19
4.4.3.1	地盤の特性値	19
4.4.3.2	地震動の最大変位振幅	20
4.4.3.3	地盤変位による地震水平力	21
4.4.4	常時荷重による変位および断面力	23
4.4.4.1	断面1	23

4.4.5	レベル1地震時の変位および断面力	24
4.4.5.1	断面1	24
4.4.6	レベル2地震時の変位および断面力	25
4.4.6.1	断面1	25
4.4.7	管体の安全性の照査	26
4.4.7.1	レベル1地震時	26
4.4.7.2	レベル2地震時	26

# 1 設計条件

## 1.1 準拠指針

土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「パイプライン」平成21年3月  
農林水産省 農村振興局

## 1.2 水圧条件

静水圧  $H = 0.012$  (MPa)

水撃圧  $H = 0.012$  (MPa)

## 1.3 施工条件

布設の状態 素掘り施工（溝形）

土かぶり  $H = 1.200$  (m)

管心レベルの溝幅  $B_c = 1.012$  (m)

標準溝幅  $B_s = 1.375$  (m)

……（基準書 p. 306）

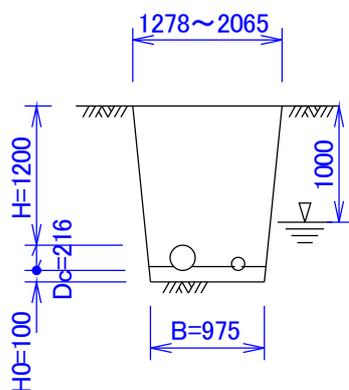


図-1 寸法図

## 1.4 埋戻し土・基礎材等の条件

現地盤の土質	粘性土
基礎の材料	砂質土
埋戻し土の内部摩擦角	$\phi = 25.0^\circ$
埋戻し土の単位体積重量	$\gamma = 18.0$ (kN/m <sup>3</sup> )
埋戻し土の飽和単位体積重量	$\gamma_{sat} = 18.0$ (kN/m <sup>3</sup> )
基礎の施工支持角	$2\theta' = 90.0^\circ$
基礎の設計支持角	$2\theta = 90.0^\circ$
基礎材の締固め程度	締固め度 I
基礎材の締固め度	$P_r = 90.0$ (%)
変形遅れ係数	$F_1 = 1.0$

## 1.5 管の諸元

管種	硬質ポリ塩化ビニル管 $\phi$ 200 (VP)
管外径	$D_e = 216.0$ (mm)
管厚	$T = 10.3$ (mm)
計算管厚	$t = T = 10.3$ (mm)
内径	$D = 195.4$ (mm)
管厚中心半径	$R = 102.9$ (mm)

管材の単位体積重量  $\gamma_p = 14.0$  (kN/m<sup>3</sup>)

管材のヤング係数  $E = 3.0 \times 10^6$  (kN/m<sup>2</sup>)

## 1.6 荷重

自動車荷重 T-25 ..... (基準書 p. 287)  
後輪荷重  $P = 100.0$  (kN)

施工時荷重 3ton級 ..... (基準書 pp. 289~290)  
接地圧  $q_b = 32.0$  (kN/m<sup>2</sup>)  
衝撃係数  $i = 0.000$  (普通地盤)

## 1.7 基礎材の反力係数

管の口径が300mm以下であるから、 $e' = 3,000$  kN/m<sup>2</sup>とする。 ..... (基準書 p. 310)

## 2 荷重の計算

### 2.1 埋戻し土による土圧

#### 2.1.1 鉛直土圧

鉛直土圧は土かぶり2m以下においては式(1)の垂直土圧公式により、2mを超える場合は式(2)のマーストン公式により求める。

ただし、マーストン公式による土圧が突出形とした場合の土圧(式(4))より大きい場合は、式(4)の突出形とした場合の土圧を用いる。また、土かぶり2mにおける垂直土圧公式による土圧より小さい場合には、土かぶり2mにおける垂直土圧公式による土圧を用いる。

……………(基準書 pp. 282~283)

$$\text{垂直土圧公式：} \quad W_v = w \cdot H \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{マーストン公式 (溝形)：} \quad W_v = C_d \cdot w \cdot B \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$C_d = \frac{1 - e^{-2K \cdot \mu' \cdot (H/B)}}{2K \cdot \mu'} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\text{マーストン公式 (突出形)：} \quad W_v = C_c \cdot w \cdot D_c \quad \dots\dots\dots (4)$$

$H \leq H_e$  のとき (完全溝状)

$$C_c = \frac{e^{-2K \cdot \mu \cdot (H/D_c)} - 1}{-2K \cdot \mu} \quad \dots\dots\dots (5)$$

$H > H_e$  のとき (不完全溝状)

$$C_c = \frac{e^{-2K \cdot \mu \cdot (H_e/D_c)} - 1}{-2K \cdot \mu} + \left( \frac{H}{D_c} - \frac{H_e}{D_c} \right) \cdot e^{-2K \cdot \mu \cdot (H_e/D_c)} \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここで、 $W_v$ ：埋戻し土または盛土によって管体に加わる鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$C_d$ ：溝形の場合の土圧係数

$C_c$ ：突出形の場合の土圧係数

$K$ ：ランキンの主働土圧係数

$$K = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 25^\circ}{1 + \sin 25^\circ} = 0.406 \quad \dots\dots\dots (7)$$

$\mu$ ：埋戻し土の内部摩擦係数  $\mu = \tan \phi = \tan 25^\circ = 0.466$

$\mu'$ ：埋戻し土と地山の摩擦係数  $\mu' = \tan \phi' = \tan 25^\circ = 0.466$

(ただし、 $\phi' = \phi$  とする)

$w$ ：埋戻し土の単位体積重量 18.0 (kN/m<sup>3</sup>)

$H$ ：土かぶり (m)

$B$ ：管頂における溝幅 (m)

$D_c$ ：管の外径 (m)

$H_e$ ：等沈下面から管頂までの深さ。式(8)で求める。 (m)

