管路構造計算システム

Ver3.0

適用基準

○ 土地改良事業計画設計基準：設計「パイプライン」(R3/6)

出力例

管種：硬質ポリ塩化ビニル管　φ300
条件：常時・地震時（レベル 1・レベル 2）

○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　お問合せ先　：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

SIP (株)SIPシステム

管路構造計算システムVer30（断面毎の計算書例）

目　　次

1　断面1 4
1.1　設計条件 4
1.1.1　準拠指針 4
1.1.2　水圧条件 4
1.1.3　施工条件 4
1.1.4　埋戻し土・基礎材等の条件 4
1.1.5　管の諸元 5
1.1.6　荷　重 5
1.1.7　基礎材の反力係数 5
1.2　埋設深の検討 6
1.2.1　浮上に対する検討 6
1.2.2　凍結深の検討 6
1.3　荷重の計算 7
1.3.1　埋戻し土による土圧 7
1.3.1.1　鉛直土圧 7
1.3.1.2　水平土圧 8
1.3.2　活荷重による土圧 9
1.3.2.1　自動車荷重による土圧 9
1.3.3　載荷重による土圧 11
1.3.4　施工時荷重 12
1.3.4.1　施工時荷重による鉛直土圧 12
1.3.4.2　施工時荷重による水平土圧 13
1.3.5　管内水重 14
1.3.6　管体自重 14
1.3.6.1　管体の重量 14
1.3.6.2　管体自重による水平荷重 15
1.4　曲げモーメントの算出 16
1.4.1　算出式 16
1.4.2　曲げモーメントの算出 17
1.4.2.1　土圧による曲げモーメント 17
1.4.2.2　自動車荷重による曲げモーメント 17
1.4.2.3　載荷重による曲げモーメント 17
1.4.2.4　施工時荷重による曲げモーメント 17
1.4.2.5　管内水重による曲げモーメント 18
1.4.2.6　管体自重による曲げモーメント 18
1.4.3　曲げモーメントの集計 18
1.5　管体の安全性の照査 19
1.5.1　許容水圧の算出 19
1.5.2　たわみ率の算出 20
1.5.3　施工時の検討 22
1.5.3.1　所要管厚の算出 22
1.5.3.2　たわみ率の算出 22
1.5.4　グラフ 23

1.6　地震時の検討 26
1.6.1　解析モデル 26
1.6.1.1　節点座標 26
1.6.1.2　解析モデルにおける部材の定数 27
1.6.1.3　地盤のばね定数 27
1.6.2　常時荷重の計算 29
1.6.2.1　鉛直土圧 29
1.6.2.2　水平土圧および水圧 29
1.6.2.3　底面地盤反力 30
1.6.3　地震水平力の計算 31
1.6.3.1　地盤の固有周期 31
1.6.3.2　地震動の最大変位振幅 32
1.6.3.3　地盤変位による地震水平力 33
1.6.4　変位および断面力の計算 36
1.6.4.1　常時荷重による変位および断面力 36
1.6.4.2　地盤変位による変位および断面力（レベル1地震時） 39
1.6.4.3　地盤変位による変位および断面力（レベル2地震時） 44
1.6.5　管体の安全性の照査 49
1.6.5.1　レベル1地震時 49
1.6.5.2　レベル2地震時 49

2　断面2 51
2.1　設計条件 51
2.1.1　準拠指針 51
2.1.2　水圧条件 51
2.1.3　施工条件 51
2.1.4　埋戻し土・基礎材等の条件 51
2.1.5　管の諸元 52
2.1.6　荷　重 52
2.1.7　基礎材の反力係数 52
2.2　埋設深の検討 53
2.2.1　浮上に対する検討 53
2.2.2　凍結深の検討 53
2.3　荷重の計算 54
2.3.1　埋戻し土による土圧 54
2.3.1.1　鉛直土圧 54
2.3.1.2　水平土圧 55
2.3.2　活荷重による土圧 56
2.3.2.1　自動車荷重による土圧 56
2.3.3　載荷重による土圧 58
2.3.4　施工時荷重 59
2.3.4.1　施工時荷重による鉛直土圧 59
2.3.4.2　施工時荷重による水平土圧 60
2.3.5　管内水重 61
2.3.6　管体自重 61
2.3.6.1　管体の重量 61
2.3.6.2　管体自重による水平荷重 62

2.4　曲げモーメントの算出 63
2.4.1　算出式 63
2.4.2　曲げモーメントの算出 64
2.4.2.1　土圧による曲げモーメント 64
2.4.2.2　自動車荷重による曲げモーメント 64
2.4.2.3　載荷重による曲げモーメント 64
2.4.2.4　施工時荷重による曲げモーメント 64
2.4.2.5　管内水重による曲げモーメント 65
2.4.2.6　管体自重による曲げモーメント 65
2.4.3　曲げモーメントの集計 65
2.5　管体の安全性の照査 66
2.5.1　許容水圧の算出 66
2.5.2　たわみ率の算出 67
2.5.3　施工時の検討 69
2.5.3.1　所要管厚の算出 69
2.5.3.2　たわみ率の算出 69
2.5.4　グラフ 70
2.6　地震時の検討 73
2.6.1　解析モデル 73
2.6.1.1　節点座標 73
2.6.1.2　解析モデルにおける部材の定数 74
2.6.1.3　地盤のばね定数 74
2.6.2　常時荷重の計算 76
2.6.2.1　鉛直土圧 76
2.6.2.2　水平土圧および水圧 77
2.6.2.3　底面地盤反力 77
2.6.3　地震水平力の計算 78
2.6.3.1　地盤の固有周期 78
2.6.3.2　地震動の最大変位振幅 79
2.6.3.3　地盤変位による地震水平力 80
2.6.4　変位および断面力の計算 83
2.6.4.1　常時荷重による変位および断面力 83
2.6.4.2　地盤変位による変位および断面力（レベル1地震時） 86
2.6.4.3　地盤変位による変位および断面力（レベル2地震時） 91
2.6.5　管体の安全性の照査 96
2.6.5.1　レベル1地震時 96
2.6.5.2　レベル2地震時 96

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」令和3年6月
農林水産省 農村振興局

1.1.2　水圧条件

静水圧　　H= 0.240 (MPa)
水撃圧　　H= 0.240 (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= 0.500 (m)
管心レベルの溝幅　B_c= 1.418 (m)
標準溝幅　　B_s= 1.000 (m)　　……(基準書 p.319)

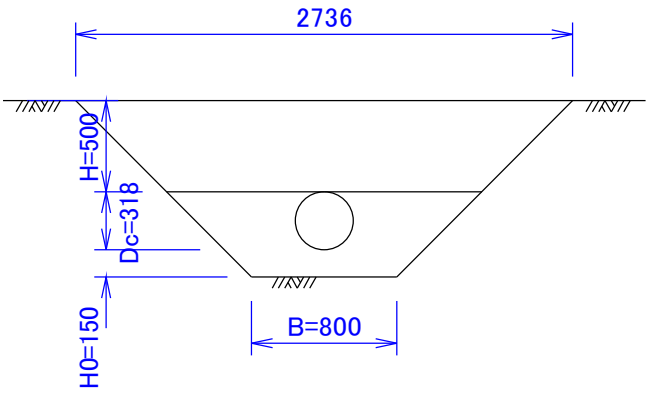


図-1 寸法図

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　　ϕ = 30.0 °
埋戻し土の単位体積重量　　γ = 18.0 (kN/m^3)
埋戻し土の飽和単位体積重量　γ_{sat}= 19.0 (kN/m^3)
基礎の施工支持角　　$2\theta'$= 360.0 °
基礎の設計支持角　　2θ = 90.0 °
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 = 1.3

1.1.5　管の諸元

管　種　　肉厚硬質ポリ塩化ビニル管φ300(VP)
管外径　　D_c= 318.0 (mm)
管　厚　　T= 17.0 (mm)
計算管厚　　t = T = 17.0 (mm)
内　径　　D= 299.6 (mm)
管厚中心半径　　R= 150.5 (mm)

管材の単位体積重量　　γ_p= 14.0 (kN/m^3)
管材のヤング係数（短期）　E_S= 3.0×10^6 (kN/m^2)
管材のヤング係数（長期）　E_L= 2.4×10^6 (kN/m^2)
管壁の剛度（短期）　　E_SI= 1.2283 (kN･m^2/m)
管壁の剛度（長期）　　E_LI= 0.9826 (kN･m^2/m)
断面２次モーメント　　I= 0.409417×10^{-6} (m^4/m)

1.1.6　荷　重

自動車荷重　T-14　　･･･････(基準書 p.299)
後輪荷重 P = 55.0 (kN)
衝撃係数 i= 0.30
(舗装道路、土かぶり深さ 1.5m未満)

雪荷重　　W_S= 1.000 (kN/m^2)　　･･･････(基準書 p.301)

施工時荷重　任意　　･･･････(基準書 p.301～302)
接地圧　q_B = 20.0 (kN/m^2)
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'=3,000kN/m^{2}とする。　　･･･････(基準書 p.317)

1.2　埋設深の検討

1.2.1　浮上に対する検討

地下水位が高く、管路が浮上する恐れのあるところでは、管体空虚時に管路が浮上しない深さとする。浮上に対する検討には式(1)を用いる。

……(基準書 p.276)

$$H \geqq \frac{\pi \cdot D_c}{4} \cdot \frac{S \cdot w_0 - \left\{ 1-(D/D_c)^2 \right\} \cdot \gamma_p}{w-w_0} \qquad \cdots\cdots\cdots(1)$$

ここで、　H:管路が浮上しないための最小土かぶり　(m)
D:管の内径　(m)
D_c:管の外径　(m)
S:安全率　1.20
w:埋戻し土の飽和単位体積重量　19.00　(kN/m^3)
w_0:水の単位体積重量　9.80　(kN/m^3)
γ_p:管材の単位体積重量　14.00　(kN/m^3)

従って、最小土かぶりは下記のようになる。

$$H = \frac{\pi \times 0.318}{4} \times \frac{1.2 \times 9.80 - \left\{ 1-(0.284/0.318)^2 \right\} \times 14.00}{19.00-9.80} = 0.242(m)$$

1.2.2　凍結深の検討

寒冷地における埋設深は凍結深以下とする。凍結深は式(2)により求める。

……(土地改良事業設計基準 設計「農道」技術書 p.395)

$$Z = C \cdot \sqrt{F} = 5.00 \times \sqrt{180.0} = 67.1 \ (cm) = 0.671 \ (m) \qquad \cdots\cdots\cdots(2)$$

ここで、　Z:凍結深さ (cm)
C:定数　5.00 (一般に3～5)
F:凍結指数　180.00 (℃・days)

1.3　荷重の計算

1.3.1　埋戻し土による土圧

1.3.1.1　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(3)の垂直土圧公式により、2mを超える場合は式(4)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(6))より大きい場合は、式(6)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 p.294～295)

垂直土圧公式：　$W_v = w \cdot H$　……(3)

マーストン公式（溝形）：　$W_v = C_d \cdot w \cdot B$　……(4)

$$C_d = \frac{1-e^{-2K \cdot \mu'(H/B)}}{2K \cdot \mu'}$$　……(5)

マーストン公式（突出形）：　$W_v = C_c \cdot w \cdot D_c$　……(6)

$H \leqq H_e$ のとき(完全溝状)

$$C_c = \frac{e^{-2K \cdot \mu(H/D_c)}-1}{-2K \cdot \mu}$$　……(7)

$H > H_e$ のとき(不完全溝状)

$$C_c = \frac{e^{-2K \cdot \mu(H_e/D_c)}-1}{-2K \cdot \mu} + \left(\frac{H}{D_c} - \frac{H_e}{D_c} \right) \cdot e^{-2K \cdot \mu(H_e/D_c)}$$　……(8)

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/m²)

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

$$K = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = \frac{1-\sin 30}{1+\sin 30} = 0.333$$　……(9)

μ：埋戻し土の内部摩擦係数　$\mu = \tan\phi = \tan 30° = 0.577$

μ'：埋戻し土と地山の摩擦係数　$\mu' = \tan\phi' = \tan 30° = 0.577$
（ただし、$\phi' = \phi$ とする）

w：埋戻し土の単位体積重量　18.0 (kN/m³)

H：土かぶり　0.500 (m)

B：管頂における溝幅　1.736 (m)

D_c：管の外径　0.318 (m)

H_e：等沈下面から管頂までの深さ。式(10)で求める。 (m)

p：突出比　p = 1.00

γ_{sd}：沈下比　$\gamma_{sd} = -0.100$（締固めI）（基準書 p.293, 表-9.3.2）

$$\frac{e^{-2K\cdot\mu(H_e/D_c)}-1}{-2K\cdot\mu}\left\{\frac{1}{2K\cdot\mu}-\left(\frac{H}{D_c}-\frac{H_e}{D_c}\right)-\frac{\gamma_{sd}\cdot P}{3}\right\}-\frac{1}{2}\cdot\frac{H_e^2}{D_c^2}$$

$$-\frac{\gamma_{sd}\cdot P}{3}\cdot\left(\frac{H}{D_c}-\frac{H_e}{D_c}\right)\cdot e^{-2K\cdot\mu(H_e/D_c)}-\frac{1}{2K\cdot\mu}\cdot\frac{H_e}{D_c}+\frac{H}{D_c}\cdot\frac{H_e}{D_c}$$

$$=-\gamma_{sd}\cdot P\cdot\frac{H}{D_c} \qquad \cdots\cdots\cdots(10)$$

(2) 鉛直土圧

土かぶり2m以下であるから、鉛直土圧は式(3)の垂直土圧公式により求める。

$$W_v = 18.0\times0.500 = 9.000\ (kN/m^2)$$

1.3.1.2 水平土圧

水平土圧は式(12),(13)により求める。 ……(基準書 p.294)

$$P_v = \frac{1}{F_1}\cdot\frac{e'}{R}\cdot\frac{\Delta X_1}{2} \qquad \cdots\cdots\cdots(12)$$

$$\Delta X_1 = F_1\cdot\frac{2K\cdot W_v\cdot R^4}{E_L\cdot I+0.061e'\cdot R^3} \qquad \cdots\cdots\cdots(13)$$

ここで、P_v：管体側面中心に作用する水平土圧 (kN/m²)

ΔX_1：鉛直土圧による水平たわみ量 (m)

F_1：変形遅れ係数 1.30

e'：基礎材の反力係数 3000.0 (kN/m²)

R：管厚中心半径 0.151 (m)

E_L：管材のヤング係数（長期） 2.4×10^6 (kN/m²)

I：管軸方向を軸とし、管延長1m当たりの管壁の断面二次モーメント 0.409417×10^{-6} (m⁴/m)

θ：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 9.00 (kN/m²)

鉛直土圧による水平たわみ量

$$\Delta X_1 = 1.30\times\frac{2\times0.096\times9.00\times0.151^4}{2.4\times0.409417+0.061\times3000.0\times0.151^3}$$

$$= 0.00072\ (m)$$

管体側面中心に作用する水平土圧

$$P_v = \frac{1}{1.30} \times \frac{3000.0}{0.151} \times \frac{0.00072}{2}$$

$$= 5.500(kN/m^2)$$

1.3.2　活荷重による土圧

1.3.2.1　自動車荷重による土圧

(1)　鉛直土圧

自動車荷重は、輪荷重が接地幅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(14)で求める。

……(基準書 p.299～301)

$$W_w = \frac{P \cdot \beta}{0.2+2h} \qquad \cdots\cdots\cdots(14)$$

$$P = \frac{2P_r}{2.75} \times (1+i) \qquad \cdots\cdots\cdots(15)$$

ここで、W_w：輪荷重による鉛直土圧　(kN/m²)

P ：進行直角方向単位長さあたりの後輪荷重　(kN/m)

β ：断面力の低減係数　1.0

P_r：後輪荷重　55.0 (kN/m) (T-14)

i ：衝撃係数　0.30

h ：土かぶり　0.500 (m)

進行直角方向単位長さあたりの後輪荷重

$$P = \frac{2 \times 55.0}{2.75} \times (1+0.30) = 52.000 \ (kN/m)$$

輪荷重による鉛直土圧

$$W_w = \frac{52.000 \times 1.0}{0.2+2 \times 0.500} = 43.333 \ (kN/m^2)$$

(2)　水平土圧

自動車荷重による水平土圧は式(16)のスパングラー公式により求める。

$$P_w = \frac{1}{F_2} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_2}{2} \qquad \cdots\cdots\cdots(16)$$

$$\Delta X_2 = F_2 \cdot \frac{2K \cdot W_w \cdot R^4}{E_S \cdot I + 0.061 e' \cdot R^3} \qquad \cdots\cdots\cdots(17)$$

ここで、P_w：管体側面中心に作用する水平土圧　(kN/m²)

ΔX_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/m²)

R：管厚中心半径　0.151 (m)

θ：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　43.33 (kN/m²)

E_S：管材のヤング係数（短期）　3.0×10^{6} (kN/m²)

I：管軸方向を軸とし、管延長1m当たりの管壁の断面二次モーメント　0.409417×10^{-6} (m⁴/m)

活荷重による水平たわみ量

$$\Delta X_2 = 1.00 \times \frac{2\times0.096\times43.33\times0.151^4}{3.0\times0.409417+0.061\times3000.0\times0.151^3}$$

$$= 0.00230 \ (\mathrm{m})$$

管体側面中心に作用する水平土圧

$$P_w = \frac{1}{1.00} \times \frac{3000.0}{0.151} \times \frac{0.00230}{2}$$

$$= 22.970 \ (\mathrm{kN/m^2})$$

1.3.3　載荷重による土圧

(1)　計算式

載荷重による水平土圧は式(18),(19)のスパングラー公式により求める。

$$P = \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_1}{2} \qquad \cdots\cdots\cdots(18)$$

$$\Delta X_1 = F_1 \cdot \frac{2K \cdot W \cdot R^4}{E_L \cdot I + 0.061 e' \cdot R^3} \qquad \cdots\cdots\cdots(19)$$

ここで、P ：管体側面中心に作用する水平土圧　　(kN/m²)

ΔX_1：鉛直土圧による水平たわみ量　　(m) ‥‥(基準書 p.314)