$p$ ：突出比  $p = 1.00$

$\gamma_{sd}$ ：沈下比  $\gamma_{sd} = -0.100$  (締固めI) (基準書 p. 281, 表-9.3.2)

$$\begin{aligned}
& \frac{e^{-2K \cdot \mu (H_e/D_c)} - 1}{-2K \cdot \mu} \left\{ \frac{1}{2K \cdot \mu} - \left( \frac{H}{D_c} - \frac{H_e}{D_c} \right) - \frac{\gamma_{sd} \cdot P}{3} \right\} - \frac{1}{2} \cdot \frac{H_e^2}{D_c^2} \\
& - \frac{\gamma_{sd} \cdot P}{3} \cdot \left( \frac{H}{D_c} - \frac{H_e}{D_c} \right) \cdot e^{-2K \cdot \mu (H_e/D_c)} - \frac{1}{2K \cdot \mu} \cdot \frac{H_e}{D_c} + \frac{H}{D_c} \cdot \frac{H_e}{D_c} \\
& = -\gamma_{sd} \cdot P \cdot \frac{H}{D_c} \dots\dots\dots (8)
\end{aligned}$$

断 面		土かぶり H (m)	溝 幅 B (m)	H <sub>e</sub> (m)	C <sub>d</sub>	C <sub>c</sub>	鉛直土圧 W <sub>v</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
1	断面1	1.200	1.038	-----	-----	-----	21.60

### 2.1.2 水平土圧

水平土圧は式(9), (10)により求める。……………(基準書 pp. 282~283)

$$P_v = \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_1}{2} \dots\dots\dots (9)$$

$$\Delta X_1 = F_1 \cdot \frac{2K \cdot W_v \cdot R^4}{E \cdot I + 0.061e' \cdot R^3} \dots\dots\dots (10)$$

ここで、P<sub>v</sub>：管体側面中心に作用する水平土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

ΔX<sub>1</sub>：鉛直土圧による水平たわみ量 (m)

(基準書 p. 301, 式9.4.8bのうち、鉛直土圧によるたわみ量)

F<sub>1</sub>：変形遅れ係数 1.00

e'：基礎材の反力係数 (kN/m<sup>2</sup>)

R：管厚中心半径 (m)

K：基礎の支持角によって決まる係数

W<sub>v</sub>：鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

断 面		管厚中心 半径 R <sub>c</sub> (m)	管体の 剛度 EI (kN・m <sup>2</sup> )	設計 支持角 (°)	係数 K	鉛直土圧 W <sub>v</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	たわみ量 ΔX <sub>1</sub> (m)	水平土圧 P <sub>v</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
1	断面1	0.103	0.273	90.0	0.096	21.60	0.00098	14.330

## 2.2 活荷重による土圧

### 2.2.1 自動車荷重による土圧

自動車荷重による鉛直土圧は、輪荷重が設置幅0.2mで自動車の進行方向にのみ45°分布し、直角方向には制限なく載荷されるものとする。従って、1台の自動車荷重は車両占有幅の範囲に分布するものとして式(11)で求める。

……(基準書 pp. 287~289)

また、自動車荷重による水平土圧は式(12)のスパングレー公式により求める。

$$W_w = \frac{P \cdot \beta}{W} \quad \dots\dots\dots(11)$$

$$P_w = \frac{1}{F_2} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_2}{2} \quad \dots\dots\dots(12)$$

$$P = \frac{2P_r}{2.75} \times (1+i) = \frac{2 \times 100.0}{2.75} \times (1+i) \quad \dots\dots\dots(13)$$

$$\Delta X_2 = F_2 \cdot \frac{2K \cdot W_w \cdot R^4}{EI + 0.061e' \cdot R^3} \quad \dots\dots\dots(14)$$

- ここで、 $W_w$  : 輪荷重による鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $P_w$  : 管体側面中心に作用する水平土圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $P$  : 進行直角方向単位長さあたりの後輪荷重 (kN/m)  
 $\Delta X_2$  : 活荷重による水平たわみ量 (m)  
 $P_r$  : 後輪荷重 100.0 (kN/m) (T-25)  
 $W$  : 後輪荷重の車両進行方向分布幅 (m)  
 $h$  : 土かぶり (m)  
 $\beta$  : 断面力の低減係数 0.9  
 $i$  : 衝撃係数 (舗装道路)  
 $F_2$  : 活荷重による変形遅れ係数 1.00  
 $e'$  : 基礎材の反力係数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $R$  : 管厚中心半径 (m)  
 $K$  : 設計支持角により決まる係数

断面	土かぶり h (m)	管厚中心 半径R (m)	剛度 EI (kN・m <sup>2</sup> )	設計支持角 (°)
1 断面1	1.200	0.103	0.273	90.0

断面	衝撃係数 i	係数 K	後輪荷重 P (kN/m)	鉛直土圧 W <sub>w</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	たわみ量 ΔX <sub>2</sub> (m)	水平土圧 P <sub>w</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
1 断面1	0.300	0.096	94.545	32.727	0.00149	21.713

## 2.3 施工時荷重

施工時荷重による鉛直土圧は式(15)で求める。

……(基準書 pp. 289～290)

$$W_B = n \cdot q_b \cdot (1+i) \cdot \frac{b}{B} = n \cdot q_b \cdot (1+i) \cdot \frac{b}{b+2H \tan \theta} \quad \dots\dots\dots (15)$$

$$= n \times 32.0 \times (1+0.0) \times \frac{0.300}{0.300+2H \tan 45^\circ}$$

施工時荷重による水平土圧式(16), (17)で求める。

$$P_B = \frac{1}{F_2} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_2}{2} \quad \dots\dots\dots (16)$$

$$\Delta X_2 = F_2 \cdot \frac{2K \cdot W_B \cdot R^4}{E \cdot I + 0.061e' \cdot R^3} \quad \dots\dots\dots (17)$$

- ここで、 $W_B$  : 施工時荷重による鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $P_B$  : 施工時荷重による水平土圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\Delta X_2$  : 活荷重による水平たわみ量 (m)  
 $b$  : キャタピラ幅 0.300 (m)  
 $L$  : キャタピラ間隔 1.190 (m)  
 $B$  : 1つのキャタピラの荷重分布幅 (m)  
 $n$  : 荷重に考慮するキャタピラの数  
 $B \leq L$ なら  $n=1$ 、 $B > L$ なら  $n=2$   
 $q_b$  : 施工機械の接地圧 32.0 (kN/m<sup>2</sup>) (3ton級)  
 $i$  : 衝撃係数 0.0  
 $H$  : 土かぶり (m)  
 $\theta$  : 荷重の土中への分散角 45°  
 $F_2$  : 活荷重による変形遅れ係数 1.00  
 $e'$  : 基礎材の反力係数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $R$  : 管厚中心半径 (m)  
 $K$  : 設計支持角により決まる係数  
 $EI$  : 管体の剛度 (kN・m<sup>2</sup>)

断面		土かぶり H (m)	荷重分布幅 B (m)	n	鉛直土圧 W <sub>B</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
1	断面1	1.200	2.700 > L	2	7.111

断面		鉛直土圧 W <sub>B</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	管厚中心 半径R (m)	剛度 EI (kN・m <sup>2</sup> )	設計支持 角 (°)	係数 K	たわみ量 ΔX <sub>2</sub> (m)	水平土圧 P <sub>B</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
1	断面1	7.111	0.103	0.273	90.0	0.096	0.00032	4.718

## 2.4 管内水重

管内水重による水平荷重は式(18), (19)で求める。

……(基準書 pp. 291~292)

$$P_0 = \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_2}{2} \quad \dots\dots\dots (18)$$

$$\Delta X_2 = F_1 \cdot \frac{2K_0 \cdot W_0 \cdot R^5}{EI + 0.061e' \cdot R^3} \quad \dots\dots\dots (19)$$

- ここで、 $P_0$  : 管内水重による水平荷重 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\Delta X_2$  : 水平たわみ量 (m)  
 $F_1$  : 変形遅れ係数  $F_1 = 1.00$   
 $e'$  : 基礎材の反力係数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $R$  : 管厚中心半径 (m)  
 $K_0$  : 設計支持角により決まる係数  
 $w_0$  : 管内水の単位体積重量  $w_0 = 9.8$  (kN/m<sup>3</sup>)  
 $EI$  : 管壁の剛度 (kN・m<sup>2</sup>/m)

断面	管厚中心 半径 R (m)	管壁の 剛度 EI (kN・m <sup>2</sup> /m)	設計 支持角 (°)	係数 $K_0$	水平た わみ量 $\Delta X_2$ (m)	水平土圧 $P_0$ (kN/m <sup>2</sup> )
1 断面1	0.103	0.273	90.0	0.085	0.00004	0.592

## 2.5 管体自重

### 2.5.1 管体の重量

管材の単位体積重量  $\gamma_p = 14.0$  (kN/m<sup>3</sup>)

$W_p$  : 管体の単位面積あたり重量

$W_d$  : 管体の単位長さあたり重量

断面	管の外径 $D_e$ (mm)	管の内径 D (mm)	設計管厚 t (mm)	$W_p$ (kN/m <sup>2</sup> )	$W_d$ (kN/m)
1 断面1	216.0	195.4	10.3	0.144	0.093

## 2.5.2 管体自重による水平荷重

管体自重による水平荷重は式(20), (21)により求める。

.....(基準書 p. 291)

$$P_p = \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X}{2} \quad \dots\dots\dots (20)$$

$$\Delta X = F_1 \cdot \frac{2K_p \cdot W_p \cdot R^4}{E \cdot I + 0.061e' \cdot R^3} \quad \dots\dots\dots (21)$$

- ここで、 $P_p$  : 管体自重による水平荷重 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\Delta X$  : 水平たわみ量 (m)  
 $F_1$  : 変形遅れ係数 1.00  
 $e'$  : 基礎材の反力係数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $R$  : 管厚中心半径 (m)  
 $EI$  : 管壁の剛度 (kN・m<sup>2</sup>/m)  
 $K_p$  : 設計支持角により決まる係数  
 $W_p$  : 管体の単位面積あたり重量 (kN/m<sup>2</sup>)

断面		管厚中心 半径 R (m)	管壁の 剛度 EI (kN・m <sup>2</sup> /m)	設計 支持角 (°)	係数 $K_p$	たわみ量 $\Delta X$ (m)	水平土圧 $P_p$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	断面1	0.103	0.273	90.0	0.169	0.00001	0.168

### 3 曲げモーメントの算出

#### 3.1 算出式

管体に作用する曲げモーメントは、表-1(自由支承、設計支持角 $90^\circ$ )を利用して算出する。

表-1 とう性管の横断面に生じる最大曲げモーメント (単位: kNm/m)

対象荷重	設計支持角 ( $2\theta^\circ$ )	自由支承		固定支承	
		最大曲げモーメント	荷重作用状態	最大曲げモーメント	荷重作用状態
鉛直 等分布荷重  $w$ : 等分布荷重 (kNm <sup>2</sup> )	60	$0.377WR^2$		—	
	90	$0.314WR^2$		—	
	120	$0.275WR^2$		—	
	180	$0.250WR^2$		$0.220WR^2$	
管内水重  $w_0$ : 水の単位体積 重量 (kNm <sup>3</sup> )	60	$0.420w_0R^3$		—	
	90	$0.321w_0R^3$		—	
	120	$0.260w_0R^3$		—	
	180	$0.220w_0R^3$		$0.055w_0R^3$	
管体自重  $w_d$ : 長さ 1mあたりの 管重量 (kNm <sup>3</sup> )	60	$0.134w_dR$		—	
	90	$0.102w_dR$		—	
	120	$0.083w_dR$		—	
	180	$0.070w_dR$		$0.017w_dR$	
側面 水平荷重  $P_1, P_2$ : 管上下端におよぶ 水平荷重 (kNm <sup>3</sup> )	60	$-0.166PR^2$		—	
	90	$-0.166PR^2$		—	
	120	$-0.166PR^2$		—	
	180	$-0.166PR^2$		$-(0.047P_1 + 0.060P_2)R^2$	

ただし、R: 管厚中心半径 (m)

## 3.2 曲げモーメントの集計

### 3.2.1 断面1

(単位：kNm/m)

	鉛直荷重による 曲げモーメント	水平荷重による 曲げモーメント
土圧	0.072	-0.025
自動車荷重	0.109	-0.038
施工時荷重	0.024	-0.008
管内水重	0.003	-0.001
管体自重	0.001	0.000
合計(常時)	0.120	
合計(施工時)	0.063	