W ：載荷重による鉛直土圧　　(kN/m²)

F_1：変形遅れ係数　　1.30

e’：基礎材の反力係数　　3000.0 (kN/m²)

R ：管厚中心半径　　0.151 (m)

θ ：設計支持角　　90 (°)

K ：設計支持角により決まる係数　　0.096

E_L：管材のヤング係数（長期）　2.4×10^{6} (kN/m²)

I ：管軸方向を軸とし、管延長1m当たりの管壁の断面二次モーメント　0.409417×10^{-6} (m⁴/m)

(2)　載荷重による鉛直土圧

種　　別	荷重 (kN/m²)
雪荷重	1.000
合　計　W_q	1.000

(3)　載荷重による水平土圧

$$\Delta X_1 = 1.30 \times \frac{2\times0.096\times1.000\times0.151^4}{2.4\times0.409417+0.061\times3000.0\times0.151^3}$$

$$= 0.00008 \quad (m)$$

$$P = \frac{1}{1.30} \times \frac{3000.0}{0.151} \times \frac{0.00008}{2}$$

$$= 0.611 \quad (kN/m^2)$$

1.3.4　施工時荷重

1.3.4.1　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(20)で求める。　　……(基準書 p.301～302)

$$W_B = n \cdot q_B \cdot (1+i) \cdot \frac{b}{B} = n \cdot q_B \cdot (1+i) \cdot \frac{b}{b+2H \cdot \tan\theta} \quad \cdots\cdots\cdots(20)$$

ここで、W_B：施工時荷重による鉛直土圧　(kN/m²)

b ：クローラ幅　0.400 (m)

L ：クローラ間隔　1.300 (m)

B ：1つのクローラの荷重分布幅　(m)

n ：荷重に考慮するクローラの数

B≦Lなら n=1 、B＞Lなら n=2

q_B：施工機械の接地圧　20.0 (kN/m²) (任意)

i ：衝撃係数　0.0

H ：土かぶり　0.500 (m)

θ ：荷重の土中への分散角　45°

クローラ荷重の分布幅

$B = 0.400+2\times0.500\times\tan45^\circ = 1.400$ (m)

B=1.400m ＞ L=1.300m であるから、n=2 となる。

施工時荷重による鉛直土圧

$$W_B = 2\times20.0\times(1+0.0)\times\frac{0.400}{1.400} = 11.429 \ (kN/m^2)$$

1.3.4.2　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(21),(22)で求める。

$$P_B = \frac{1}{F_2} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_2}{2} \qquad \cdots\cdots\cdots(21)$$

$$\Delta X_2 = F_2 \cdot \frac{2K \cdot W_B \cdot R^4}{E_S \cdot I + 0.061 e' \cdot R^3} \qquad \cdots\cdots\cdots(22)$$

ここで、P_B：施工時荷重による水平土圧　(kN/m²)

ΔX_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　11.429　(kN/m²)

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/m²)

R：管厚中心半径　0.151　(m)

θ：設計支持角　90　(°)

K：設計支持角により決まる係数　0.096

E_S：管材のヤング係数（短期）　3.0×10^{6}　(kN/m²)

I：管軸方向を軸とし、管延長1m当たりの管壁の断面二次モーメント　0.409417×10^{-6}　(m⁴/m)

施工時荷重による水平たわみ量

$$\Delta X_2 = 1.00 \times \frac{2\times0.096\times11.43\times0.151^4}{3.0\times0.409417+0.061\times3000.0\times0.151^3}$$

$$= 0.00061 \quad (m)$$

施工時荷重による水平土圧

$$P_B = \frac{1}{1.00} \times \frac{3000.0}{0.151} \times \frac{0.00061}{2}$$

$$= 6.058 \quad (kN/m^2)$$

1.3.5　管内水重

管内水重による水平荷重は式(23),(24)で求める。　　・・・・・・(基準書 p.303～304)

$$P_0 = \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_2}{2} \qquad \cdots\cdots\cdots(23)$$

$$\Delta X_2 = F_1 \cdot \frac{2K_0 \cdot W_0 \cdot R^5}{E_L \cdot I + 0.061 e' \cdot R^3} \qquad \cdots\cdots\cdots(24)$$

ここで、P_0：管内水重による水平荷重　　(kN/m²)

ΔX_2：水平たわみ量　　(m)

F_1：変形遅れ係数　　1.30

e'：基礎材の反力係数　　3000.0 (kN/m²)

R：管厚中心半径　　0.151 (m)

θ：設計支持角　　90 (°)

K_0：設計支持角により決まる係数　　0.085

E_L：管材のヤング係数（長期）　　2.4×10^6 (kN/m²)

Ｉ：管軸方向を軸とし、管延長1m当たりの管壁の断面二次モーメント　　0.409417×10^{-6} (m⁴/m)

w_0：管内水の単位体積重量　　9.8 (kN/m³)

管内水重による水平たわみ量

$$\Delta X_2 = 1.30 \times \frac{2\times0.085\times9.80\times0.151^5}{2.4\times0.409417+0.061\times3000.0\times0.151^3}$$

$$= 0.00010 \ (\mathrm{m})$$

管内水重による水平荷重

$$P_0 = \frac{1}{1.30} \times \frac{3000.0}{0.151} \times \frac{0.00010}{2}$$

$$= 0.798 \ (\mathrm{kN/m^2})$$

1.3.6　管体自重

1.3.6.1　管体の重量

管体の単位面積あたり重量　W_p

$$W_p = \gamma_p \cdot t$$

$$= 14.0\times0.0170 = 0.238 \ (\mathrm{kN/m^2})$$

ここで、　γ_p：管材の単位体積重量　　14.0 (kN/m³)

ｔ：管　　厚　　0.0170 (m)

管体の単位長さあたり重量　W_d

$$W_d = \pi/4 \cdot \left\{ D_c^2 - \left(D_c - 2t \right)^2 \right\} \cdot \gamma_p$$

$$= \pi/4 \times \left\{ 0.3180^2 - \left(0.3180 - 2 \times 0.0170 \right)^2 \right\} \times 14.0$$

$$= 0.2251 \quad (\mathrm{kN/m})$$

ここで、D_c：管外径　0.3180（m）

1.3.6.2　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.303）

$$P_P = \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X}{2}$$

$$= \frac{1}{1.30} \times \frac{3000.0}{0.151} \times \frac{0.00003}{2}$$

$$= 0.256 (\mathrm{kN/m^2})$$

$$\Delta X = F_1 \cdot \frac{2K_P \cdot W_P \cdot R^4}{E_L \cdot I + 0.061 e' \cdot R^3}$$

$$= 1.30 \times \frac{2 \times 0.169 \times 0.238 \times 0.151^4}{3.0 \times 0.409417 + 0.061 \times 3000.0 \times 0.151^3}$$

$$= 0.00003 \quad (\mathrm{m})$$

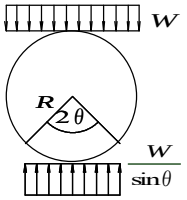
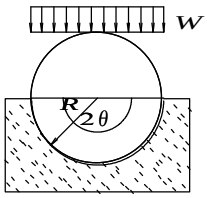
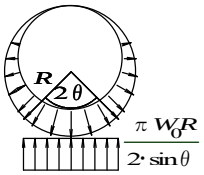
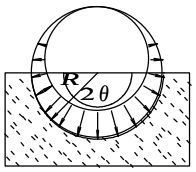
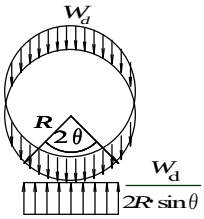
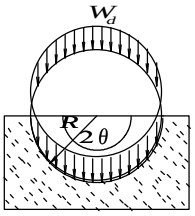
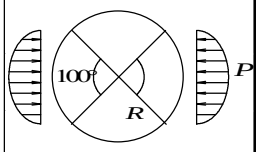
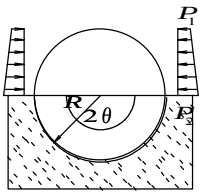
ここで、P_P：管体自重による水平荷重　(kN/m²)
ΔX：水平たわみ量　(m)
F_1：変形遅れ係数　1.30
e'：基礎材の反力係数　3000.0 (kN/m²)
R：管厚中心半径　0.151 (m)
E_L：管材のヤング係数（長期）　3.0×10^6 (kN/m²)
I：管軸方向を軸とし、管延長1m当たりの管壁の断面二次モーメント　0.409417×10^{-6} (m⁴/m)
θ：設計支持角　90（°）
K_p：基礎の設計支持角によって決まる係数　0.169

1.4　曲げモーメントの算出

1.4.1　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°)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（2θ°）	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 (kN/m²)	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 (kN/m³)	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 (kN/m³)	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 (kN/m²)	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）

1.4.2　曲げモーメントの算出

1.4.2.1　土圧による曲げモーメント

鉛直土圧　W_v = 9.000 (kN/m²)

$$M = 0.314 \times W_v \cdot R^2$$

$$= 0.314 \times 9.00 \times 0.151^2 = 0.064 \ (kN/m^2)$$

水平土圧　P_v = 5.500 (kN/m²)

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

$$= -0.166 \times 5.500 \times 0.151^2 = -0.021 \ (kN/m^2)$$

1.4.2.2　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 = 43.333 (kN/m²)

$$M = 0.314 \times W_w \cdot R^2$$

$$= 0.314 \times 43.333 \times 0.151^2 = 0.308 \ (kNm/m)$$

自動車荷重による水平荷重　P_w = 22.970 (kN/m²)

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

$$= -0.166 \times 22.970 \times 0.151^2 = -0.086 \ (kNm/m)$$

1.4.2.3　載荷重による曲げモーメント

載荷重による鉛直荷重　W_q = 1.000 (kN/m²)

$$M = 0.314 \times W_q \cdot R^2$$

$$= 0.314 \times 1.000 \times 0.151^2 = 0.007 \ (kNm/m)$$

載荷重による水平荷重　P_q = 0.611 (kN/m²)

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

$$= -0.166 \times 0.611 \times 0.151^2 = -0.002 \ (kNm/m)$$

1.4.2.4　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 = 11.429 (kN/m²)

$$M = 0.314 \times W_B \cdot R^2$$

$$= 0.314 \times 11.429 \times 0.151^2 = 0.081 \ (kNm/m)$$

施工時荷重による水平荷重　P_B = 6.058 (kN/m²)

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

$$= -0.166 \times 6.058 \times 0.151^2 = -0.023 \ (kNm/m)$$

1.4.2.5　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^3)

$$M = 0.321 \times w_0 \cdot R^3$$

$$= 0.321 \times 9.8 \times 0.151^3 = 0.011 \ (\mathrm{kNm/m})$$

管内水重による水平荷重　P_0 =0.798 (kN/m^2)

$$M = -0.166 \times P_0 \cdot R^2$$

$$= -0.166 \times 0.798 \times 0.151^2 = -0.003 \ (\mathrm{kN/m^2})$$

1.4.2.6　管体自重による曲げモーメント

管体自重　W_d = 0.225 (kN/m)

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

$$= 0.102 \times 0.225 \times 0.151 = 0.003 \ (\mathrm{kNm/m})$$

管体自重による水平荷重　P_P = 0.256 (kN/m^2)

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

$$= -0.166 \times 0.256 \times 0.151^2 = -0.001 (\mathrm{kN/m^2})$$

1.4.3　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	0.06401	-0.02068
自動車荷重	0.30819	-0.08637
載荷重	0.00711	-0.00230
施工時荷重	0.08128	-0.02278
管内水重	0.01072	-0.00300
管体自重	0.00345	-0.00096
合　計（常　時）	0.2802	
合　計（施工時）	0.1043	

1.5　管体の安全性の照査

1.5.1　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(25)で求められる。

・・・・・・・・(基準書 p.312～313)

$$t \geqq \frac{0.5D \cdot H+\sqrt{(0.5DH)^2+24\alpha \cdot \sigma_a \cdot M}}{2\sigma_a} \qquad \cdots\cdots\cdots(25)$$

(25)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(26)のようになる。

$$H_a = \frac{\sigma_a \cdot t^2-6\alpha \cdot M}{0.5D \cdot t} \qquad \cdots\cdots\cdots(26)$$

ここで、 t：設計管厚　　17.0 (mm)
D：管の内径　　284.0 (mm)
H：設計水圧　　0.480 (MPa)
α：引張応力/曲げ応力　0.55
σ_a：許容引張応力度　　12.5 (N/mm^2)
M：管体に生じる最大曲げモーメント 280.2 (N･mm/mm)

式(26)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。

$$H_a = \frac{12.5\times17.0^2-6\times0.55\times280.2}{0.5\times284.0\times17.0} = 1.113 \text{ (MPa)} \geqq H = 0.480 \text{ (MPa)}$$

従って、管体に生じる応力度に関して安全である。

式(25)で求められる必要管厚は以下の通りとなる。
計算された管厚tに対して設計管厚が満たしていることを確認する。

ここで、 t：応力計算から求められる必要管厚　(mm)

$$t = \frac{0.5\times284.0\times0.480+\sqrt{(0.5\times284.0\times0.480)^2+24\times0.55\times12.5\times280.2}}{2\times12.5}$$

$$= 11.749 \text{ (mm)}$$

必要管厚t = 11.7 (mm) ≦ 設計管厚 17.0 (mm)

従って、応力度で算出された管厚に関してOKである。

1.5.2　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(27)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 p.314～315)

$$\frac{\Delta X}{2R}\times 100(\%) = \left\{ \frac{F_1(K\cdot W_v + K_0\cdot w_0\cdot R + K_p\cdot W_p)}{E_L\cdot I/R^3 + 0.061e'} + \frac{F_2\cdot K\cdot W_w}{E_S\cdot I/R^3 + 0.061e'} \right\}\times 100(\%)$$

・・・・・・・・・(27)

ここで、 ΔX：水平たわみ量 (m)

W_v：死荷重による鉛直荷重 9.00+1.00=10.00 (kN/m^2)

W_w：活荷重による鉛直荷重 43.33 (kN/m^2)

W_0：水の単位体積重量 9.800 (kN/m^3)

W_p：管体の単位面積あたりの重量 0.238 (kN/m^2)

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 1.3

F_2：活荷重による変形遅れ係数 1.0

E_S：管材のヤング係数（短期） 3.0×10^6 (kN/m^2)

E_L：管材のヤング係数（長期） 2.4×10^6 (kN/m^2)

I：管軸方向を軸とし、管延長1m当たりの管壁の断面二次モーメント 0.409417×10^{-6} (m^4/m)

R：管厚中心半径 0.151 (m)

e'：基礎材の反力係数 3000.0 (kN/m^2/m)

$$\frac{\Delta X}{2R}\times 100 = \frac{1.3\times0.096\times10.00}{2.4\times0.409417/0.151^3 + 0.061\times3000.0}\times 100$$

$$+\frac{1.3\times0.085\times9.8\times0.151}{2.4\times0.409417/0.151^3 + 0.061\times3000.0}\times 100$$

$$+\frac{1.3\times0.169\times0.238}{2.4\times0.409417/0.151^3 + 0.061\times3000.0}\times 100$$

$$+\frac{1.0\times0.096\times43.33}{3.0\times0.409417/0.151^3 + 0.061\times3000.0}\times 100$$

$$= 1.076\ (\%) \leqq \text{設計たわみ率}\ 3.0\ (\%)$$

従って、たわみ率に関して安全である。

式(27)を断面二次モーメントIを求める式に変形すると式(28)で表される。

断面二次モーメントはb・t^3/12であるからb=1.0(m)とすると、式(29)により管厚t(m)が求められる。

水平たわみ量から定まる管厚の計算にあたっては、バラツキの幅を考慮してΔX/2R×100(%)には、設計たわみ率の値を用いる。

$$I = \frac{R^3}{E_L}\cdot\left\{\frac{F_1(K\cdot W_v+K_0\cdot w_0\cdot R+K_p\cdot W_p)}{\Delta X_1/2R}-0.061e'\right\}$$

$$= \frac{R^3}{E_S}\cdot\left\{\frac{F_2\cdot K\cdot W_w}{\Delta X_2/2R}-0.061e'\right\} \quad \cdots\cdots\cdots(28)$$

$$t \geqq \sqrt[3]{12\cdot I} \quad \cdots\cdots\cdots(29)$$

ここで、I ：断面二次モーメント　　(m⁴/m)

E_L ：管材のヤング係数(長期)　2.400 (×10^6kN/m²)

E_S ：管材のヤング係数(短期)　3.000 (×10^6kN/m²)

ΔX/2R：設計たわみ率　3.0 (%)

$\Delta X_1/2R+\Delta X_2/2R=\Delta X/2R$から、式(28)の両辺が同値になるような配分を行う。

結果　$\Delta X_1/2R=0.78355$(%)、$\Delta X_2/2R=2.21645$(%)となった。

$F_1(K\cdot W_v+K_0\cdot w_0\cdot R+K_p\cdot W_p)$

$= 1.3\times(0.096\times10.00+0.085\times9.800\times0.151+0.169\times0.238) = 1.46327$

$$I = \frac{0.151^3}{2.400\times10^6}\times\left\{\frac{1.46327}{0.0078355}-0.061\times3000.0\right\}$$

$$=\frac{0.151^3}{3.000\times10^6}\times\left\{\frac{1.0\times0.096\times43.33}{0.0221645}-0.061\times3000.0\right\}$$

$= 5.37849\times10^{-9}$ (m⁴/m)

$t = \sqrt[3]{12\times5.37849\times10^{-9}} = 0.00401$ (m)

$= 4.011$ (mm)

必要管厚t = 4.0 (mm) ≦ 設計管厚 17.0 (mm)

従って、管厚に関して安全である。

1.5.3　施工時の検討

1.5.3.1　所要管厚の算出

施工時における所要管厚は、(26)式で設計水圧Hを0.0として、式(30)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。

$$t_{req} = \frac{\sqrt{24\alpha \cdot \sigma_a \cdot M}}{2\sigma_a} = \sqrt{\frac{6\alpha \cdot M}{\sigma_a}} \qquad \cdots\cdots\cdots(30)$$