## 4 管体の安全性の照査

### 4.1 許容水圧の算出

応力計算上の必要最小管厚は、内外圧が同時に作用するとき、管体に生じる曲げモーメントによる縁応力度が管材の許容応力度以下であることから、式(22)で求められる。

……………(基準書 pp.299~300)

$$t \geq \frac{0.5D \cdot H + \sqrt{(0.5D \cdot H)^2 + 24 \alpha \cdot \sigma_a \cdot M}}{2 \sigma_a} \quad \dots\dots\dots (22)$$

- ここで、 t : 設計管厚 (mm)  
 D : 管の内径 (mm)  
 H<sub>i</sub> : 設計水圧 (MPa)  
 α : 引張応力/曲げ応力 α = 0.55  
 σ<sub>a</sub> : 許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 M : 管体に生じる最大曲げモーメント (N・mm/mm)

(22)式で、設計水圧Hを許容水圧H<sub>a</sub>と置き換え、変形した式(23)により許容水圧H<sub>a</sub>を求める。なお、式中のtは設計管厚である。

$$H_a = \frac{\sigma_a \cdot t^2 - 6 \alpha \cdot M}{0.5D \cdot t} \quad \dots\dots\dots (23)$$

断面	管の内径 D (mm)	設計管厚 t (mm)	許容引張 応力度 σ <sub>a</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	最大曲げ モーメント M(N・mm/mm)	許容水圧 H <sub>a</sub> (MPa)	設計水圧 H (MPa)	判定
1   断面1	195.4	10.3	15.0	120.2	1.187	0.024	OK

## 4.2 たわみ率の算出

水平たわみ量の管厚中心直径に対する比率(たわみ率,  $\Delta X/2R$ )は式(24)で求められ、これが設計たわみ率以下であることを照査する。

.....(基準書 pp. 301~303)

$$\frac{\Delta X}{2R} \times 100 = \frac{F_1 (K \cdot W_v + K_o \cdot w_o \cdot R + K_p \cdot W_p) + F_2 \cdot K \cdot W_w}{EI/R^3 + 0.061e'} \times 100 \quad \dots\dots\dots (24)$$

ここで、 $\Delta X$  : 水平たわみ量 (m)

$W_v$  : 死荷重による鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$W_w$  : 活荷重による鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$w_o$  : 水の単位体積重量 9.800 (kN/m<sup>3</sup>)

$W_p$  : 管体の単位面積あたりの重量 (kN/m<sup>2</sup>)

$K, K_o, K_p$  : 基礎の設計支持角によって決まる係数

$F_1$  : 荷重(活荷重を除く)による変形遅れ係数  $F_1 = 1.0$

$F_2$  : 活荷重による変形遅れ係数  $F_2 = 1.0$

$EI$  : 管壁の剛性 (kN・m<sup>2</sup>/m)

$R$  : 管厚中心半径 (m)

$e'$  : 基礎材の反力係数 (kN/m<sup>2</sup>/m)

断面	R (m)	EI (kN・m <sup>2</sup> /m)	設計支持角	K	K <sub>o</sub>	K <sub>p</sub>
1 断面1	0.103	0.273	90.0	0.096	0.085	0.169

断面	$W_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$W_w$ (kN/m <sup>2</sup> )	$W_p$ (kN/m <sup>2</sup> )	たわみ率 (%)	設計たわみ率 (%)	判定
1 断面1	21.600	32.727	0.144	1.23	3.00	OK

## 4.3 施工時の検討

### 4.3.1 所要管厚の算出

施工時における所要管厚は、(22)式で設計水圧Hを0.0として、式(25)で求める。ただし、管体の許容応力度は常時の5割り増しとする。

$$t_{req} = \frac{\sqrt{24 \alpha \cdot \sigma_a \cdot M}}{2 \times \sigma_a} = \sqrt{\frac{6 \alpha \cdot M}{\sigma_a}} \quad \dots\dots\dots (25)$$

ここで、 $t_{req}$  : 応力計算から求められる必要管厚 (mm)

$\sigma_a$  : 許容引張応力度  $1.5 \times 15.0 = 22.5$  (N/mm<sup>2</sup>)

$M$  : 管体に生じる最大曲げモーメント (N/mm<sup>2</sup>)

断面	M (kN・m/m)	所要管厚 $t_{req}$ (mm)	設計管厚 t (mm)	判定
1 断面1	0.063	3.0	10.3	OK

### 4.3.2 たわみ率の算出

施工時におけるたわみ率は(24)式の管内水重による項（分子括弧内第2項）を無視して、式(26)で求める。

$$\frac{\Delta X}{2R} \times 100 = \frac{F_1 (K \cdot W_v + K_p \cdot W_p) + F_2 \cdot K \cdot W_w}{EI/R^3 + 0.061e'} \times 100 \quad \dots\dots\dots (26)$$

- ここで、 $\Delta X$  : 水平たわみ量 (m)  
 $W_v$  : 死荷重による鉛直荷重 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $W_w$  : 活荷重による鉛直荷重 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $W_p$  : 管体の単位面積あたりの重量 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $K, K_p$  : 基礎の設計支持角によって決まる係数  
 $F_1$  : 荷重（活荷重を除く）による変形遅れ係数  $F_1 = 1.0$   
 $F_2$  : 活荷重による変形遅れ係数  $F_2 = 1.0$   
 $EI$  : 管壁の剛性 (kN・m<sup>2</sup>/m)  
 $R$  : 管厚中心半径 (m)  
 $e'$  : 基礎材の反力係数 (kN/m<sup>2</sup>/m)

断面		R (m)	EI (kN・m <sup>2</sup> /m)	設計支持角	K	K <sub>0</sub>	K <sub>p</sub>
1	断面1	0.103	0.2732	90.0	0.096	0.085	0.169

		W <sub>v</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	W <sub>w</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	W <sub>p</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	たわみ率 (%)	設計たわみ率 (%)	判定
1	断面1	21.600	7.111	0.144	0.64	3.00	OK

## 4.4 地震時の検討

### 4.4.1 解析モデル

地震時の検討は図-2に示すモデルを用いて平面骨組み解析により行う。断面の各部に働く断面力は図の常時荷重と地震水平力の合計として求める。

常時荷重の解析モデルでは図-2(a)のように2つの仮想支点を設ける。地震水平力の解析モデルでは各節点位置を地盤ばねによるXおよびY方向の集中ばね支点とする。

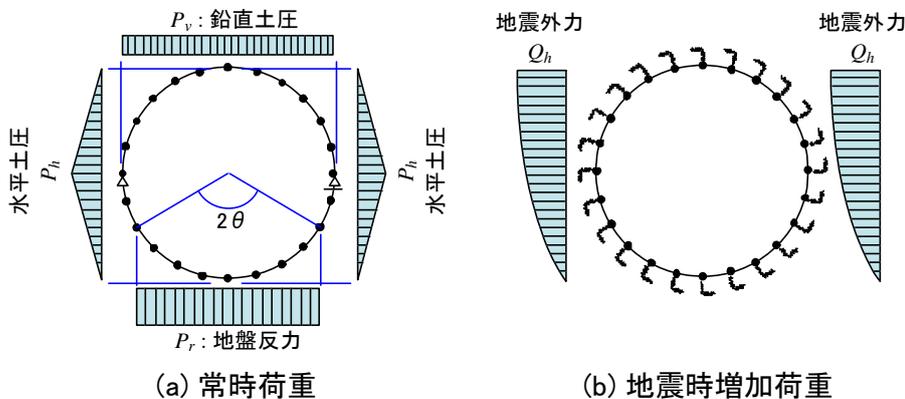


図-2 計算モデル

#### 4.4.1.1 節点座標

節点座標は式(27)で求める。なお、節点座標を1断面のみ示すと次のようになる。

$$X_i = -R \cdot \sin \{ (i-1) \times 15.0^\circ \} \quad \dots\dots\dots (27a)$$

$$Y_i = R \cdot \cos \{ (i-1) \times 15.0^\circ \} \quad \dots\dots\dots (27b)$$

ここで、 $X_i$  : 節点iのX座標 (m)  
 $Y_i$  : 節点iのY座標 (m)  
 $R$  : 管厚中心半径 (m)

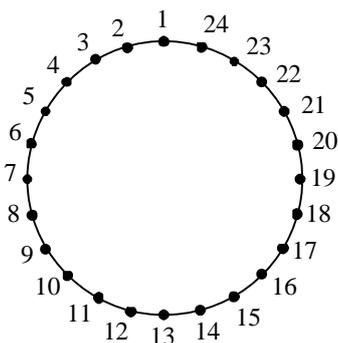


図-3 骨組み図

断面：断面1 (R=0.103m)

節点 番号	X座標 (m)	Y座標 (m)	節点 番号	X座標 (m)	Y座標 (m)	節点 番号	X座標 (m)	Y座標 (m)
1	0.000	0.103	9	-0.089	-0.051	17	0.089	-0.051
2	-0.027	0.099	10	-0.073	-0.073	18	0.099	-0.027
3	-0.051	0.089	11	-0.051	-0.089	19	0.103	0.000
4	-0.073	0.073	12	-0.027	-0.099	20	0.099	0.027
5	-0.089	0.051	13	0.000	-0.103	21	0.089	0.051
6	-0.099	0.027	14	0.027	-0.099	22	0.073	0.073
7	-0.103	0.000	15	0.051	-0.089	23	0.051	0.089
8	-0.099	-0.027	16	0.073	-0.073	24	0.027	0.099

#### 4.4.1.2 部材の定数

断面	管厚中心 半径 R (m)	ヤング 係数 E ×10 <sup>6</sup> (kN/m <sup>2</sup> )	断面2次モ ーメント I ×10 <sup>-6</sup> (m <sup>4</sup> )	断面積 A (m <sup>2</sup> )
1   断面1	0.103	3.00	0.0911	0.0103

#### 4.4.1.3 地盤のばね定数

##### (1) 計算式

水平方向地盤ばね定数は式(28)～(30)により求める。また、せん断ばね定数は式(31)により求める。

$$k_H = k_{H0} \cdot \left( \frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \quad \dots\dots\dots (28)$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_0 \quad \dots\dots\dots (29)$$

$$B_H = \sqrt{A_h} = \sqrt{\frac{D_c + D}{2} \cdot L} \quad \dots\dots\dots (30)$$

$$k_S = 0.3k_H \quad \dots\dots\dots (31)$$

- ここで、 $k_H$ ：水平方向地盤ばね定数 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $k_S$ ：せん断ばね定数 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $k_{H0}$ ：直径0.3mの剛体円盤による平板載荷試験の  
値に相当する水平方向地盤ばね定数 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $E_0$ ：地盤の変形係数。 $E_0 = 2800N$  で推定する。(kN/m<sup>2</sup>)  
 $\alpha$ ：地盤ばね定数の推定に用いる係数  
N値から推定する場合は、 $\alpha = 1$   
 $B_H$ ：換算載荷幅 (m)  
 $D_c$ ：管の外径 (m)  
 $D$ ：管の内径 (m)  
 $L$ ：管の有効長 10.000 (m)

解析モデルの支持条件としては水平方向地盤ばね定数およびせん断ばね定数によるX, Y方向の集中ばねを各節点位置に設けるものとし、支点ばね定数を式(32), (33)で求める。

$$k_x = \{ |k_H \cdot \sin \theta| + |k_S \cdot \cos \theta| \} \cdot \Delta l \quad \dots\dots\dots (32)$$

$$k_y = \{ |k_H \cdot \cos \theta| + |k_S \cdot \sin \theta| \} \cdot \Delta l \quad \dots\dots\dots (33)$$

ここで、 $k_x$ ：節点位置におけるX方向ばね定数 (kN/m)

$k_y$ ：節点位置におけるY方向ばね定数 (kN/m)

$\theta$ ：管中心と節点を結ぶ半径が鉛直面となす角 (°)

$\Delta l$ ：節点間の部材長。ただし、弧長を用いる (m)

$$\Delta l = R \cdot \Delta \theta$$

R：管厚中心半径 (m)

$\Delta \theta$ ：節点間中心角  $15^\circ = 0.262 \text{ (rad)}$

(2) 換算載荷幅

断 面		管の外径 D <sub>e</sub> (m)	管の内径 D (m)	有効長 L (m)	換算載荷幅 B <sub>h</sub> (m)
1	断面1	0.216	195.400	10.000	31.274