ここで、 t_{req}：応力計算から求められる必要管厚（mm）

σ_a：許容引張応力度 1.5×12.5 = 18.8（N/mm²）

M：管体に生じる最大曲げモーメント 104.3（N/mm²）

$$t_{req} = \sqrt{\frac{6\times 0.55\times 104.3}{18.8}} = 4.285 \ (\text{mm})$$

必要管厚t = 4.3（mm） ≦ 設計管厚 17.0（mm）

従って、管体に生じる応力度に関して安全である。

1.5.3.2　たわみ率の算出

施工時におけるたわみ率は(27)式の管内水重による項（分子括弧内第2項）を無視して、式(31)で求める。

$$\frac{\Delta X}{2R}\times 100(\%) = \left\{ \frac{F_1(K\cdot W_v + K_p\cdot W_p)}{E_L\cdot I/R^3 + 0.061e'} + \frac{F_2\cdot K\cdot W_w}{E_S\cdot I/R^3 + 0.061e'} \right\}\times 100(\%)$$

$\cdots\cdots\cdots(31)$

ここで、 ΔX：水平たわみ量（m）

W_v：死荷重による鉛直荷重 9.00（kN/m²）

W_w：活荷重による鉛直荷重 11.43（kN/m²）

$$\frac{\Delta X}{2R}\times 100 = \frac{1.3\times 0.096\times 9.00}{2.4\times 0.409417/0.151^3 + 0.061\times 3000.0}\times 100$$

$$+\frac{1.3\times 0.169\times 0.238}{2.4\times 0.409417/0.151^3 + 0.061\times 3000.0}\times 100$$

$$+\frac{1.0\times 0.096\times 11.43}{3.0\times 0.409417/0.151^3 + 0.061\times 3000.0}\times 100$$

= 0.451（%） ≦ 設計たわみ率 3.0（%）

従って、たわみ率に関して安全である。

式(31)を断面二次モーメントIを求める式に変形すると式(32)で表される。

断面二次モーメントはb・t^3/12であるからb=1.0(m)とすると、式(29)により管厚t(m)が求められる。

水平たわみ量から定まる管厚の計算にあたっては、バラツキの幅を考慮してΔX/2R×100(%)には、設計たわみ率の値を用いる。

$$I = \frac{R^3}{E_L}\cdot\left\{\frac{F_1(K\cdot W_v + K_p\cdot W_p)}{\Delta X_1/2R} - 0.061e'\right\}$$

$$= \frac{R^3}{E_S}\cdot\left\{\frac{F_2\cdot K\cdot W_w}{\Delta X_2/2R} - 0.061e'\right\} \quad \cdots\cdots\cdots(32)$$

$$t \geqq \sqrt[3]{12\cdot I} \quad \cdots\cdots\cdots(29)$$

ここで、I ：断面二次モーメント　　(m^4/m)

E_L ：管材のヤング係数(長期)　2.400 (×10^6kN/m^2)

E_S ：管材のヤング係数(短期)　3.000 (×10^6kN/m^2)

ΔX/2R：設計たわみ率　3.0 (%)

$\Delta X_1/2R + \Delta X_2/2R = \Delta X/2R$から、式(32)の両辺が同値になるような配分を行う。

結果　$\Delta X_1/2R$＝1.32211(%)、$\Delta X_2/2R$＝1.67789(%)となった。

$$F_1(K\cdot W_v + K_p\cdot W_p)$$

$$= 1.3\times(0.096\times 9.00 + 0.169\times 0.238) = 1.17549$$

$$I = \frac{0.151^3}{2.400\times 10^6}\times\left\{\frac{1.17549}{0.0132211} - 0.061\times 3000.0\right\}$$

$$= \frac{0.151^3}{3.000\times 10^6}\times\left\{\frac{1.0\times 0.096\times 11.43}{0.0167789} - 0.061\times 3000.0\right\}$$

$$= -134.97749\times 10^{-9} \ (m^4/m)$$

断面二次モーメントIが0以下であるため t = 0.0 (mm) とする。

必要管厚t = 0.0 (mm) ≦ 設計管厚 17.0 (mm)

従って、管厚に関して安全である。

1.5.4　グラフ

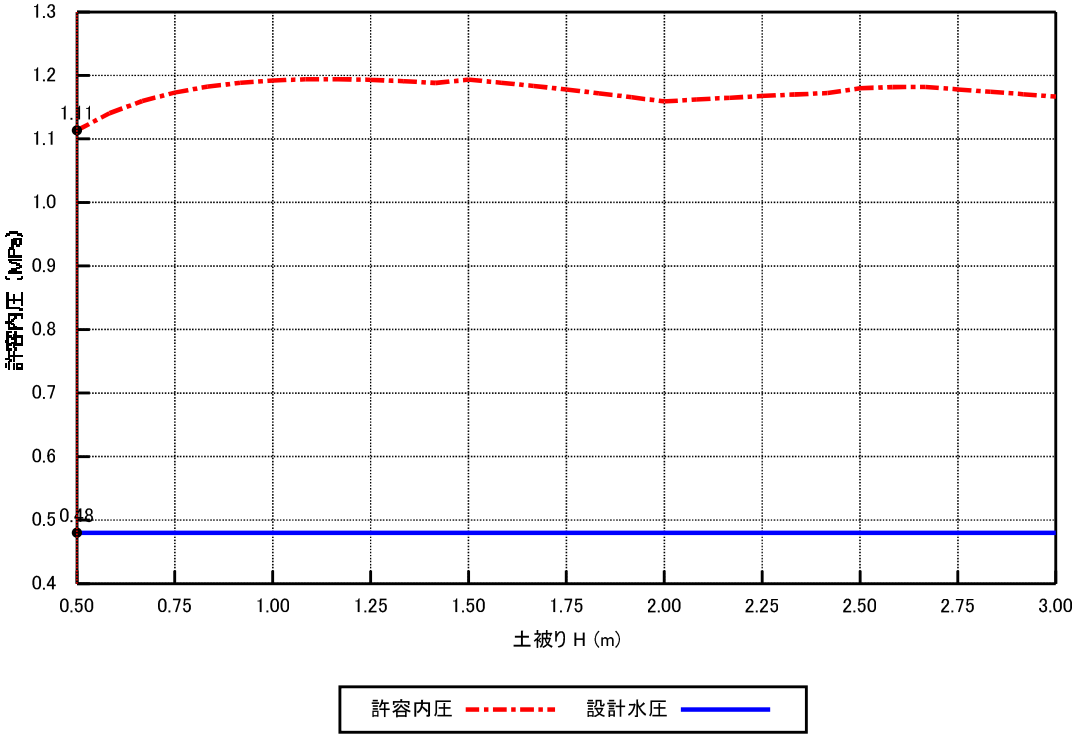


図-2 常時 許容内圧

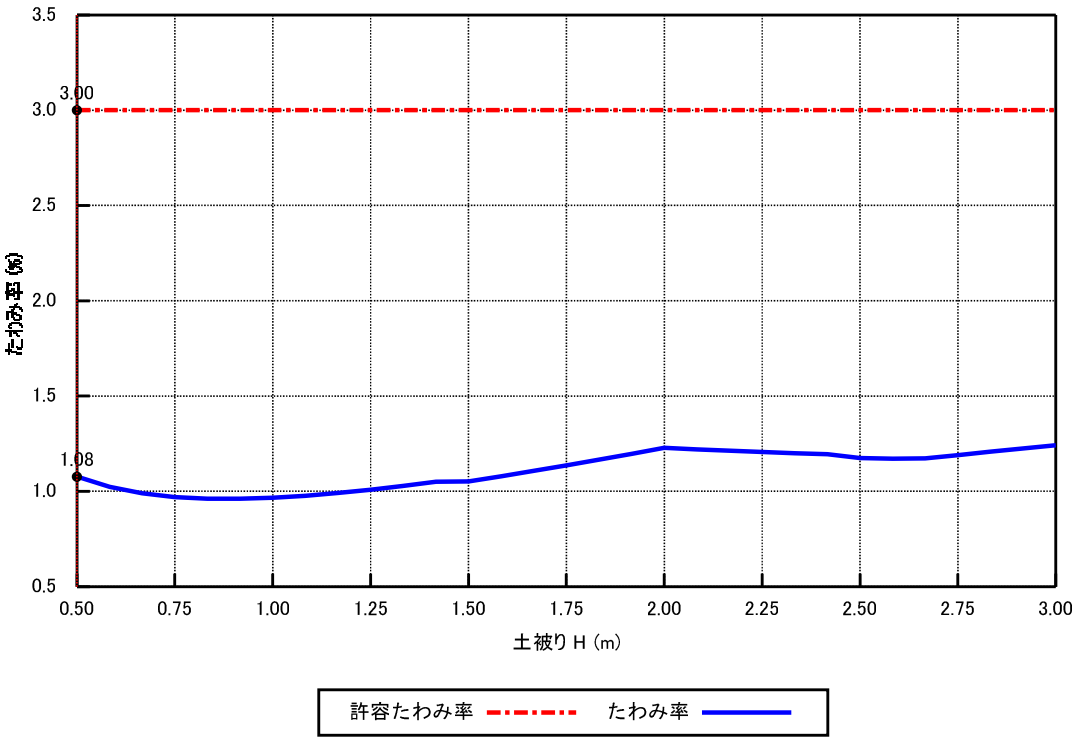


図-3 常時 たわみ率

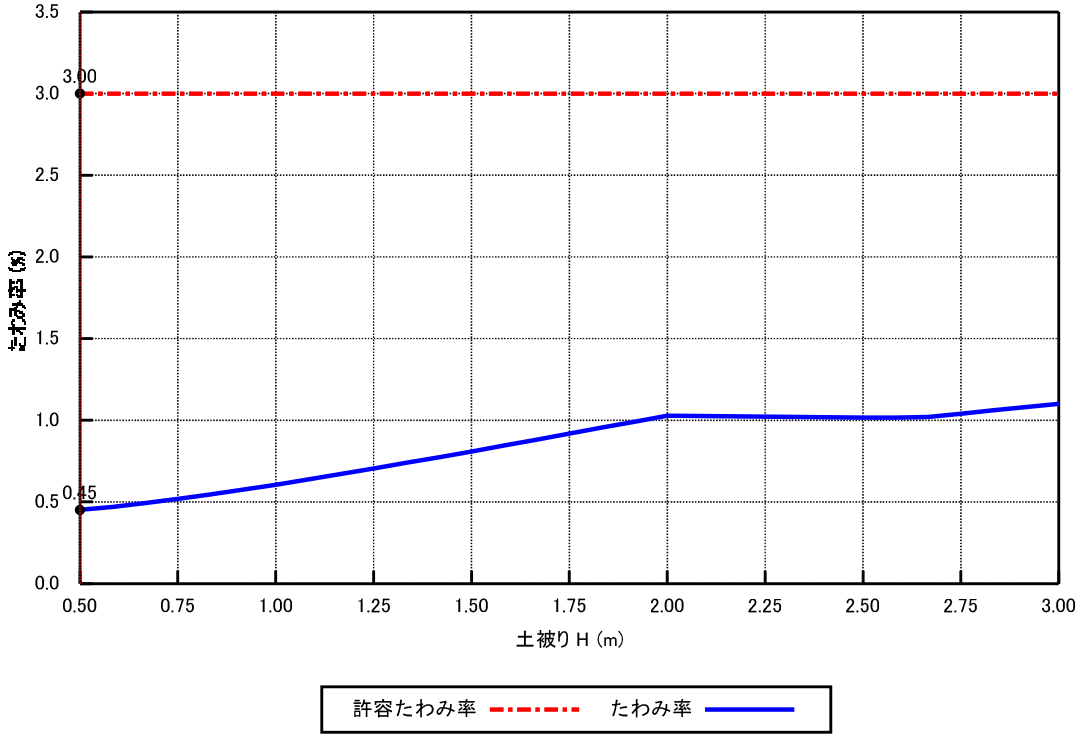


図-4 施工時 たわみ率

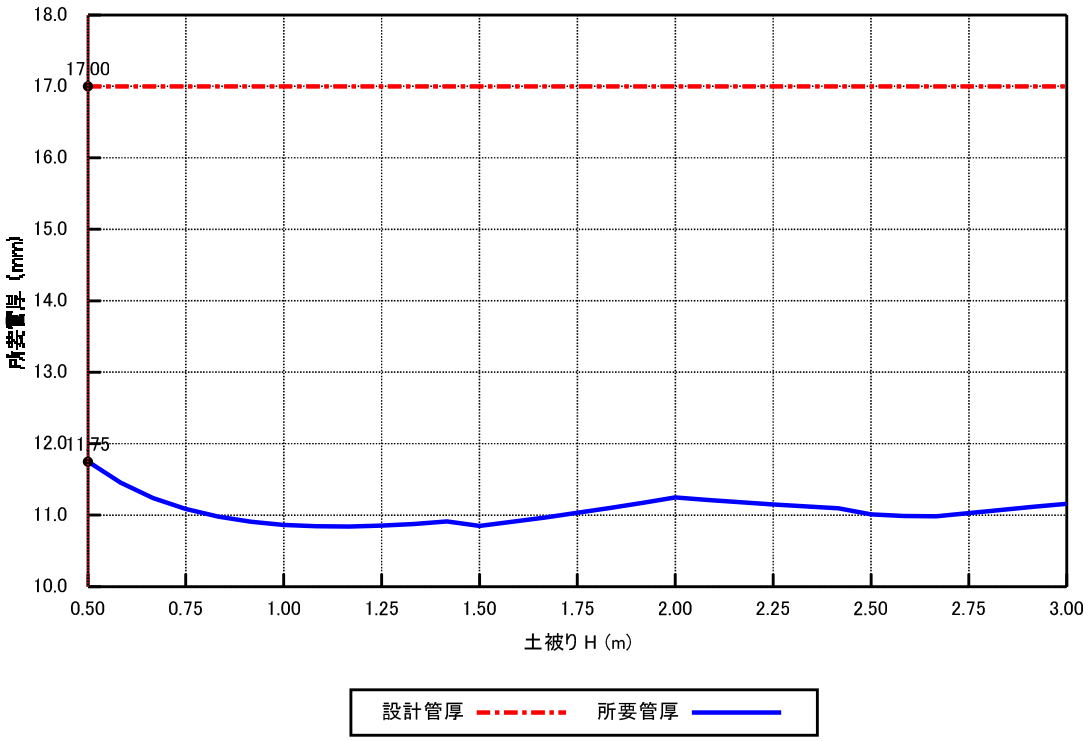


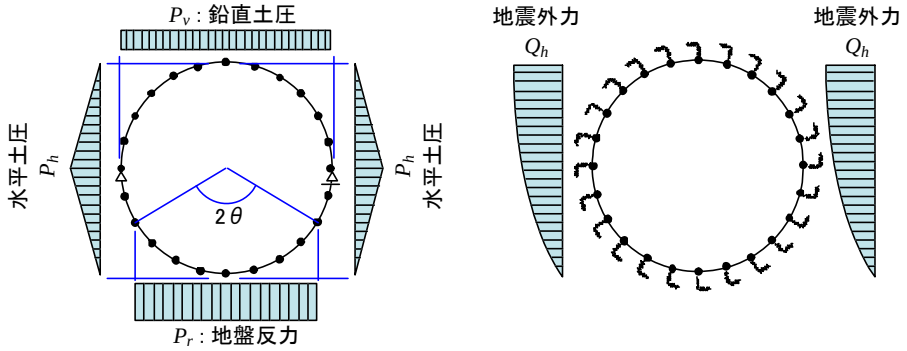
図-5 施工時 所要管厚

1.6　地震時の検討

1.6.1　解析モデル

地震時の検討は図-6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-6(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。



(a) 常時荷重　　(b) 地震時増加荷重

図-6 計算モデル

1.6.1.1　節点座標

節点番号	X座標 (m)	Y座標 (m)
1	0.000	0.151
2	-0.039	0.145
3	-0.075	0.130
4	-0.106	0.106
5	-0.130	0.075
6	-0.145	0.039
7	-0.151	0.000
8	-0.145	-0.039

節点番号	X座標 (m)	Y座標 (m)
9	-0.130	-0.075
10	-0.106	-0.106
11	-0.075	-0.130
12	-0.039	-0.145
13	0.000	-0.151
14	0.039	-0.145
15	0.075	-0.130
16	0.106	-0.106

節点番号	X座標 (m)	Y座標 (m)
17	0.130	-0.075
18	0.145	-0.039
19	0.151	0.000
20	0.145	0.039
21	0.130	0.075
22	0.106	0.106
23	0.075	0.130
24	0.039	0.145

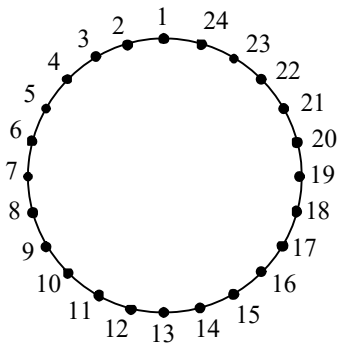


図-7 骨組み図

1.6.1.2　解析モデルにおける部材の定数

ヤング係数	3.00×10^{6}	(kN/m^2)
断面２次モーメント	0.4094×10^{-6}	(m^4)
断面積	0.0170	(m^2)

1.6.1.3　地盤のばね定数

水平方向地盤ばね定数は式(33)～(35)により求める。また、せん断ばね定数は式(36)により求める。

$$k_H = k_{H0}\cdot\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4} \quad \cdots\cdots\cdots(33)$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3}\cdot\alpha\cdot E_0 \quad \cdots\cdots\cdots(34)$$

$$B_H = \sqrt{A_h} = \sqrt{\frac{D_c+D}{2}\cdot L} \quad \cdots\cdots\cdots(35)$$

$$k_S = 0.3k_H \quad \cdots\cdots\cdots(36)$$

ここで、k_h：水平方向地盤ばね定数　(kN/m^3)

k_s：せん断ばね定数　(kN/m^3)

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^2)

E_0：地盤の変形係数。E_0 = 2800N で推定する。(kN/m^2)

α：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、α = 1

B_H：換算載荷幅　(m)

D_c：管の外径　0.318 (m)

D：管の内径　0.284 (m)

L：管の有効長　10.000 (m)