(3) 地盤のばね定数

節点 番号	(1) 断面1			深さ z (m)	$k_x$ (kN/m)	$k_y$ (kN/m)
	深さ z (m)	$k_x$ (kN/m)	$k_y$ (kN/m)			
1	1.205	27.73	92.44			
2, 24	1.209	50.71	96.46			
3, 23	1.219	70.23	93.92			
4, 22	1.235	84.97	84.97			
5, 21	1.257	93.92	70.23			
6, 20	1.281	96.46	50.71			
7, 19	1.308	92.44	27.73			
8, 18	1.335	96.46	50.71			
9, 17	1.359	93.92	70.23			
10, 16	1.381	84.97	84.97			
11, 15	1.397	70.23	93.92			
12, 14	1.407	50.71	96.46			
13	1.411	27.73	92.44			

#### 4.4.2 常時荷重の計算

##### 4.4.2.1 鉛直土圧

鉛直土圧は式(34)により求める。

$$P_v = \Sigma \gamma \cdot h + q \quad \dots\dots\dots (34)$$

ここで、 $P_v$  : 鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\gamma$  : 土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 ただし、地下水以下では飽和単位体積重量を用いる。  
 $h$  : 管厚中心までの層厚 (m)  
 $q$  : 地表載荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

断面		載荷重 q (kN/m <sup>2</sup> )	$\Sigma \gamma \cdot h$ (kN/m <sup>2</sup> )	鉛直土圧 P <sub>v</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
1	断面1	0.000	22.308	22.308

##### 4.4.2.2 水平土圧および水圧

水平土圧は図-2に示すような三角形分布とする。ただし、 $p_h$ は式(35)で求める。

$$P_h = P_v \quad \dots\dots\dots (35)$$

ここで、 $P_h$  : 水平土圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $P_v$  : 鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

節点 番号	(1) 断面1		深度 (m)	水平土圧 p <sub>h</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	深度 (m)	水平土圧 p <sub>h</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
	深度 (m)	水平土圧 p <sub>h</sub> (kN/m <sup>2</sup> )				
1	1.205	0.000				
2, 24	1.209	0.760				
3, 23	1.219	2.989				
4, 22	1.235	6.534				
5, 21	1.257	11.154				
6, 20	1.281	16.534				
7, 19	1.308	22.308				
8, 18	1.335	16.534				
9, 17	1.359	11.154				
10, 16	1.381	6.534				
11, 15	1.397	2.989				
12, 14	1.407	0.760				
13	1.411	0.000				

#### 4.4.2.3 底面地盤反力

底面地盤反力は式(36)で求め設計支持角内に載荷する。

$$P_r = \frac{P_v}{\sin \theta} \quad (\text{kN/m}^2) \quad \dots\dots\dots (36)$$

ここで、 $P_r$  : 底面地盤反力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $P_v$  : 鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\theta$  : 設計支持角の1/2 (°)

断面		鉛直土圧 $P_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	設計支持角 $2\theta$ (°)	地盤反力 $P_r$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	断面1	22.308	90.0	31.548

#### 4.4.3 地震水平力の計算

##### 4.4.3.1 地盤の特性値

(1) 地盤の特性値

地盤の特性値は式(37), (38)により求める。

$$T_G = 4 \cdot \sum \frac{H_i}{V_{si}} \quad \dots\dots\dots (37)$$

$$V_{si} = \begin{cases} 129 \cdot N_i^{0.183} & (\text{洪積層粘性土層の場合}) \\ 123 \cdot N_i^{0.125} & (\text{洪積層砂質土層の場合}) \\ 122 \cdot N_i^{0.0777} & (\text{沖積層粘性土層の場合}) \\ 61.8 \cdot N_i^{0.211} & (\text{沖積層砂質土層の場合}) \end{cases} \quad \dots\dots\dots (38)$$

ここで、 $T_G$ : 地盤の特性値 (sec)  
 $H_i$ :  $i$ 番目の土層の厚さ (m)  
 $V_{si}$ :  $i$ 番目の土層の平均せん断弾性波速度 (m/s)  
 $N_i$ :  $i$ 番目の土層の平均N値

	層厚 $H_i$ (m)	土の種類	平均N値 $N_i$	$V_{si}$ (m/sec)		$H_i/V_{si}$ (sec)
1	2.500	洪積層砂質土	12.0	$123 \times 12.0^{0.125} =$	167.80	0.01490
2	3.500	沖積層粘性土	20.0	$122 \times 20.0^{0.0777} =$	153.97	0.02273
3	2.380	沖積層砂質土	7.0	$61.8 \times 7.0^{0.211} =$	93.18	0.02554
	8.380					0.06317

$$T_G = 4 \cdot \sum \frac{H_i}{V_{si}} = 4 \times 0.063 = 0.253 \quad (\text{sec})$$

(2) 耐震設計上の地盤種別

耐震設計上の地盤種別は地盤の特性値 $T_G$ より表2により求める。

表2 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	$0.6 \leq T_G$

よって、 $0.2 \leq T_G < 0.6$  (sec) であるから II種地盤

(3) 表層地盤の固有周期

表層地盤の固有周期は式(39)により求める。

$$T_s = 1.25T_G = 1.25 \times 0.253 = 0.316 \text{ (s)} \quad \dots\dots\dots (39)$$

4.4.3.2 地震動の最大変位振幅

任意の深さ $z$ における地震動の最大変位振幅は式(40), (41)で求める。

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_G \cdot K'_{h1} \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right) \text{ (地震動レベル1)} \quad \dots\dots\dots (40)$$

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S'_v \cdot T_G \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right) \text{ (地震動レベル2)} \quad \dots\dots\dots (41)$$

$$T_G = 4 \cdot \Sigma \frac{H_i}{V_{si}} = 0.253 \quad \dots\dots\dots (42)$$

- ここで、 $U_h(z)$ : 深さ $z$ における最大変位振幅 (m)
- $z$ : 地表面からの深さ (m)
- $H$ : 地表面から基盤層までの深さ (m)
- $S_v$ : 基盤地震動の単位震度当たりの速度応答スペクトル (図4参照) (m/s)
- $S'_v$ : 基盤地震動の速度応答スペクトル (図5参照) (m/s)
- $K'_{h1}$ : 耐震設計上の基盤面における設計水平震度  
 $K'_{h1} = C_z \cdot K'_{h10} = 1.00 \times 0.15 = 0.15$
- $C_z$ : 地域別補正係数  $C_z=1.00$
- $K'_{h10}$ : 耐震設計上の基礎面における設計水平震度の標準値  $K'_{h10}=0.15$
- $T_G$ : 表層地盤の固有周期 (s)  
 (式(37)の地盤の特性値に等しい。)

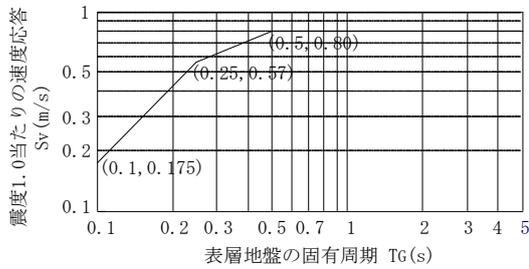


図4 速度応答スペクトル(レベル1)

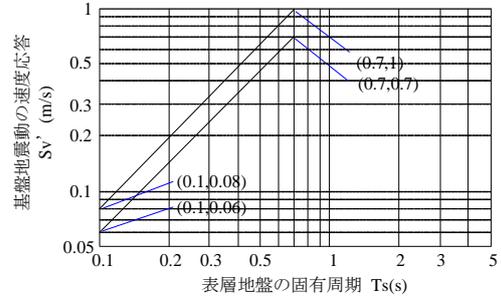


図5 速度応答スペクトル(レベル2)

速度応答スペクトル

$T_g = 0.253$  (s) より、  
 レベル1地震動  $S_v = 0.5730$  (m/s)  
 レベル2地震動  $S'_v = 0.2665$  (m/s)

地震動の最大変位振幅

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \times 0.5730 \times 0.253 \times 0.15 \times \cos\left(\frac{\pi \times z}{2 \times 8.380}\right) \quad (\text{レベル1地震動})$$

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \times 0.2665 \times 0.253 \times \cos\left(\frac{\pi \times z}{2 \times 8.380}\right) \quad (\text{レベル2地震動})$$

4.4.3.3 地盤変位による地震水平力

(1) 計算式

地盤変位による地震水平力は式(43)により求める。

$$q_x = \left\{ |k_H \cdot \sin \theta| + |k_S \cdot \cos \theta| \right\} \cdot \Delta U \cdot \Delta l \quad \dots\dots\dots (43)$$

- ここで、 $q_x$ : 地震水平力 (kN)
- $k_H$ : 奥行き1mあたり水平方向地盤ばね定数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $k_S$ : 奥行き1mあたりせん断ばね定数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\Delta U$ : 管底との相対変位量 (m)  
 $\Delta U = U_h(z) - U_h(z_0)$
- $\theta$ : 管頂から各節点への角度 (°)
- $\Delta l$ : 節点間の部材長。ただし、弧長を用いる (m)  
 $\Delta l = R \cdot \Delta \theta$
- $R$ : 管厚中心半径 (m)
- $\Delta \theta$ : 節点間中心角 (rad)

## (2) 断面1

節点 番号	深さ z (m)	レベル1地震時			レベル2地震時		
		変位振幅 $U_h(z)$ (m)	相対変位 $\Delta U$ (m)	地震 水平力 $q_x$ (kN)	変位振幅 $U_h(z)$ (m)	相対変位 $\Delta U$ (m)	地震 水平力 $q_x$ (kN)
1	1.205	0.004289	0.000041	0.0011	0.013298	0.000128	0.0035
2, 24	1.209	0.004289	0.000041	0.0021	0.013296	0.000126	0.0064
3, 23	1.219	0.004287	0.000039	0.0027	0.013290	0.000120	0.0084
4, 22	1.235	0.004284	0.000036	0.0030	0.013280	0.000110	0.0094
5, 21	1.257	0.004280	0.000031	0.0030	0.013268	0.000098	0.0092
6, 20	1.281	0.004275	0.000027	0.0026	0.013253	0.000083	0.0080
7, 19	1.308	0.004269	0.000021	0.0020	0.013236	0.000066	0.0061
8, 18	1.335	0.004264	0.000016	0.0015	0.013220	0.000050	0.0048
9, 17	1.359	0.004259	0.000011	0.0010	0.013204	0.000034	0.0032
10, 16	1.381	0.004254	0.000006	0.0005	0.013190	0.000020	0.0017
11, 15	1.397	0.004251	0.000003	0.0002	0.013179	0.000009	0.0006
12, 14	1.407	0.004249	0.000001	0.0000	0.013172	0.000002	0.0001
13	1.411	0.004248	0.000000	0.0000	0.013170	0.000000	0.0000

#### 4.4.4 常時荷重による変位および断面力

##### 4.4.4.1 断面1

###### (1) 節点変位

	節点 番号	X方向変位 $\delta_x$ (mm)	Y方向変位 $\delta_y$ (mm)	合成変位 $\delta$ (mm)
$\delta_x$ max	19	0.818	0.000	0.818
$\delta_x$ min	7	0.000	0.000	0.000
$\delta_y$ max	13	0.409	0.473	0.625
$\delta_y$ min	1	0.409	-0.397	0.570
$\delta$ max	19	0.818	0.000	0.818

###### (2) 部材断面力

	部材	節点	軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kNm)
N max	19-20	19	3.552	-0.554	0.032
N min	1-2	1	1.223	-0.161	-0.028
S max	15-16	16	2.512	1.275	0.008
S min	10-11	10	2.512	-1.275	0.008
M max	8-9	8	2.580	-0.411	0.033
M min	13-14	13	1.393	-0.183	-0.039

#### 4.4.5 レベル1地震時の変位および断面力

##### 4.4.5.1 断面1

###### (1) 節点変位

	節点 番号	レベル1地震時		常時 + 地震時		
		X方向変位	Y方向変位	X方向変位	Y方向変位	合成変位
		$\delta_x$ (mm)	$\delta_y$ (mm)	$\delta_x$ (mm)	$\delta_y$ (mm)	$\delta$ (mm)
$\delta_x$ max	19	0.021	-0.010	0.839	-0.010	0.839
$\delta_x$ min	7	0.021	0.010	0.021	0.010	0.023
$\delta_y$ max	13	0.010	0.000	0.419	0.473	0.632
$\delta_y$ min	1	0.032	0.000	0.441	-0.397	0.593
$\delta$ max	19	0.021	-0.010	0.839	-0.010	0.839