換算載荷幅:

$$B_H = \sqrt{\frac{0.318+0.284}{2} \times 10.0} = 1.735 \ (m)$$

地盤のばね定数:

節点 番号	深さ z (m)	N値	E_0 (kN/m²)	k_{H0} (kN/m²)	k_H (kN/m³)	k_s (kN/m³)
1	0.509	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
2, 24	0.514	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
3, 23	0.529	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
4, 22	0.553	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
5, 21	0.584	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
6, 20	0.620	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
7, 19	0.659	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
8, 18	0.698	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
9, 17	0.734	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
10, 16	0.765	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
11, 15	0.789	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
12, 14	0.804	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
13	0.810	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68

骨組みの支点ばねは式(37),(38)で求める。

$$k_x = \{ | k_H \cdot \sin\theta | + | k_S \cdot \cos\theta | \} \cdot \Delta l \quad \cdots\cdots\cdots (37)$$

$$k_y = \{ | k_H \cdot \cos\theta | + | k_S \cdot \sin\theta | \} \cdot \Delta l \quad \cdots\cdots\cdots (38)$$

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)

k_H: 奥行き1mあたり水平方向地盤ばね定数 (kN/m²)

k_S: 奥行き1mあたりせん断ばね定数 (kN/m²)

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)

$\Delta l = R \cdot \Delta\theta = 0.151 \times 0.262 = 0.039$ (m)

R: 管厚中心半径 0.151 (m)

$\Delta\theta$: 節点間中心角 15° = 0.262 (rad)

支点のばね定数:

節点 番号	k_H (kN/m²)	k_S (kN/m²)	θ (°)	k_x (kN/m)	k_y (kN/m)
1	32535.59	9760.68	0.0	384.58	1281.93
2, 24	32535.59	9760.68	15.0	703.26	1337.78
3, 23	32535.59	9760.68	30.0	974.02	1302.47
4, 22	32535.59	9760.68	45.0	1178.40	1178.40
5, 21	32535.59	9760.68	60.0	1302.47	974.02
6, 20	32535.59	9760.68	75.0	1337.78	703.26
7, 19	32535.59	9760.68	90.0	1281.93	384.58
8, 18	32535.59	9760.68	105.0	1337.78	703.26
9, 17	32535.59	9760.68	120.0	1302.47	974.02
10, 16	32535.59	9760.68	135.0	1178.40	1178.40
11, 15	32535.59	9760.68	150.0	974.02	1302.47
12, 14	32535.59	9760.68	165.0	703.26	1337.78
13	32535.59	9760.68	180.0	384.58	1281.93

1.6.2 常時荷重の計算

1.6.2.1 鉛直土圧

鉛直土圧は式(39)により求める。

$$P_v = \Sigma \gamma \cdot h + q \quad \cdots\cdots\cdots (39)$$

ここで、P_v : 鉛直土圧 (kN/m²)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

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/m²)

層 No	深　度 (m)	層厚 h (m)	土質区分	単位重量 γ (kN/m³)	鉛直土圧 P_v (kN/m²)
宅地荷重					0.007
1	0.000 ～ 0.509	0.509	沖積層粘性土	18.00	9.153
Σ					9.160

1.6.2.2 水平土圧および水圧

水平土圧は図-6に示すような三角形分布とする。ただし、p_hは式(40)で求める。

$$P_h = P_v \quad \cdots\cdots\cdots (40)$$

ここで、P_h : 水平土圧 (kN/m²)

P_v : 鉛直土圧 (kN/m²)

節点 番号	深度 (m)	水平土圧 p_h(kN/m^2)
1	0.509	0.000
2, 24	0.514	0.312
3, 23	0.529	1.227
4, 22	0.553	2.683
5, 21	0.584	4.580
6, 20	0.620	6.789
7, 19	0.659	9.160
8, 18	0.698	6.789
9, 17	0.734	4.580
10, 16	0.765	2.683
11, 15	0.789	1.227
12, 14	0.804	0.312
13	0.810	0.000

1.6.2.3　底面地盤反力

底面地盤反力は式(41)で求め設計支持角内に載荷する。

$$P_r = \frac{P_v}{\sin\theta} = \frac{9.160}{\sin 45.0} = 12.954 \ (\mathrm{kN/m^2}) \qquad \cdots\cdots\cdots(41)$$

ここで、P_r ： 底面地盤反力　　(kN/m^2)
　　P_v ： 鉛直土圧　　9.160 (kN/m^2)
　　θ ： 設計支持角の1/2　45.0 (°)

1.6.3　地震水平力の計算

1.6.3.1　地盤の固有周期

(1)　地盤の固有周期

地盤の固有周期は式(42),(43)により求める。

$$T_G = 4 \cdot \Sigma \frac{H_i}{V_{si}} \qquad \cdots\cdots\cdots(42)$$

$$V_{si} = \begin{cases} 129 \cdot N_i^{0.183} & (洪積層粘性土層の場合) \\ 123 \cdot N_i^{0.125} & (洪積層砂質土層の場合) \\ 122 \cdot N_i^{0.0777} & (沖積層粘性土層の場合) \\ 61.8 \cdot N_i^{0.211} & (沖積層砂質土層の場合) \end{cases} \qquad \cdots\cdots\cdots(43)$$

ここで、T_G: 地盤の固有周期　(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	2.000	沖積層粘性土	13.0	$122\times13.0^{0.0777}$ =	148.91	0.013
2	5.000	沖積層粘性土	20.0	$122\times20.0^{0.0777}$ =	153.97	0.032
	7.000					0.04590

$$T_G = 4 \cdot \Sigma \frac{H_i}{V_{si}} = 4\times0.046 = 0.184 \ (\text{sec})$$

(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固有周期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	地盤の固有周期 T_G (s)
Ⅰ種	$T_G < 0.2$
Ⅱ種	$0.2 \leqq T_G < 0.6$
Ⅲ種	$0.6 \leqq T_G$

よって、T_G＜0.2 (sec) であるから　Ⅰ種地盤

(3)　表層地盤の固有周期

表層地盤の固有周期は式(44)により求める。

$$T_S = 1.25T_G = 1.25\times0.184 = 0.230 \ (s) \qquad \cdots\cdots\cdots(44)$$

1.6.3.2　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(45),(46)で求める。

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_G \cdot K'_{h1} \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right)$$ （地震動レベル1）　・・・・・・・・・(45)

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S'_v \cdot T_G \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right)$$ （地震動レベル2）　・・・・・・・・・(46)

$$T_G = 4 \cdot \Sigma \frac{H_i}{V_{si}} = 0.184$$　・・・・・・・・・(47)

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8参照)　(m/s)

S'_v: (図9参照)　(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(42)の地盤の特性値に等しい。)

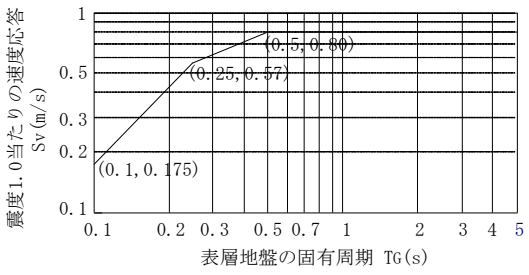


図8 速度応答スペクトル(レベル1)

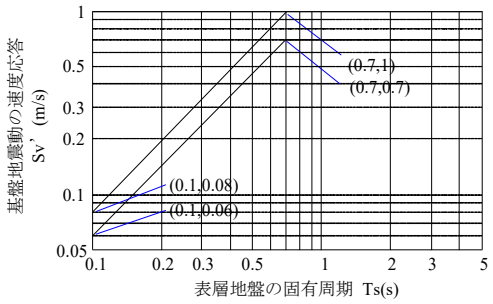


図9 速度応答スペクトル(レベル2)

速度応答スペクトル

T_G = 0.184 (s) より、

レベル1地震動　S_v = 0.3830 (m/s)

レベル2地震動　S'_v = 0.1800 (m/s)

地震動の最大変位振幅

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \times 0.3830 \times 0.184 \times 0.15 \times \cos\left(\frac{\pi \times z}{2 \times 7.000}\right) \quad (\text{レベル1地震動})$$

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \times 0.1800 \times 0.184 \times \cos\left(\frac{\pi \times z}{2 \times 7.000}\right) \quad (\text{レベル2地震動})$$

節点	深さ	最大変位振幅 U_h (m)	
番号	z (m)	レベル1	レベル2
1	0.509	0.002123	0.006654
2,24	0.514	0.002123	0.006653
3,23	0.529	0.002122	0.006650
4,22	0.553	0.002121	0.006646
5,21	0.584	0.002119	0.006640
6,20	0.620	0.002117	0.006633
7,19	0.659	0.002114	0.006624
8,18	0.698	0.002111	0.006616
9,17	0.734	0.002108	0.006607
10,16	0.765	0.002106	0.006599
11,15	0.789	0.002104	0.006593
12,14	0.804	0.002103	0.006589
13	0.810	0.002102	0.006587

1.6.3.3　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(48)により求める。

$$q_x = \left\{ \left| k_H \cdot \sin\theta \right| + \left| k_S \cdot \cos\theta \right| \right\} \cdot \Delta U \cdot \Delta l \qquad \cdots\cdots\cdots (48)$$

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/m²)

k_s: 奥行き1mあたりせん断ばね定数　(kN/m²)

ΔU: 管底との相対変位量　(m)

$\Delta U = U_h(z) - U_h(z0)$

θ : 管頂から各節点への角度　(°)

Δl: 節点間の部材長。ただし、弧長を用いる　(m)

$\Delta l = R \cdot \Delta\theta = 0.151 \times 0.262 = 0.039$ (m)

R: 管厚中心半径　0.151 (m)

$\Delta\theta$: 節点間中心角　15° = 0.262 (rad)

(2)　レベル1地震時

節点 番号	角度 θ (°)	深さ z (m)	変位振幅 $U_h(z)$ (m)	相対変位 ΔU (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 $q_x(kN)$
1	0	0.509	0.002123	0.000021	32535.59	9760.68	0.0082
2	15	0.514	0.002123	0.000021	32535.59	9760.68	0.0148
3	30	0.529	0.002122	0.000020	32535.59	9760.68	0.0196
4	45	0.553	0.002121	0.000019	32535.59	9760.68	0.0221
5	60	0.584	0.002119	0.000017	32535.59	9760.68	0.0220
6	75	0.620	0.002117	0.000015	32535.59	9760.68	0.0194
7	90	0.659	0.002114	0.000012	32535.59	9760.68	0.0152
8	105	0.698	0.002111	0.000009	32535.59	9760.68	0.0120
9	120	0.734	0.002108	0.000006	32535.59	9760.68	0.0081
10	135	0.765	0.002106	0.000004	32535.59	9760.68	0.0044
11	150	0.789	0.002104	0.000002	32535.59	9760.68	0.0017
12	165	0.804	0.002103	0.000000	32535.59	9760.68	0.0003
13	180	0.810	0.002102	0.000000	32535.59	9760.68	0.0000
14	195	0.804	0.002103	0.000000	32535.59	9760.68	0.0003
15	210	0.789	0.002104	0.000002	32535.59	9760.68	0.0017
16	225	0.765	0.002106	0.000004	32535.59	9760.68	0.0044
17	240	0.734	0.002108	0.000006	32535.59	9760.68	0.0081
18	255	0.698	0.002111	0.000009	32535.59	9760.68	0.0120
19	270	0.659	0.002114	0.000012	32535.59	9760.68	0.0152
20	285	0.620	0.002117	0.000015	32535.59	9760.68	0.0194
21	300	0.584	0.002119	0.000017	32535.59	9760.68	0.0220
22	315	0.553	0.002121	0.000019	32535.59	9760.68	0.0221
23	330	0.529	0.002122	0.000020	32535.59	9760.68	0.0196
24	345	0.514	0.002123	0.000021	32535.59	9760.68	0.0148

(3)　レベル2地震時

節点 番号	角度 θ (°)	深さ z (m)	変位振幅 $U_h(z)$ (m)	相対変位 ΔU (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_x(kN)
1	0	0.509	0.006654	0.000067	32535.59	9760.68	0.0256
2	15	0.514	0.006653	0.000066	32535.59	9760.68	0.0462
3	30	0.529	0.006650	0.000063	32535.59	9760.68	0.0615
4	45	0.553	0.006646	0.000059	32535.59	9760.68	0.0693
5	60	0.584	0.006640	0.000053	32535.59	9760.68	0.0688
6	75	0.620	0.006633	0.000045	32535.59	9760.68	0.0608
7	90	0.659	0.006624	0.000037	32535.59	9760.68	0.0476
8	105	0.698	0.006616	0.000028	32535.59	9760.68	0.0378
9	120	0.734	0.006607	0.000019	32535.59	9760.68	0.0254
10	135	0.765	0.006599	0.000012	32535.59	9760.68	0.0137
11	150	0.789	0.006593	0.000005	32535.59	9760.68	0.0053
12	165	0.804	0.006589	0.000001	32535.59	9760.68	0.0010
13	180	0.810	0.006587	0.000000	32535.59	9760.68	0.0000
14	195	0.804	0.006589	0.000001	32535.59	9760.68	0.0010
15	210	0.789	0.006593	0.000005	32535.59	9760.68	0.0053
16	225	0.765	0.006599	0.000012	32535.59	9760.68	0.0137
17	240	0.734	0.006607	0.000019	32535.59	9760.68	0.0254
18	255	0.698	0.006616	0.000028	32535.59	9760.68	0.0378
19	270	0.659	0.006624	0.000037	32535.59	9760.68	0.0476
20	285	0.620	0.006633	0.000045	32535.59	9760.68	0.0608
21	300	0.584	0.006640	0.000053	32535.59	9760.68	0.0688
22	315	0.553	0.006646	0.000059	32535.59	9760.68	0.0693
23	330	0.529	0.006650	0.000063	32535.59	9760.68	0.0615
24	345	0.514	0.006653	0.000066	32535.59	9760.68	0.0462

1.6.4　変位および断面力の計算

1.6.4.1　常時荷重による変位および断面力

(1)　荷重図

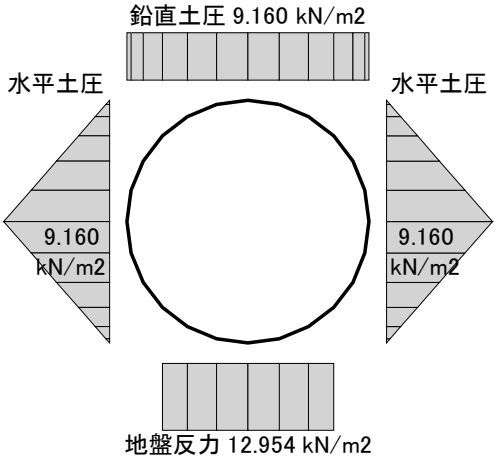


図-10 荷重図

(2)　節点変位

節点番号	X方向変位 δ_x (mm)	Y方向変位 δ_y (mm)	合成変位 δ (mm)	Z軸回り回転角 α_z $\times 10^{-3}$(rad)
1	0.170	-0.167	0.239	0.000
2	0.169	-0.152	0.227	-0.780
3	0.153	-0.111	0.189	-1.367
4	0.117	-0.063	0.133	-1.621
5	0.069	-0.025	0.073	-1.482
6	0.023	-0.005	0.024	-0.974
7	0.000	0.000	0.000	-0.208
8	0.009	0.002	0.009	0.665
9	0.048	0.020	0.051	1.472
10	0.101	0.063	0.119	1.951
11	0.147	0.124	0.192	1.803
12	0.168	0.178	0.245	1.070

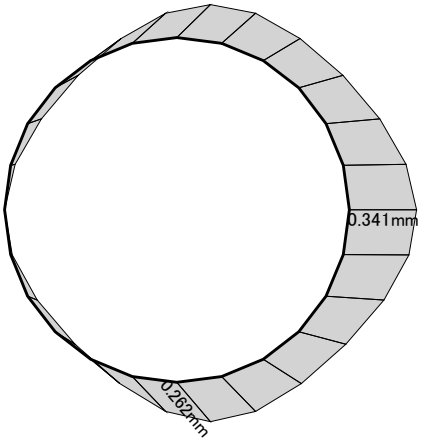
節点番号	X方向変位 δ_x (mm)	Y方向変位 δ_y (mm)	合成変位 δ (mm)	Z軸回り回転角 α_z $\times 10^{-3}$(rad)
13	0.170	0.199	0.262	0.000
14	0.173	0.178	0.248	-1.070
15	0.194	0.124	0.230	-1.803
16	0.239	0.063	0.248	-1.951
17	0.293	0.020	0.294	-1.472
18	0.332	0.002	0.332	-0.665
19	0.341	0.000	0.341	0.208
20	0.317	-0.005	0.318	0.974
21	0.272	-0.025	0.273	1.482
22	0.224	-0.063	0.232	1.621
23	0.188	-0.111	0.218	1.367
24	0.172	-0.152	0.229	0.780

(3)　部材断面力

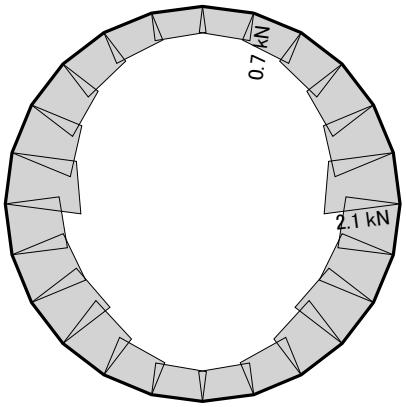
部材番号	節点番号	軸　力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kNm)
1	1	0.73457	-0.09671	-0.02481
	2	0.77547	0.26090	-0.02159
2	2	0.81657	0.05130	-0.02159
	3	0.92635	0.39537	-0.01286
3	3	0.99712	0.14214	-0.01286
	4	1.15526	0.47441	-0.00086
4	4	1.23869	0.15925	-0.00086
	5	1.43735	0.49152	0.01173
5	5	1.51559	0.10276	0.01173
	6	1.76261	0.44682	0.02226
6	6	1.81820	-0.02460	0.02226
	7	2.13411	0.33301	0.02802
7	7	1.52054	-0.14813	0.02802
	8	1.56144	0.16250	0.02860
8	8	1.55029	-0.24717	0.02860
	9	1.63576	-0.04083	0.02321
9	9	1.56945	-0.46280	0.02321
	10	1.65631	-0.34961	0.00744
10	10	1.50939	-0.76638	0.00744
	11	1.26049	-0.31584	-0.01370
11	11	1.13580	-0.63132	-0.01370
	12	0.96897	-0.14953	-0.02900
12	12	0.89725	-0.39522	-0.02900
	13	0.83690	0.11018	-0.03459