###### (2) 部材断面力

	部材	節点	レベル1地震時			常時 + 地震時		
			軸力	せん断力	曲げモーメント	軸力	せん断力	曲げモーメント
			N (kN)	S (kN)	M (kNm)	N (kN)	S (kN)	M (kNm)
N max	19-20	19	0.000	0.002	0.000	3.552	-0.552	0.032
N min	1- 2	1	0.000	-0.002	0.000	1.222	-0.163	-0.028
S max	15-16	16	-0.002	-0.001	0.000	2.510	1.275	0.008
S min	10-11	10	0.002	-0.001	0.000	2.514	-1.276	0.009
M max	8- 9	8	0.001	0.002	0.000	2.582	-0.410	0.033
M min	13-14	13	0.000	-0.002	0.000	1.392	-0.186	-0.039

#### 4.4.6 レベル2地震時の変位および断面力

##### 4.4.6.1 断面1

###### (1) 節点変位

	節点 番号	レベル2地震時		常時 + 地震時		
		X方向変位 $\delta_x$ (mm)	Y方向変位 $\delta_y$ (mm)	X方向変位 $\delta_x$ (mm)	Y方向変位 $\delta_y$ (mm)	合成変位 $\delta$ (mm)
$\delta_x$ max	19	0.065	-0.030	0.883	-0.030	0.883
$\delta_x$ min	7	0.065	0.030	0.065	0.030	0.072
$\delta_y$ max	13	0.031	0.000	0.440	0.473	0.646
$\delta_y$ min	1	0.100	0.000	0.508	-0.397	0.645
$\delta$ max	19	0.065	-0.030	0.883	-0.030	0.883

###### (2) 部材断面力

	部材	節点	レベル2地震時			常時 + 地震時		
			軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kNm)	軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kNm)
N max	19-20	19	0.001	0.007	0.000	3.553	-0.547	0.032
N min	1- 2	1	-0.001	-0.007	0.000	1.221	-0.168	-0.028
S max	15-16	16	-0.006	-0.002	0.000	2.506	1.274	0.008
S min	10-11	10	0.006	-0.002	0.000	2.518	-1.277	0.009
M max	8- 9	8	0.004	0.005	0.000	2.584	-0.406	0.033
M min	13-14	13	-0.001	-0.007	0.000	1.392	-0.190	-0.039

#### 4.4.7 管体の安全性の照査

##### 4.4.7.1 レベル1地震時

管体の安全性の照査は式(44)で行う。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma_a \quad \dots\dots\dots (44)$$

ここで、 $\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_a$  : 使用限界に対する許容値 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $M$  : 最大曲げモーメント (Nmm)  
 $Z$  : 管壁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)  
 $Z = t^2 / 6$  (mm<sup>3</sup>)  
 $t$  : 壁壁の厚さ (mm)

	断面	t (mm)	Z (mm <sup>3</sup> )	M (Nmm)	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	判定
1	断面1	10.3	17.7	39.3	2.22	17.7	Ok

##### 4.4.7.2 レベル2地震時

管体の安全性の照査は式(45)で行う。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma_a \quad \dots\dots\dots (45)$$

ここで、 $\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_a$  : 終局限界に対する許容値 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $M$  : 最大曲げモーメント (Nmm)  
 $Z$  : 管壁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)  
 $Z = t^2 / 6$  (mm<sup>3</sup>)  
 $t$  : 壁壁の厚さ (mm)

	断面	t (mm)	Z (mm <sup>3</sup> )	M (Nmm)	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	判定
1	断面1	10.3	17.7	39.3	2.22	88.0	Ok

目 次

1 計算結果一覽表..... 2

2 計算結果一覽表（施工時）..... 2

3 計算結果一覽表（地震時）..... 3

## 1 計算結果一覧表

施工条件：素掘り施工（溝形）

断面	管種	管厚 (mm)	設計 管厚 (mm)	土 被り (m)	設計 水圧 (MPa)	許容 水圧 (MPa)	たわみ 率 (%)	許容た わみ率 (%)	判定
1 断面1	硬質ポリ塩化ビニル管 φ200 (VP)	10.3	10.3	1.20	0.024	1.187	1.23	3.00	OK
2 断面2	硬質ポリ塩化ビニル管 φ200 (VP)	10.3	10.3	1.30	0.024	1.191	1.21	3.00	OK
3 断面3	硬質ポリ塩化ビニル管 φ200 (VP)	10.3	10.3	1.40	0.024	1.193	1.21	3.00	OK
4 断面4	硬質ポリ塩化ビニル管 φ200 (VP)	10.3	10.3	1.50	0.024	1.207	1.17	3.00	OK

## 2 計算結果一覧表（施工時）

断面	管種	管厚 (mm)	設計 管厚 (mm)	土 被り (m)	応力に対 する所要 管厚(mm)	たわみ 率 (%)	許容た わみ率 (%)	たわみ率に 対する所要 管厚 (mm)	判定
1 断面1	硬質ポリ塩化ビニル管 φ200 (VP)	10.3	10.3	1.20	3.0	0.64	3.00	----	OK
2 断面2	硬質ポリ塩化ビニル管 φ200 (VP)	10.3	10.3	1.30	3.1	0.67	3.00	----	OK
3 断面3	硬質ポリ塩化ビニル管 φ200 (VP)	10.3	10.3	1.40	3.2	0.70	3.00	----	OK
4 断面4	硬質ポリ塩化ビニル管 φ200 (VP)	10.3	10.3	1.50	3.2	0.73	3.00	----	OK

### 3 計算結果一覧表（地震時）

断面		レベル1地震時			レベル2地震時			判定
		最大曲げ モーメント $M_{max}$ (kNm)	曲げ応力度 $\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容値 $\sigma_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	最大曲げ モーメント $M_{max}$ (kNm)	曲げ応力度 $\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容値 $\sigma_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	
1	断面1	0.039	2.2	17.7	0.039	2.2	88.0	OK
2	断面2	0.043	2.4	17.7	0.043	2.4	88.0	OK
3	断面3	0.047	2.6	17.7	0.047	2.6	88.0	OK
4	断面4	0.050	2.9	17.7	0.050	2.9	88.0	OK