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)
13	13	0.83690	-0.11018	-0.03459
	14	0.89725	0.39522	-0.02900
14	14	0.96897	0.14953	-0.02900
	15	1.13580	0.63132	-0.01370
15	15	1.26049	0.31584	-0.01370
	16	1.50939	0.76638	0.00744
16	16	1.65631	0.34961	0.00744
	17	1.56945	0.46280	0.02321
17	17	1.63576	0.04083	0.02321
	18	1.55029	0.24717	0.02860
18	18	1.56144	-0.16250	0.02860
	19	1.52054	0.14813	0.02802
19	19	2.13411	-0.33301	0.02802
	20	1.81820	0.02460	0.02226
20	20	1.76261	-0.44682	0.02226
	21	1.51559	-0.10276	0.01173
21	21	1.43735	-0.49152	0.01173
	22	1.23869	-0.15925	-0.00086
22	22	1.15526	-0.47441	-0.00086
	23	0.99712	-0.14214	-0.01286
23	23	0.92635	-0.39537	-0.01286
	24	0.81657	-0.05130	-0.02159
24	24	0.77547	-0.26090	-0.02159
	1	0.73457	0.09671	-0.02481

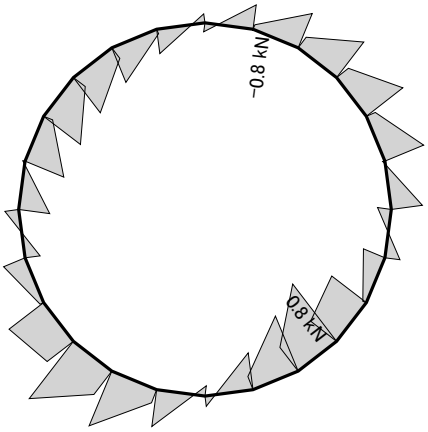
(4)　変位・断面力図



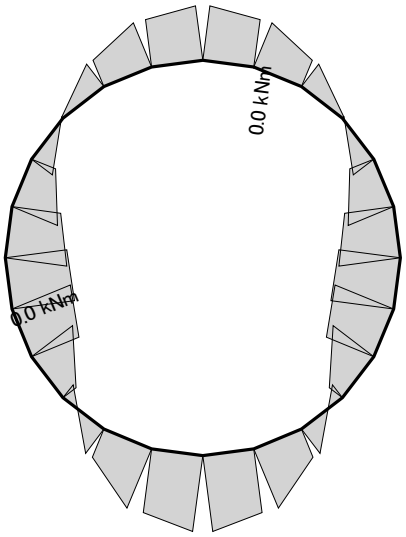
(a) 変位図



(b) 軸力図



(c) せん断力図



(d) 曲げモーメント図

図-11 変位・断面力図（常　時）

1.6.4.2　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

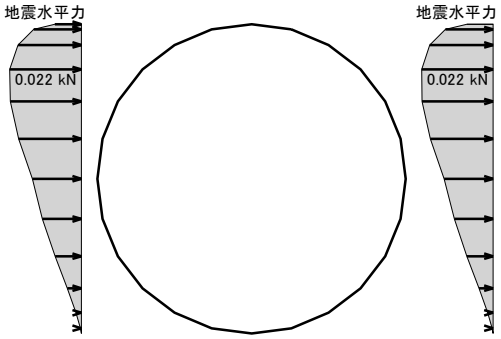


図-12 荷重図

(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 δ_x (mm)	Y軸方向変位 δ_y (mm)	Z軸回り回転角 α_z $\times10^{-3}$(rad)	X軸方向変位 δ_x (mm)	Y軸方向変位 δ_y (mm)	合成変位 δ (mm)	Z軸回り回転角 α_z $\times10^{-3}$(rad)
1	0.018	0.000	-0.001	0.189	-0.167	0.252	-0.001
2	0.018	0.000	-0.006	0.187	-0.151	0.241	-0.785
3	0.018	0.001	-0.018	0.171	-0.111	0.204	-1.384
4	0.018	0.001	-0.035	0.135	-0.062	0.148	-1.655
5	0.016	0.002	-0.052	0.085	-0.022	0.088	-1.534
6	0.014	0.003	-0.065	0.037	-0.001	0.037	-1.039
7	0.011	0.004	-0.070	0.011	0.004	0.012	-0.278
8	0.009	0.003	-0.066	0.017	0.006	0.018	0.599
9	0.006	0.002	-0.054	0.054	0.022	0.058	1.418
10	0.005	0.001	-0.036	0.107	0.064	0.124	1.915
11	0.004	0.000	-0.018	0.151	0.124	0.196	1.786
12	0.004	0.000	-0.004	0.173	0.178	0.248	1.066
13	0.004	0.000	0.001	0.175	0.199	0.265	0.001
14	0.004	0.000	-0.004	0.177	0.177	0.251	-1.074
15	0.004	0.000	-0.018	0.199	0.123	0.234	-1.821
16	0.005	-0.001	-0.036	0.245	0.061	0.252	-1.987
17	0.006	-0.002	-0.054	0.300	0.017	0.300	-1.526
18	0.009	-0.003	-0.066	0.341	-0.001	0.341	-0.732
19	0.011	-0.004	-0.070	0.352	-0.004	0.352	0.137
20	0.014	-0.003	-0.065	0.332	-0.008	0.332	0.909
21	0.016	-0.002	-0.052	0.289	-0.027	0.290	1.430
22	0.018	-0.001	-0.035	0.241	-0.065	0.250	1.586
23	0.018	-0.001	-0.018	0.206	-0.112	0.234	1.349
24	0.018	0.000	-0.006	0.190	-0.152	0.243	0.774

(3)　部材断面力

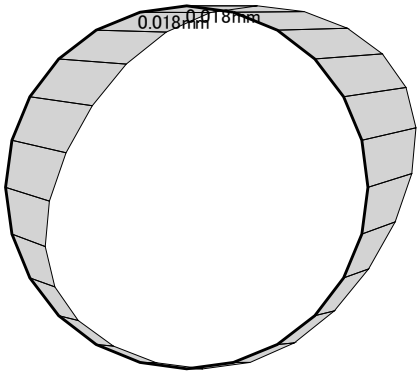
部材番号	節点番号	レベル1地震時			常時 + レベル1地震時		
		軸　力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kNm)	軸　力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kNm)
1	1	-0.00147	-0.00689	0.00000	0.73310	-0.10359	-0.02481
	2	-0.00147	-0.00689	-0.00027	0.77400	0.25401	-0.02186
2	2	-0.00485	-0.00543	-0.00027	0.81172	0.04587	-0.02186
	3	-0.00485	-0.00543	-0.00048	0.92150	0.38994	-0.01334
3	3	-0.00720	-0.00230	-0.00048	0.98992	0.13983	-0.01334
	4	-0.00720	-0.00230	-0.00057	1.14806	0.47211	-0.00144
4	4	-0.00718	0.00170	-0.00057	1.23151	0.16094	-0.00144
	5	-0.00718	0.00170	-0.00051	1.43017	0.49322	0.01122
5	5	-0.00471	0.00516	-0.00051	1.51088	0.10792	0.01122
	6	-0.00471	0.00516	-0.00031	1.75790	0.45198	0.02196
6	6	-0.00103	0.00709	-0.00031	1.81716	-0.01751	0.02196
	7	-0.00103	0.00709	-0.00003	2.13307	0.34010	0.02799
7	7	0.00228	0.00750	-0.00003	1.52282	-0.14064	0.02799
	8	0.00228	0.00750	0.00027	1.56371	0.17000	0.02887
8	8	0.00639	0.00615	0.00027	1.55668	-0.24101	0.02887
	9	0.00639	0.00615	0.00051	1.64215	-0.03467	0.02372
9	9	0.00934	0.00263	0.00051	1.57879	-0.46017	0.02372
	10	0.00934	0.00263	0.00061	1.66565	-0.34698	0.00805
10	10	0.00932	-0.00202	0.00061	1.51870	-0.76840	0.00805
	11	0.00932	-0.00202	0.00053	1.26981	-0.31786	-0.01317
11	11	0.00624	-0.00588	0.00053	1.14204	-0.63719	-0.01317
	12	0.00624	-0.00588	0.00030	0.97521	-0.15541	-0.02870
12	12	0.00184	-0.00770	0.00030	0.89909	-0.40292	-0.02870
	13	0.00184	-0.00770	0.00000	0.83874	0.10248	-0.03459
13	13	-0.00184	-0.00770	0.00000	0.83505	-0.11788	-0.03459
	14	-0.00184	-0.00770	-0.00030	0.89541	0.38752	-0.02930
14	14	-0.00624	-0.00588	-0.00030	0.96273	0.14365	-0.02930
	15	-0.00624	-0.00588	-0.00053	1.12956	0.62544	-0.01424
15	15	-0.00932	-0.00202	-0.00053	1.25118	0.31382	-0.01424
	16	-0.00932	-0.00202	-0.00061	1.50007	0.76436	0.00683
16	16	-0.00934	0.00263	-0.00061	1.64697	0.35223	0.00683
	17	-0.00934	0.00263	-0.00051	1.56012	0.46543	0.02270
17	17	-0.00639	0.00615	-0.00051	1.62937	0.04698	0.02270
	18	-0.00639	0.00615	-0.00027	1.54390	0.25332	0.02833
18	18	-0.00228	0.00750	-0.00027	1.55916	-0.15500	0.02833
	19	-0.00228	0.00750	0.00003	1.51826	0.15563	0.02804

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	0.00103	0.00709	0.00003	2.13514	-0.32592	0.02804
	20	0.00103	0.00709	0.00031	1.81923	0.03169	0.02257
20	20	0.00471	0.00516	0.00031	1.76731	-0.44167	0.02257
	21	0.00471	0.00516	0.00051	1.52029	-0.09761	0.01224
21	21	0.00718	0.00170	0.00051	1.44453	-0.48983	0.01224
	22	0.00718	0.00170	0.00057	1.24587	-0.15755	-0.00029
22	22	0.00720	-0.00230	0.00057	1.16246	-0.47672	-0.00029
	23	0.00720	-0.00230	0.00048	1.00432	-0.14444	-0.01238
23	23	0.00485	-0.00543	0.00048	0.93121	-0.40080	-0.01238
	24	0.00485	-0.00543	0.00027	0.82142	-0.05674	-0.02132
24	24	0.00147	-0.00689	0.00027	0.77693	-0.26779	-0.02132
	1	0.00147	-0.00689	0.00000	0.73604	0.08982	-0.02481

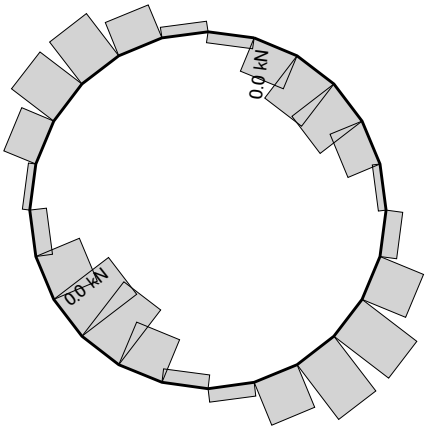
(4)　部材最大最小断面力

	軸　　力 (kN)	せん断力 (kN)	曲げモーメント (kNm)
最大	2.13514	0.76436	0.02887
最小	0.73310	-0.34698	-0.03459

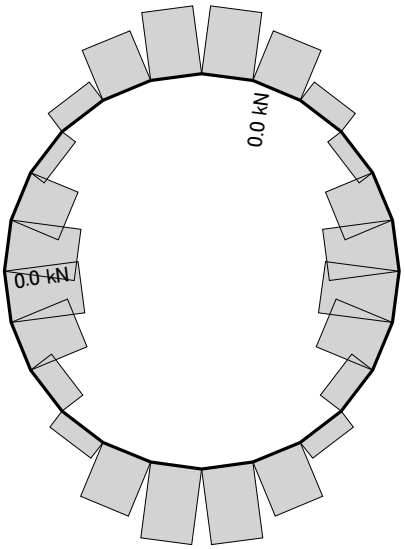
(5)　変位・断面力図



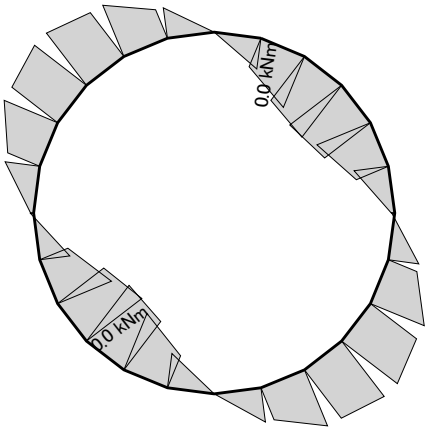
(a) 変位図



(b) 軸力図

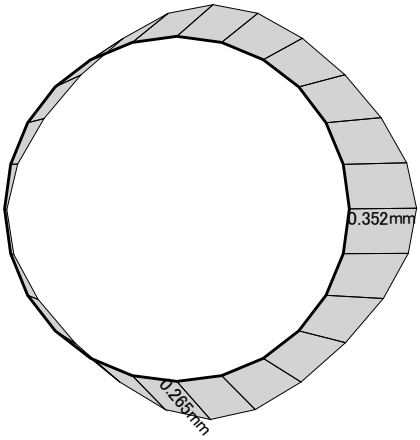


(c) せん断力図

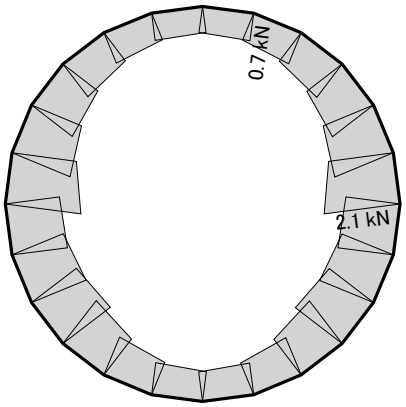


(d) 曲げモーメント図

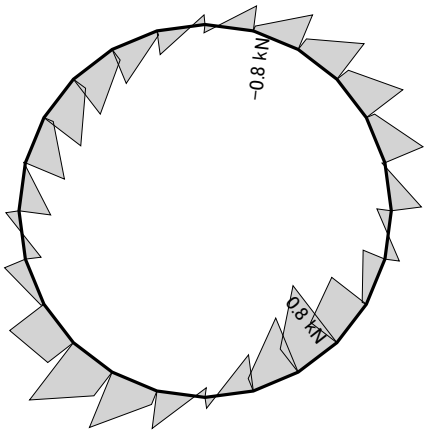
図-13 変位・断面力図（レベル1地震時）



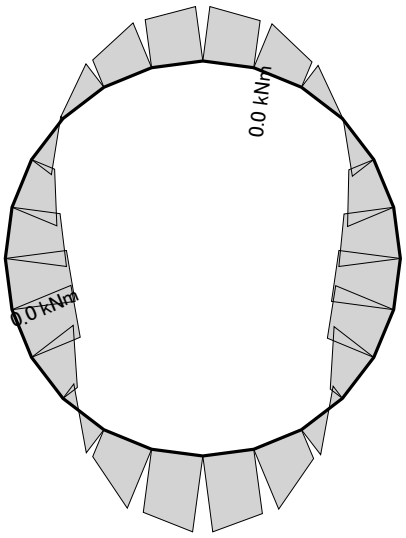
(a) 変位図



(b) 軸力図



(c) せん断力図



(d) 曲げモーメント図

図-14 変位・断面力図（常時 + レベル1地震時）

1.6.4.3　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

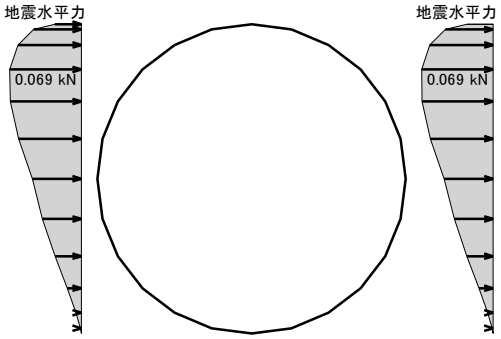


図-15 荷重図

(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 δ_x (mm)	Y軸方向変位 δ_y (mm)	Z軸回り回転角 α_z $\times10^{-3}$(rad)	X軸方向変位 δ_x (mm)	Y軸方向変位 δ_y (mm)	合成変位 δ (mm)	Z軸回り回転角 α_z $\times10^{-3}$(rad)
1	0.058	0.000	-0.004	0.228	-0.167	0.283	-0.004
2	0.058	0.000	-0.018	0.227	-0.151	0.272	-0.797
3	0.057	0.002	-0.056	0.210	-0.110	0.237	-1.422
4	0.055	0.004	-0.109	0.172	-0.059	0.182	-1.729
5	0.051	0.007	-0.163	0.119	-0.017	0.121	-1.645
6	0.044	0.010	-0.204	0.067	0.006	0.068	-1.178
7	0.036	0.011	-0.220	0.036	0.011	0.037	-0.428
8	0.027	0.010	-0.208	0.036	0.012	0.038	0.457
9	0.020	0.007	-0.169	0.068	0.027	0.073	1.303
10	0.016	0.004	-0.113	0.117	0.067	0.135	1.838
11	0.014	0.001	-0.055	0.161	0.125	0.204	1.748
12	0.013	0.000	-0.014	0.182	0.178	0.254	1.056
13	0.013	0.000	0.002	0.184	0.199	0.271	0.002
14	0.013	0.000	-0.014	0.186	0.177	0.257	-1.083
15	0.014	-0.001	-0.055	0.208	0.122	0.241	-1.859
16	0.016	-0.004	-0.113	0.255	0.059	0.262	-2.064
17	0.020	-0.007	-0.169	0.314	0.012	0.314	-1.641
18	0.027	-0.010	-0.208	0.359	-0.008	0.360	-0.873
19	0.036	-0.011	-0.220	0.377	-0.011	0.377	-0.013
20	0.044	-0.010	-0.204	0.362	-0.015	0.362	0.771
21	0.051	-0.007	-0.163	0.323	-0.032	0.325	1.319
22	0.055	-0.004	-0.109	0.279	-0.068	0.287	1.512
23	0.057	-0.002	-0.056	0.245	-0.113	0.270	1.311
24	0.058	0.000	-0.018	0.229	-0.152	0.275	0.762

(3)　部材断面力

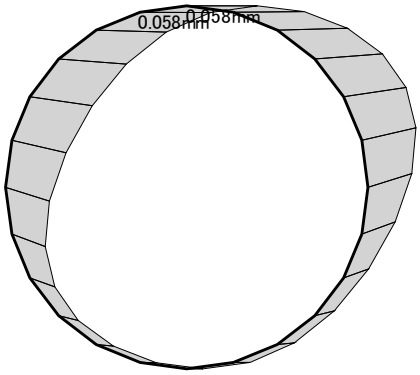
部材番号	節点番号	レベル2地震時			常時 + レベル2地震時		
		軸　力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kNm)	軸　力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kNm)
1	1	-0.00460	-0.02158	0.00000	0.72997	-0.11829	-0.02481
	2	-0.00460	-0.02158	-0.00085	0.77087	0.23932	-0.02244
2	2	-0.01521	-0.01702	-0.00085	0.80136	0.03428	-0.02244
	3	-0.01521	-0.01702	-0.00152	0.91115	0.37835	-0.01438
3	3	-0.02256	-0.00722	-0.00152	0.97455	0.13492	-0.01438
	4	-0.02256	-0.00722	-0.00180	1.13270	0.46719	-0.00266
4	4	-0.02250	0.00532	-0.00180	1.21619	0.16456	-0.00266
	5	-0.02250	0.00532	-0.00159	1.41485	0.49684	0.01014
5	5	-0.01474	0.01616	-0.00159	1.50084	0.11892	0.01014
	6	-0.01474	0.01616	-0.00096	1.74786	0.46298	0.02130
6	6	-0.00324	0.02222	-0.00096	1.81495	-0.00238	0.02130
	7	-0.00324	0.02222	-0.00008	2.13086	0.35523	0.02793
7	7	0.00713	0.02349	-0.00008	1.52767	-0.12464	0.02793
	8	0.00713	0.02349	0.00084	1.56857	0.18599	0.02944
8	8	0.02002	0.01928	0.00084	1.57031	-0.22789	0.02944
	9	0.02002	0.01928	0.00160	1.65578	-0.02155	0.02480
9	9	0.02926	0.00823	0.00160	1.59872	-0.45457	0.02480
	10	0.02926	0.00823	0.00192	1.68557	-0.34138	0.00936
10	10	0.02919	-0.00633	0.00192	1.53858	-0.77271	0.00936
	11	0.02919	-0.00633	0.00167	1.28969	-0.32217	-0.01203
11	11	0.01956	-0.01841	0.00167	1.15536	-0.64973	-0.01203
	12	0.01956	-0.01841	0.00095	0.98853	-0.16794	-0.02805
12	12	0.00577	-0.02413	0.00095	0.90302	-0.41935	-0.02805
	13	0.00577	-0.02413	0.00000	0.84267	0.08605	-0.03459
13	13	-0.00577	-0.02413	0.00000	0.83112	-0.13431	-0.03459
	14	-0.00577	-0.02413	-0.00095	0.89148	0.37109	-0.02995
14	14	-0.01956	-0.01841	-0.00095	0.94941	0.13112	-0.02995
	15	-0.01956	-0.01841	-0.00167	1.11624	0.61290	-0.01538
15	15	-0.02919	-0.00633	-0.00167	1.23130	0.30951	-0.01538
	16	-0.02919	-0.00633	-0.00192	1.48020	0.76005	0.00552
16	16	-0.02926	0.00823	-0.00192	1.62705	0.35784	0.00552
	17	-0.02926	0.00823	-0.00160	1.54019	0.47103	0.02161
17	17	-0.02002	0.01928	-0.00160	1.61573	0.06010	0.02161
	18	-0.02002	0.01928	-0.00084	1.53027	0.26644	0.02776
18	18	-0.00713	0.02349	-0.00084	1.55431	-0.13901	0.02776
	19	-0.00713	0.02349	0.00008	1.51341	0.17162	0.02810

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	0.00324	0.02222	0.00008	2.13735	-0.31079	0.02810
	20	0.00324	0.02222	0.00096	1.82144	0.04682	0.02322
20	20	0.01474	0.01616	0.00096	1.77735	-0.43067	0.02322
	21	0.01474	0.01616	0.00159	1.53033	-0.08660	0.01332
21	21	0.02250	0.00532	0.00159	1.45984	-0.48621	0.01332
	22	0.02250	0.00532	0.00180	1.26118	-0.15393	0.00094
22	22	0.02256	-0.00722	0.00180	1.17783	-0.48163	0.00094
	23	0.02256	-0.00722	0.00152	1.01968	-0.14936	-0.01134
23	23	0.01521	-0.01702	0.00152	0.94156	-0.41239	-0.01134
	24	0.01521	-0.01702	0.00085	0.83177	-0.06832	-0.02074
24	24	0.00460	-0.02158	0.00085	0.78007	-0.28248	-0.02074
	1	0.00460	-0.02158	0.00000	0.73917	0.07513	-0.02481

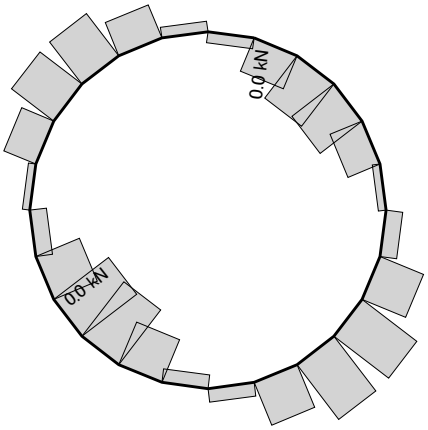
(4)　部材最大最小断面力

	軸　　力 (kN)	せん断力 (kN)	曲げモーメント (kNm)
最大	2.13735	0.76005	0.02944
最小	0.72997	-0.34138	-0.03459

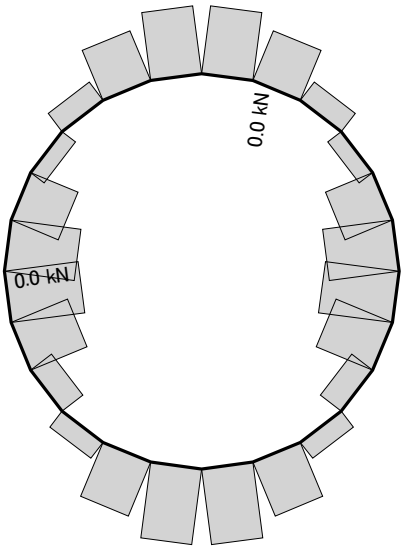
(5)　変位・断面力図



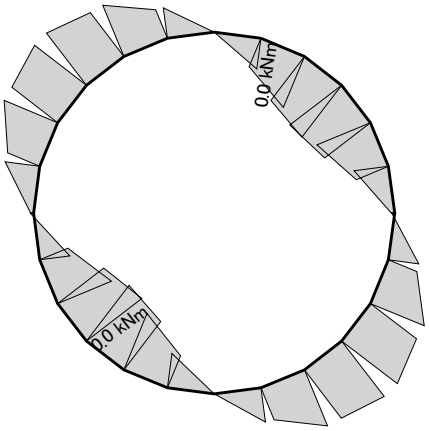
(a) 変位図



(b) 軸力図

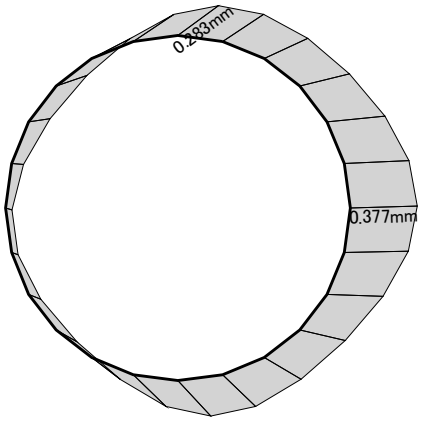


(c) せん断力図

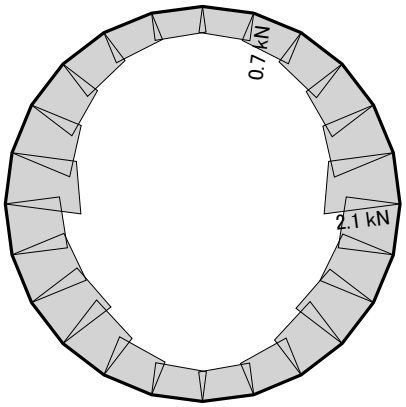


(d) 曲げモーメント図

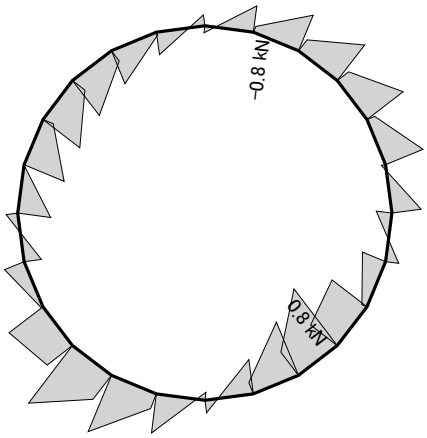
図-16 変位・断面力図（レベル2地震時）



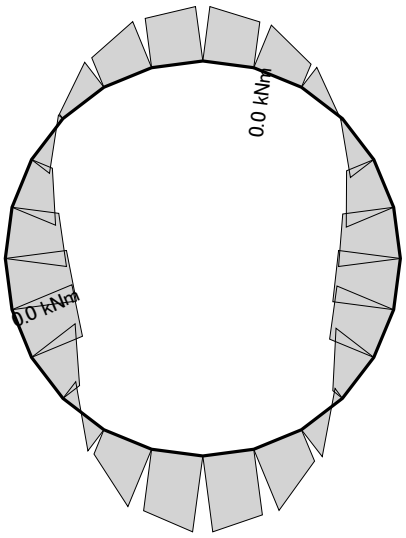
(a) 変位図



(b) 軸力図



(c) せん断力図



(d) 曲げモーメント図

図-17 変位・断面力図（常時 + レベル2地震時）

1.6.5　管体の安全性の照査

1.6.5.1　レベル1地震時

管体の安全性の照査は式(49)で行う。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leqq \sigma_a \qquad \cdots\cdots\cdots(49)$$

ここで、σ ： 曲げ応力度 (N/mm^2)

σ_a ： 使用限界に対する許容値　17.7 (N/mm^2)

M ： 最大曲げモーメント　34.6 (Nmm)

Z ： 管壁の断面係数　(mm^3)

$Z = 17.0^2/6 = 48.2$ (mm^3)

曲げ応力度：

$$\sigma = \frac{34.6}{48.2} = 0.72\ (N/mm^2) \leqq \sigma_a = 17.7\ (N/mm^2) \quad \cdots\cdots\cdots(Ok)$$

1.6.5.2　レベル2地震時

管体の安全性の照査は式(50)で行う。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leqq \sigma_a \qquad \cdots\cdots\cdots(50)$$

ここで、σ ： 曲げ応力度 (N/mm^2)

σ_a ： 終局限界に対する許容値　88.0 (N/mm^2)

M ： 最大曲げモーメント　34.6 (Nmm)

Z ： 管壁の断面係数　(mm^3)

$Z = 17.0^2/6 = 48.2$ (mm^3)

曲げ応力度：

$$\sigma = \frac{34.6}{48.2} = 0.72\ (N/mm^2) \leqq \sigma_a = 88.0\ (N/mm^2) \quad \cdots\cdots\cdots(Ok)$$

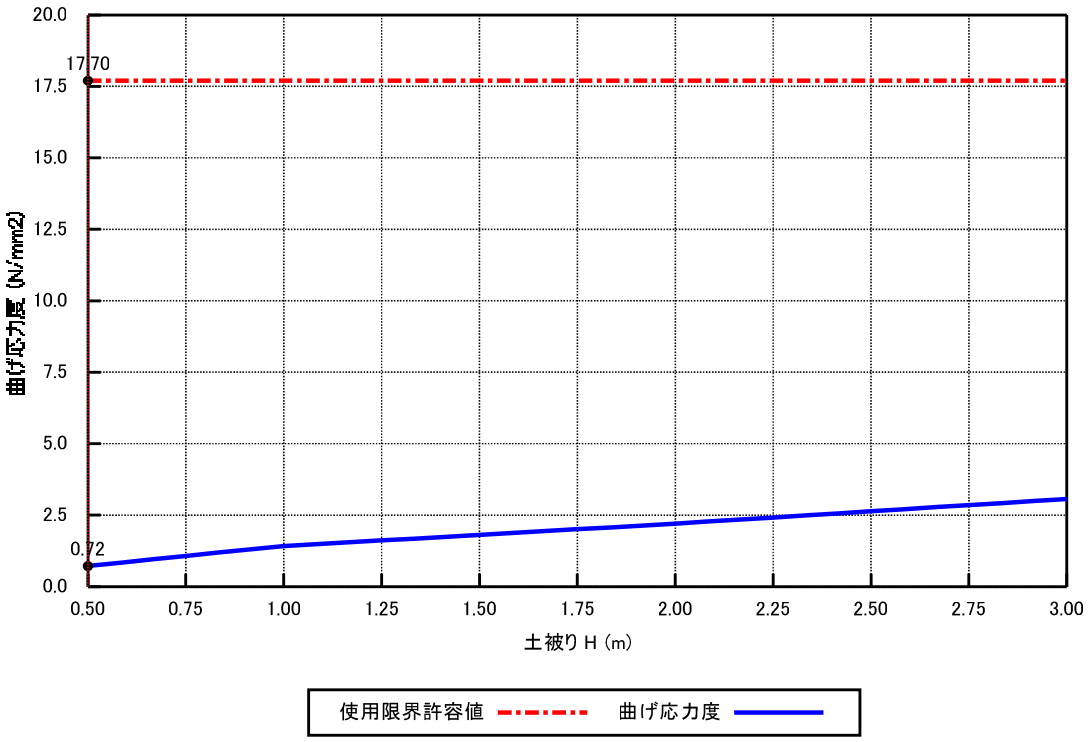


図-18 レベル1地震時 曲げ応力度

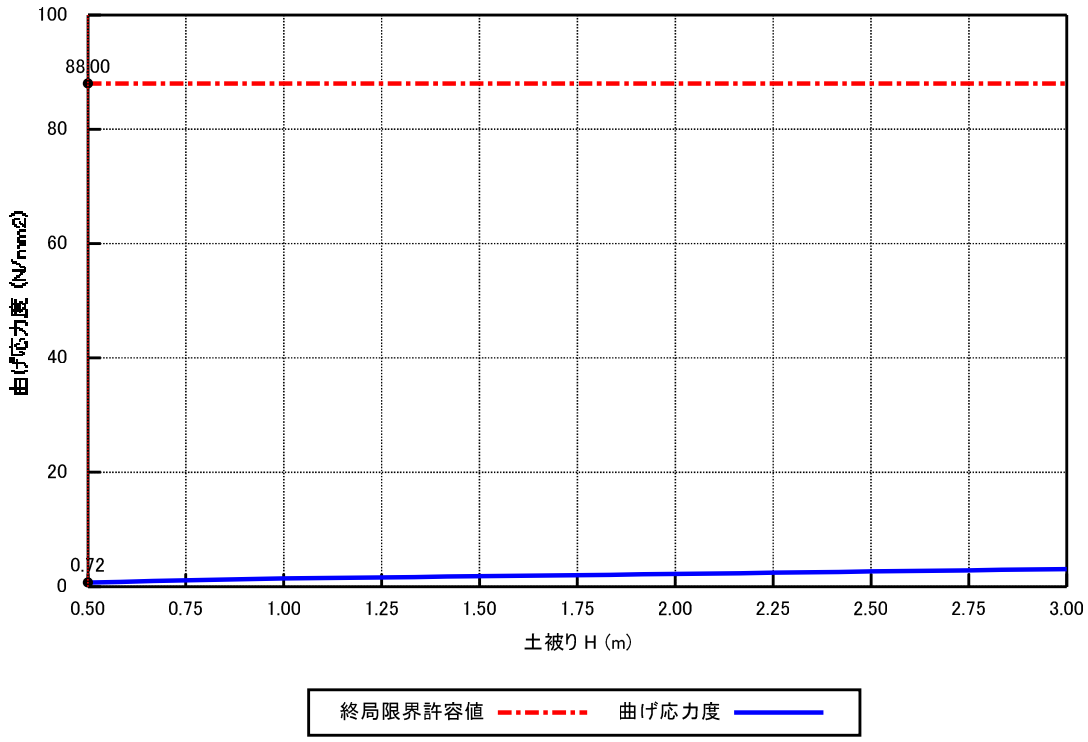


図-19 レベル2地震時 曲げ応力度

2　断面2

2.1　設計条件

2.1.1　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」令和3年6月
農林水産省 農村振興局

2.1.2　水圧条件

静水圧　　H= 0.240 (MPa)
水撃圧　　H= 0.240 (MPa)

2.1.3　施工条件

布設の状態　素掘り施工 (溝形)
土かぶり　　H= 1.500 (m)
管心レベルの溝幅　B_c= 1.618 (m)
標準溝幅　　B_s= 1.000 (m)　　……(基準書 p.319)

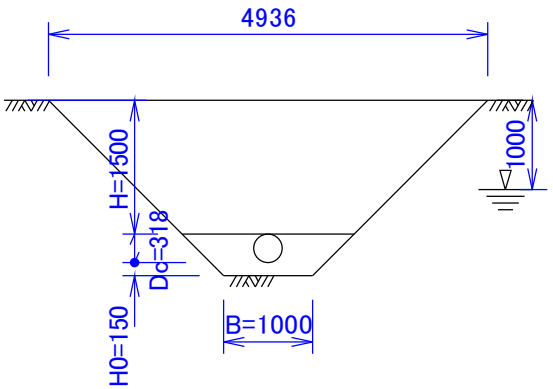


図-20 寸法図

2.1.4　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　　ϕ = 30.0 °
埋戻し土の単位体積重量　　γ = 18.0 (kN/m^3)
埋戻し土の飽和単位体積重量　γ_{sat}= 19.0 (kN/m^3)
基礎の施工支持角　　$2\theta'$= 360.0 °
基礎の設計支持角　　2θ = 90.0 °
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 = 1.3

2.1.5　管の諸元

管　種　　肉厚硬質ポリ塩化ビニル管 φ300(VP)
管外径　　D_c= 318.0 (mm)
管　厚　　T = 17.0 (mm)
計算管厚　　t = T = 17.0 (mm)
内　径　　D = 299.6 (mm)
管厚中心半径　　R = 150.5 (mm)

管材の単位体積重量　　γ_p= 14.0 (kN/m^3)
管材のヤング係数（短期）　E_S= 3.0×10^6 (kN/m^2)
管材のヤング係数（長期）　E_L= 2.4×10^6 (kN/m^2)
管壁の剛度（短期）　E_SI= 1.2283 (kN･m^2/m)
管壁の剛度（長期）　E_LI= 0.9826 (kN･m^2/m)
断面２次モーメント　　I = 0.409417×10^{-6} (m^4/m)

2.1.6　荷　重

自動車荷重　T-14　　･･･････(基準書 p.299)
後輪荷重 P = 55.0 (kN)
衝撃係数 i= 0.20
(舗装道路、土かぶり深さ 1.5～2.5m未満)

雪荷重　　W_S= 1.000 (kN/m^2)　　･･･････(基準書 p.301)

施工時荷重　任意　　･･･････(基準書 p.301～302)
接地圧　q_B = 20.0 (kN/m^2)
衝撃係数 i = 0.000 (普通地盤)

2.1.7　基礎材の反力係数

管の口径が300mm以下であるから、e'=3,000kN/m^{2}とする。　　･･･････(基準書 p.317)

2.2　埋設深の検討

2.2.1　浮上に対する検討

地下水位が高く、管路が浮上する恐れのあるところでは、管体空虚時に管路が浮上しない深さとする。浮上に対する検討には式(1)を用いる。

……(基準書 p.276)

$$H \geqq \frac{\pi \cdot D_c}{4} \cdot \frac{S \cdot w_0 - \left\{ 1-(D/D_c)^2 \right\} \cdot \gamma_p}{w-w_0} \qquad \cdots\cdots\cdots(1)$$

ここで、　H:管路が浮上しないための最小土かぶり　(m)
D:管の内径　(m)
D_c:管の外径　(m)
S:安全率　1.20
w:埋戻し土の飽和単位体積重量　19.00　(kN/m^3)
w_0:水の単位体積重量　9.80　(kN/m^3)
γ_p:管材の単位体積重量　14.00　(kN/m^3)

従って、最小土かぶりは下記のようになる。

$$H = \frac{\pi \times 0.318}{4} \times \frac{1.2 \times 9.80 - \left\{ 1-(0.284/0.318)^2 \right\} \times 14.00}{19.00-9.80} = 0.242(m)$$

2.2.2　凍結深の検討

寒冷地における埋設深は凍結深以下とする。凍結深は式(2)により求める。

……(土地改良事業設計基準 設計「農道」技術書 p.395)

$$Z = C \cdot \sqrt{F} = 5.00 \times \sqrt{180.0} = 67.1 \ (cm) = 0.671 \ (m) \qquad \cdots\cdots\cdots(2)$$

ここで、　Z:凍結深さ (cm)
C:定数　5.00 (一般に3～5)
F:凍結指数　180.00 (℃・days)

2.3　荷重の計算

2.3.1　埋戻し土による土圧

2.3.1.1　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(3)の垂直土圧公式により、2mを超える場合は式(4)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(6))より大きい場合は、式(6)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 p.294～295)

垂直土圧公式：　$W_v = w \cdot H$　……(3)

マーストン公式（溝形）：　$W_v = C_d \cdot w \cdot B$　……(4)

$$C_d = \frac{1-e^{-2K \cdot \mu'(H/B)}}{2K \cdot \mu'}$$　……(5)

マーストン公式（突出形）：　$W_v = C_c \cdot w \cdot D_c$　……(6)

$H \leqq H_e$ のとき(完全溝状)

$$C_c = \frac{e^{-2K \cdot \mu(H/D_c)}-1}{-2K \cdot \mu}$$　……(7)

$H > H_e$ のとき(不完全溝状)

$$C_c = \frac{e^{-2K \cdot \mu(H_e/D_c)}-1}{-2K \cdot \mu} + \left(\frac{H}{D_c} - \frac{H_e}{D_c} \right) \cdot e^{-2K \cdot \mu(H_e/D_c)}$$　……(8)

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/m²)

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

$$K = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = \frac{1-\sin 30}{1+\sin 30} = 0.333$$　……(9)

μ ：埋戻し土の内部摩擦係数　　$\mu = \tan\phi = \tan 30° = 0.577$

μ'：埋戻し土と地山の摩擦係数　$\mu' = \tan\phi' = \tan 30° = 0.577$
（ただし、$\phi' = \phi$ とする）

w ：埋戻し土の単位体積重量　18.0 (kN/m³)

H ：土かぶり　1.500 (m)

B ：管頂における溝幅　1.936 (m)

D_c：管の外径　0.318 (m)

H_e：等沈下面から管頂までの深さ。式(10)で求める。 (m)

p ：突出比　p = 1.00

γ_{sd}：沈下比　$\gamma_{sd} = -0.100$ （締固めI）（基準書 p.293, 表-9.3.2）

$$\frac{e^{-2K\cdot\mu(H_e/D_c)}-1}{-2K\cdot\mu}\left\{\frac{1}{2K\cdot\mu}-\left(\frac{H}{D_c}-\frac{H_e}{D_c}\right)-\frac{\gamma_{sd}\cdot P}{3}\right\}-\frac{1}{2}\cdot\frac{H_e^2}{D_c^2}$$

$$-\frac{\gamma_{sd}\cdot P}{3}\cdot\left(\frac{H}{D_c}-\frac{H_e}{D_c}\right)\cdot e^{-2K\cdot\mu(H_e/D_c)}-\frac{1}{2K\cdot\mu}\cdot\frac{H_e}{D_c}+\frac{H}{D_c}\cdot\frac{H_e}{D_c}$$

$$=-\gamma_{sd}\cdot P\cdot\frac{H}{D_c} \qquad \cdots\cdots\cdots(10)$$

(2) 鉛直土圧

土かぶり2m以下であるから、鉛直土圧は式(3)の垂直土圧公式により求める。

$$W_v = 18.0\times1.500 = 27.000\ (kN/m^2)$$

2.3.1.2 水平土圧

水平土圧は式(12),(13)により求める。 ……(基準書 p.294)

$$P_v = \frac{1}{F_1}\cdot\frac{e'}{R}\cdot\frac{\Delta X_1}{2} \qquad \cdots\cdots\cdots(12)$$

$$\Delta X_1 = F_1\cdot\frac{2K\cdot W_v\cdot R^4}{E_L\cdot I+0.061e'\cdot R^3} \qquad \cdots\cdots\cdots(13)$$

ここで、P_v：管体側面中心に作用する水平土圧 (kN/m²)

ΔX_1：鉛直土圧による水平たわみ量 (m)

F_1：変形遅れ係数 1.30

e'：基礎材の反力係数 3000.0 (kN/m²)

R：管厚中心半径 0.151 (m)

E_L：管材のヤング係数（長期） 2.4×10^6 (kN/m²)

I：管軸方向を軸とし、管延長1m当たりの管壁の断面二次モーメント 0.409417×10^{-6} (m⁴/m)

θ：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 27.00 (kN/m²)

鉛直土圧による水平たわみ量

$$\Delta X_1 = 1.30\times\frac{2\times0.096\times27.00\times0.151^4}{2.4\times0.409417+0.061\times3000.0\times0.151^3}$$

$$= 0.00215\ (m)$$

管体側面中心に作用する水平土圧

$$P_v = \frac{1}{1.30} \times \frac{3000.0}{0.151} \times \frac{0.00215}{2}$$

$$= 16.501(kN/m^2)$$

2.3.2　活荷重による土圧

2.3.2.1　自動車荷重による土圧

(1)　鉛直土圧

自動車荷重は、輪荷重が接地幅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(14)で求める。

……(基準書 p.299～301)

$$W_w = \frac{P \cdot \beta}{0.2+2h} \qquad \cdots\cdots\cdots(14)$$

$$P = \frac{2P_r}{2.75} \times (1+i) \qquad \cdots\cdots\cdots(15)$$

ここで、W_w：輪荷重による鉛直土圧　(kN/m²)

P ：進行直角方向単位長さあたりの後輪荷重　(kN/m)

β ：断面力の低減係数　1.0

P_r：後輪荷重　55.0 (kN/m) (T-14)

i ：衝撃係数　0.20

h ：土かぶり　1.500 (m)

進行直角方向単位長さあたりの後輪荷重

$$P = \frac{2 \times 55.0}{2.75} \times (1+0.20) = 48.000 \ (kN/m)$$

輪荷重による鉛直土圧

$$W_w = \frac{48.000 \times 1.0}{0.2+2 \times 1.500} = 15.000 \ (kN/m^2)$$

(2)　水平土圧

自動車荷重による水平土圧は式(16)のスパングラー公式により求める。

$$P_w = \frac{1}{F_2} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_2}{2} \qquad \cdots\cdots\cdots(16)$$

$$\Delta X_2 = F_2 \cdot \frac{2K \cdot W_w \cdot R^4}{E_S \cdot I + 0.061 e' \cdot R^3} \qquad \cdots\cdots\cdots(17)$$

ここで、P_w：管体側面中心に作用する水平土圧　(kN/m²)

ΔX_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/m²)

R：管厚中心半径　0.151 (m)

θ：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　15.00 (kN/m²)

E_S：管材のヤング係数（短期）　3.0×10^{6} (kN/m²)

I：管軸方向を軸とし、管延長1m当たりの管壁の断面二次モーメント　0.409417×10^{-6} (m⁴/m)

活荷重による水平たわみ量

$$\Delta X_2 = 1.00 \times \frac{2\times0.096\times15.00\times0.151^4}{3.0\times0.409417+0.061\times3000.0\times0.151^3}$$

$$= 0.00080 \ \text{(m)}$$

管体側面中心に作用する水平土圧

$$P_w = \frac{1}{1.00} \times \frac{3000.0}{0.151} \times \frac{0.00080}{2}$$

$$= 7.951 \ \text{(kN/m}^2\text{)}$$

2.3.3　載荷重による土圧

(1)　計算式

載荷重による水平土圧は式(18),(19)のスパングラー公式により求める。

$$P = \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_1}{2} \qquad \cdots\cdots\cdots(18)$$

$$\Delta X_1 = F_1 \cdot \frac{2K \cdot W \cdot R^4}{E_L \cdot I + 0.061 e' \cdot R^3} \qquad \cdots\cdots\cdots(19)$$

ここで、P ：管体側面中心に作用する水平土圧　　(kN/m²)

ΔX_1：鉛直土圧による水平たわみ量　　(m) ‥‥(基準書 p.314)

W ：載荷重による鉛直土圧　　(kN/m²)

F_1：変形遅れ係数　　1.30

e’：基礎材の反力係数　　3000.0 (kN/m²)

R ：管厚中心半径　　0.151 (m)

θ ：設計支持角　　90 (°)

K ：設計支持角により決まる係数　　0.096

E_L：管材のヤング係数（長期）　2.4×10^{6} (kN/m²)

I ：管軸方向を軸とし、管延長1m当たりの管壁の断面二次モーメント　0.409417×10^{-6} (m⁴/m)

(2)　載荷重による鉛直土圧

種　　別	荷重 (kN/m²)
雪荷重	1.000
合　計　W_q	1.000

(3)　載荷重による水平土圧

$$\Delta X_1 = 1.30 \times \frac{2\times0.096\times1.000\times0.151^4}{2.4\times0.409417+0.061\times3000.0\times0.151^3}$$

$$= 0.00008 \ \text{(m)}$$

$$P = \frac{1}{1.30} \times \frac{3000.0}{0.151} \times \frac{0.00008}{2}$$

$$= 0.611 \ \text{(kN/m}^2\text{)}$$

2.3.4　施工時荷重

2.3.4.1　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(20)で求める。　　・・・・・・(基準書 p.301～302)

$$W_B = n \cdot q_B \cdot (1+i) \cdot \frac{b}{B} = n \cdot q_B \cdot (1+i) \cdot \frac{b}{b+2H \cdot \tan\theta} \quad \cdots\cdots\cdots(20)$$

ここで、W_B：施工時荷重による鉛直土圧　(kN/m²)

b ：クローラ幅　0.400 (m)

L ：クローラ間隔　1.300 (m)

B ：1つのクローラの荷重分布幅　(m)

n ：荷重に考慮するクローラの数

B≦Lなら n=1 、B＞Lなら n=2

q_B：施工機械の接地圧　20.0 (kN/m²) (任意)

i ：衝撃係数　0.0

H ：土かぶり　1.500 (m)

θ ：荷重の土中への分散角　45°

クローラ荷重の分布幅

$B = 0.400+2\times1.500\times\tan45^\circ = 3.400$ (m)

B=3.400m ＞ L=1.300m であるから、n=2 となる。

施工時荷重による鉛直土圧

$$W_B = 2\times20.0\times(1+0.0)\times\frac{0.400}{3.400} = 4.706 \ (kN/m^2)$$

2.3.4.2　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(21),(22)で求める。

$$P_B = \frac{1}{F_2} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_2}{2} \qquad \cdots\cdots\cdots(21)$$

$$\Delta X_2 = F_2 \cdot \frac{2K \cdot W_B \cdot R^4}{E_S \cdot I + 0.061 e' \cdot R^3} \qquad \cdots\cdots\cdots(22)$$

ここで、P_B：施工時荷重による水平土圧　(kN/m²)

ΔX_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　4.706　(kN/m²)

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/m²)

R：管厚中心半径　0.151　(m)

θ：設計支持角　90　(°)

K：設計支持角により決まる係数　0.096

E_S：管材のヤング係数（短期）　3.0×10^{6}　(kN/m²)

I：管軸方向を軸とし、管延長1m当たりの管壁の断面二次モーメント　0.409417×10^{-6}　(m⁴/m)

施工時荷重による水平たわみ量

$$\Delta X_2 = 1.00 \times \frac{2\times0.096\times4.71\times0.151^4}{3.0\times0.409417+0.061\times3000.0\times0.151^3}$$

$$= 0.00025 \quad (m)$$

施工時荷重による水平土圧

$$P_B = \frac{1}{1.00} \times \frac{3000.0}{0.151} \times \frac{0.00025}{2}$$

$$= 2.495 \quad (kN/m^2)$$

2.3.5　管内水重

管内水重による水平荷重は式(23),(24)で求める。　　・・・・・・(基準書 p.303～304)

$$P_0 = \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_2}{2} \qquad \cdots\cdots\cdots(23)$$

$$\Delta X_2 = F_1 \cdot \frac{2K_0 \cdot W_0 \cdot R^5}{E_L \cdot I + 0.061 e' \cdot R^3} \qquad \cdots\cdots\cdots(24)$$

ここで、P_0：管内水重による水平荷重　　(kN/m²)

ΔX_2：水平たわみ量　　(m)

F_1：変形遅れ係数　　1.30

e'：基礎材の反力係数　　3000.0 (kN/m²)

R：管厚中心半径　　0.151 (m)

θ：設計支持角　　90 (°)

K_0：設計支持角により決まる係数　　0.085

E_L：管材のヤング係数（長期）　　2.4×10^6 (kN/m²)

Ｉ：管軸方向を軸とし、管延長1m当たりの管壁の断面二次モーメント　　0.409417×10^{-6} (m⁴/m)

w_0：管内水の単位体積重量　　9.8 (kN/m³)

管内水重による水平たわみ量

$$\Delta X_2 = 1.30 \times \frac{2\times0.085\times9.80\times0.151^5}{2.4\times0.409417+0.061\times3000.0\times0.151^3}$$

$$= 0.00010 \ (\mathrm{m})$$

管内水重による水平荷重

$$P_0 = \frac{1}{1.30} \times \frac{3000.0}{0.151} \times \frac{0.00010}{2}$$

$$= 0.798 \ (\mathrm{kN/m^2})$$

2.3.6　管体自重

2.3.6.1　管体の重量

管体の単位面積あたり重量　W_p

$$W_p = \gamma_p \cdot t$$

$$= 14.0\times0.0170 = 0.238 \ (\mathrm{kN/m^2})$$

ここで、　γ_p：管材の単位体積重量　　14.0 (kN/m³)

t：管　　厚　　0.0170 (m)

管体の単位長さあたり重量　W_d

$$W_d = \pi/4 \cdot \left\{ D_c^2 - \left(D_c - 2t \right)^2 \right\} \cdot \gamma_p$$

$$= \pi/4 \times \left\{ 0.3180^2 - \left(0.3180 - 2 \times 0.0170 \right)^2 \right\} \times 14.0$$

$$= 0.2251 \quad (\mathrm{kN/m})$$

ここで、D_c：管外径　0.3180（m）

2.3.6.2　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.303）

$$P_P = \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X}{2}$$

$$= \frac{1}{1.30} \times \frac{3000.0}{0.151} \times \frac{0.00003}{2}$$

$$= 0.256 (\mathrm{kN/m^2})$$

$$\Delta X = F_1 \cdot \frac{2K_P \cdot W_P \cdot R^4}{E_L \cdot I + 0.061 e' \cdot R^3}$$

$$= 1.30 \times \frac{2 \times 0.169 \times 0.238 \times 0.151^4}{3.0 \times 0.409417 + 0.061 \times 3000.0 \times 0.151^3}$$

$$= 0.00003 \quad (\mathrm{m})$$

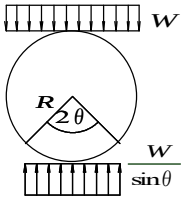
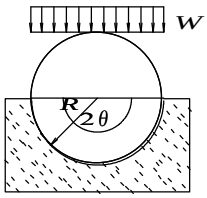
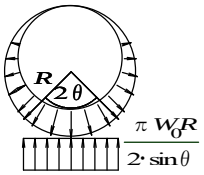
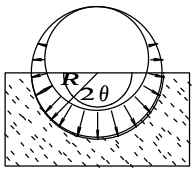
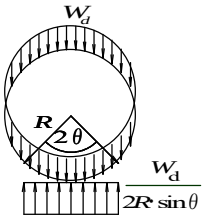
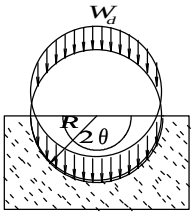
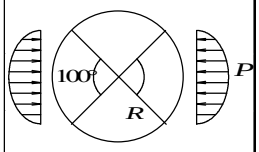
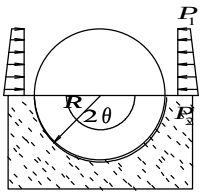
ここで、P_P：管体自重による水平荷重　(kN/m²)
ΔX：水平たわみ量　(m)
F_1：変形遅れ係数　1.30
e'：基礎材の反力係数　3000.0 (kN/m²)
R：管厚中心半径　0.151 (m)
E_L：管材のヤング係数（長期）　3.0×10^6 (kN/m²)
I：管軸方向を軸とし、管延長1m当たりの管壁の断面二次モーメント　0.409417×10^{-6} (m⁴/m)
θ：設計支持角　90 (°)
K_p：基礎の設計支持角によって決まる係数　0.169

2.4　曲げモーメントの算出

2.4.1　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°)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（2θ°）	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 (kN/m²)	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 (kN/m³)	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 (kN/m³)	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 (kN/m²)	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）

2.4.2　曲げモーメントの算出

2.4.2.1　土圧による曲げモーメント

鉛直土圧　W_v = 27.000 (kN/m²)

$$M = 0.314 \times W_v \cdot R^2$$

$$= 0.314 \times 27.00 \times 0.151^2 = 0.192 \ (kN/m^2)$$

水平土圧　P_v = 16.501 (kN/m²)

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

$$= -0.166 \times 16.501 \times 0.151^2 = -0.062 \ (kN/m^2)$$

2.4.2.2　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 = 15.000 (kN/m²)

$$M = 0.314 \times W_w \cdot R^2$$

$$= 0.314 \times 15.000 \times 0.151^2 = 0.107 \ (kNm/m)$$

自動車荷重による水平荷重　P_w = 7.951 (kN/m²)

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

$$= -0.166 \times 7.951 \times 0.151^2 = -0.030 \ (kNm/m)$$

2.4.2.3　載荷重による曲げモーメント

載荷重による鉛直荷重　W_q = 1.000 (kN/m²)

$$M = 0.314 \times W_q \cdot R^2$$

$$= 0.314 \times 1.000 \times 0.151^2 = 0.007 \ (kNm/m)$$

載荷重による水平荷重　P_q = 0.611 (kN/m²)

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

$$= -0.166 \times 0.611 \times 0.151^2 = -0.002 \ (kNm/m)$$

2.4.2.4　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 = 4.706 (kN/m²)

$$M = 0.314 \times W_B \cdot R^2$$

$$= 0.314 \times 4.706 \times 0.151^2 = 0.033 \ (kNm/m)$$

施工時荷重による水平荷重　P_B = 2.495 (kN/m²)

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

$$= -0.166 \times 2.495 \times 0.151^2 = -0.009 \ (kNm/m)$$

2.4.2.5　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^3)

$$M = 0.321 \times w_0 \cdot R^3$$

$$= 0.321 \times 9.8 \times 0.151^3 = 0.011 \quad (kNm/m)$$

管内水重による水平荷重　P_0 =0.798 (kN/m^2)

$$M = -0.166 \times P_0 \cdot R^2$$

$$= -0.166 \times 0.798 \times 0.151^2 = -0.003 \quad (kN/m^2)$$

2.4.2.6　管体自重による曲げモーメント

管体自重　W_d = 0.225 (kN/m)

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

$$= 0.102 \times 0.225 \times 0.151 = 0.003 \quad (kNm/m)$$

管体自重による水平荷重　P_P = 0.256 (kN/m^2)

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

$$= -0.166 \times 0.256 \times 0.151^2 = -0.001 (kN/m^2)$$

2.4.3　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	0.19203	-0.06204
自動車荷重	0.10668	-0.02990
載荷重	0.00711	-0.00230
施工時荷重	0.03347	-0.00938
管内水重	0.01072	-0.00300
管体自重	0.00345	-0.00096
合　計（常　時）	0.2218	
合　計（施工時）	0.1566	

2.5　管体の安全性の照査

2.5.1　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(25)で求められる。

・・・・・・・・(基準書 p.312～313)

$$t \geqq \frac{0.5D \cdot H+\sqrt{(0.5DH)^2+24\alpha \cdot \sigma_a \cdot M}}{2\sigma_a} \qquad \cdots\cdots\cdots(25)$$

(25)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(26)のようになる。

$$H_a = \frac{\sigma_a \cdot t^2-6\alpha \cdot M}{0.5D \cdot t} \qquad \cdots\cdots\cdots(26)$$

ここで、 t：設計管厚　　17.0 (mm)
D：管の内径　　284.0 (mm)
H：設計水圧　　0.480 (MPa)
α：引張応力/曲げ応力　0.55
σ_a：許容引張応力度　　12.5 (N/mm^2)
M：管体に生じる最大曲げモーメント 221.8 (N･mm/mm)

式(26)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。

$$H_a = \frac{12.5\times17.0^2-6\times0.55\times221.8}{0.5\times284.0\times17.0} = 1.193 \text{ (MPa)} \geqq H = 0.480 \text{ (MPa)}$$

従って、管体に生じる応力度に関して安全である。

式(25)で求められる必要管厚は以下の通りとなる。
計算された管厚tに対して設計管厚が満たしていることを確認する。

ここで、 t：応力計算から求められる必要管厚　(mm)

$$t = \frac{0.5\times284.0\times0.480+\sqrt{(0.5\times284.0\times0.480)^2+24\times0.55\times12.5\times221.8}}{2\times12.5}$$

$$= 10.850 \text{ (mm)}$$

必要管厚t = 10.8 (mm) ≦ 設計管厚 17.0 (mm)

従って、応力度で算出された管厚に関してOKである。

2.5.2　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(27)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 p.314～315)

$$\frac{\Delta X}{2R}\times 100(\%) = \left\{ \frac{F_1(K\cdot W_v + K_0\cdot w_0\cdot R + K_p\cdot W_p)}{E_L\cdot I/R^3 + 0.061e'} + \frac{F_2\cdot K\cdot W_w}{E_S\cdot I/R^3 + 0.061e'} \right\}\times 100(\%)$$

・・・・・・・・・(27)

ここで、 ΔX：水平たわみ量 (m)

W_v：死荷重による鉛直荷重 27.00+1.00=28.00 (kN/m^2)

W_w：活荷重による鉛直荷重 15.00 (kN/m^2)

W_0：水の単位体積重量 9.800 (kN/m^3)

W_p：管体の単位面積あたりの重量 0.238 (kN/m^2)

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 1.3

F_2：活荷重による変形遅れ係数 1.0

E_S：管材のヤング係数（短期） 3.0×10^6 (kN/m^2)

E_L：管材のヤング係数（長期） 2.4×10^6 (kN/m^2)

Ｉ：管軸方向を軸とし、管延長1m当たりの管壁の断面二次モーメント 0.409417×10^{-6} (m^4/m)

Ｒ：管厚中心半径 0.151 (m)

e'：基礎材の反力係数 3000.0 (kN/m^2/m)

$$\frac{\Delta X}{2R}\times 100 = \frac{1.3\times0.096\times28.00}{2.4\times0.409417/0.151^3+0.061\times3000.0}\times100$$

$$+\frac{1.3\times0.085\times9.8\times0.151}{2.4\times0.409417/0.151^3+0.061\times3000.0}\times100$$

$$+\frac{1.3\times0.169\times0.238}{2.4\times0.409417/0.151^3+0.061\times3000.0}\times100$$

$$+\frac{1.0\times0.096\times15.00}{3.0\times0.409417/0.151^3+0.061\times3000.0}\times100$$

$$= 1.052\ (\%) \leqq \text{設計たわみ率}\ 3.0\ (\%)$$

従って、たわみ率に関して安全である。

式(27)を断面二次モーメントIを求める式に変形すると式(28)で表される。

断面二次モーメントはb・t^3/12であるからb=1.0(m)とすると、式(29)により管厚t(m)が求められる。

水平たわみ量から定まる管厚の計算にあたっては、バラツキの幅を考慮してΔX/2R×100(%)には、設計たわみ率の値を用いる。

$$I = \frac{R^3}{E_L}\cdot\left\{\frac{F_1(K\cdot W_v+K_0\cdot w_0\cdot R+K_p\cdot W_p)}{\Delta X_1/2R}-0.061e'\right\}$$

$$= \frac{R^3}{E_S}\cdot\left\{\frac{F_2\cdot K\cdot W_w}{\Delta X_2/2R}-0.061e'\right\} \qquad \cdots\cdots\cdots(28)$$

$$t \geqq \sqrt[3]{12\cdot I} \qquad \cdots\cdots\cdots(29)$$

ここで、I ：断面二次モーメント　　(m^4/m)

E_L ：管材のヤング係数(長期)　2.400 ($\times 10^6$kN/m^2)

E_S ：管材のヤング係数(短期)　3.000 ($\times 10^6$kN/m^2)

ΔX/2R：設計たわみ率　3.0 (%)

$\Delta X_1/2R+\Delta X_2/2R=\Delta X/2R$から、式(28)の両辺が同値になるような配分を行う。

結果　$\Delta X_1/2R=2.15172$(%)、$\Delta X_2/2R=0.84828$(%)となった。

$F_1(K\cdot W_v+K_0\cdot w_0\cdot R+K_p\cdot W_p)$

$= 1.3\times(0.096\times28.00+0.085\times9.800\times0.151+0.169\times0.238) = 3.70967$

$$I = \frac{0.151^3}{2.400\times10^6}\times\left\{\frac{3.70967}{0.0215172}-0.061\times3000.0\right\}$$

$$=\frac{0.151^3}{3.000\times10^6}\times\left\{\frac{1.0\times0.096\times15.00}{0.0084828}-0.061\times3000.0\right\}$$

$= -15.19980\times10^{-9}$ (m^4/m)

断面二次モーメントIが0以下であるため t = 0.0 (mm) とする。

必要管厚t = 0.0 (mm) ≦ 設計管厚 17.0 (mm)

従って、管厚に関して安全である。

2.5.3　施工時の検討

2.5.3.1　所要管厚の算出

施工時における所要管厚は、(26)式で設計水圧Hを0.0として、式(30)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。

$$t_{req} = \frac{\sqrt{24\alpha \cdot \sigma_a \cdot M}}{2\sigma_a} = \sqrt{\frac{6\alpha \cdot M}{\sigma_a}} \qquad \cdots\cdots\cdots(30)$$

ここで、 t_{req}：応力計算から求められる必要管厚（㎜）

σ_a：許容引張応力度 1.5×12.5 = 18.8（N/㎟）

M：管体に生じる最大曲げモーメント 156.6（N/㎟）

$$t_{req} = \sqrt{\frac{6\times 0.55\times 156.6}{18.8}} = 5.249 \ (\text{mm})$$

必要管厚t = 5.2（㎜） ≦ 設計管厚 17.0（㎜）

従って、管体に生じる応力度に関して安全である。

2.5.3.2　たわみ率の算出

施工時におけるたわみ率は(27)式の管内水重による項（分子括弧内第2項）を無視して、式(31)で求める。

$$\frac{\Delta X}{2R}\times 100(\%) = \left\{ \frac{F_1(K\cdot W_v + K_p\cdot W_p)}{E_L\cdot I/R^3 + 0.061e'} + \frac{F_2\cdot K\cdot W_w}{E_S\cdot I/R^3 + 0.061e'} \right\}\times 100(\%)$$

$\cdots\cdots\cdots(31)$

ここで、 ΔX：水平たわみ量（m）

W_v：死荷重による鉛直荷重 27.00（kN/㎡）

W_w：活荷重による鉛直荷重 4.71（kN/㎡）

$$\frac{\Delta X}{2R}\times 100 = \frac{1.3\times 0.096\times 27.00}{2.4\times 0.409417/0.151^3 + 0.061\times 3000.0}\times 100$$

$$+\frac{1.3\times 0.169\times 0.238}{2.4\times 0.409417/0.151^3 + 0.061\times 3000.0}\times 100$$

$$+\frac{1.0\times 0.096\times 4.71}{3.0\times 0.409417/0.151^3 + 0.061\times 3000.0}\times 100$$

= 0.809（%） ≦ 設計たわみ率 3.0（%）

従って、たわみ率に関して安全である。

式(31)を断面二次モーメントIを求める式に変形すると式(32)で表される。

断面二次モーメントはb・t^3/12であるからb=1.0(m)とすると、式(29)により管厚t(m)が求められる。

水平たわみ量から定まる管厚の計算にあたっては、バラツキの幅を考慮してΔX/2R×100(%)には、設計たわみ率の値を用いる。

$$I = \frac{R^3}{E_L}\cdot\left\{\frac{F_1(K\cdot W_v + K_p\cdot W_p)}{\Delta X_1/2R} - 0.061e'\right\}$$

$$= \frac{R^3}{E_S}\cdot\left\{\frac{F_2\cdot K\cdot W_w}{\Delta X_2/2R} - 0.061e'\right\} \quad \cdots\cdots\cdots(32)$$

$$t \geqq \sqrt[3]{12\cdot I} \quad \cdots\cdots\cdots(29)$$

ここで、I ：断面二次モーメント　　(m^4/m)

E_L ：管材のヤング係数(長期)　2.400 ($\times 10^6$kN/m^2)

E_S ：管材のヤング係数(短期)　3.000 ($\times 10^6$kN/m^2)

ΔX/2R：設計たわみ率　3.0 (%)

$\Delta X_1/2R + \Delta X_2/2R = \Delta X/2R$から、式(32)の両辺が同値になるような配分を行う。

結果　$\Delta X_1/2R = 2.61630$(%)、$\Delta X_2/2R = 0.38370$(%)となった。

$$F_1(K\cdot W_v + K_p\cdot W_p)$$

$$= 1.3\times(0.096\times 27.00 + 0.169\times 0.238) = 3.42189$$

$$I = \frac{0.151^3}{2.400\times 10^6}\times\left\{\frac{3.42189}{0.0261630} - 0.061\times 3000.0\right\}$$

$$= \frac{0.151^3}{3.000\times 10^6}\times\left\{\frac{1.0\times 0.096\times 4.71}{0.0038370} - 0.061\times 3000.0\right\}$$

$$= -74.89728\times 10^{-9} \ (m^4/m)$$

断面二次モーメントIが0以下であるため t = 0.0 (mm) とする。

必要管厚t = 0.0 (mm) ≦ 設計管厚 17.0 (mm)

従って、管厚に関して安全である。

2.5.4　グラフ

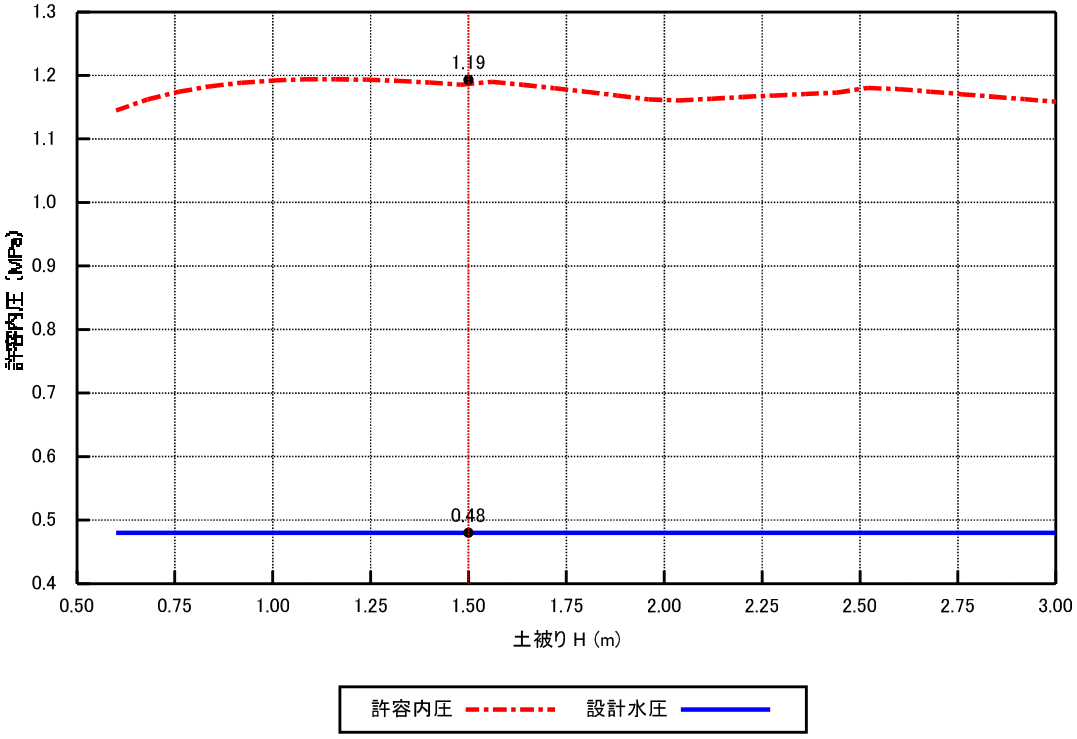


図-21 常時 許容内圧

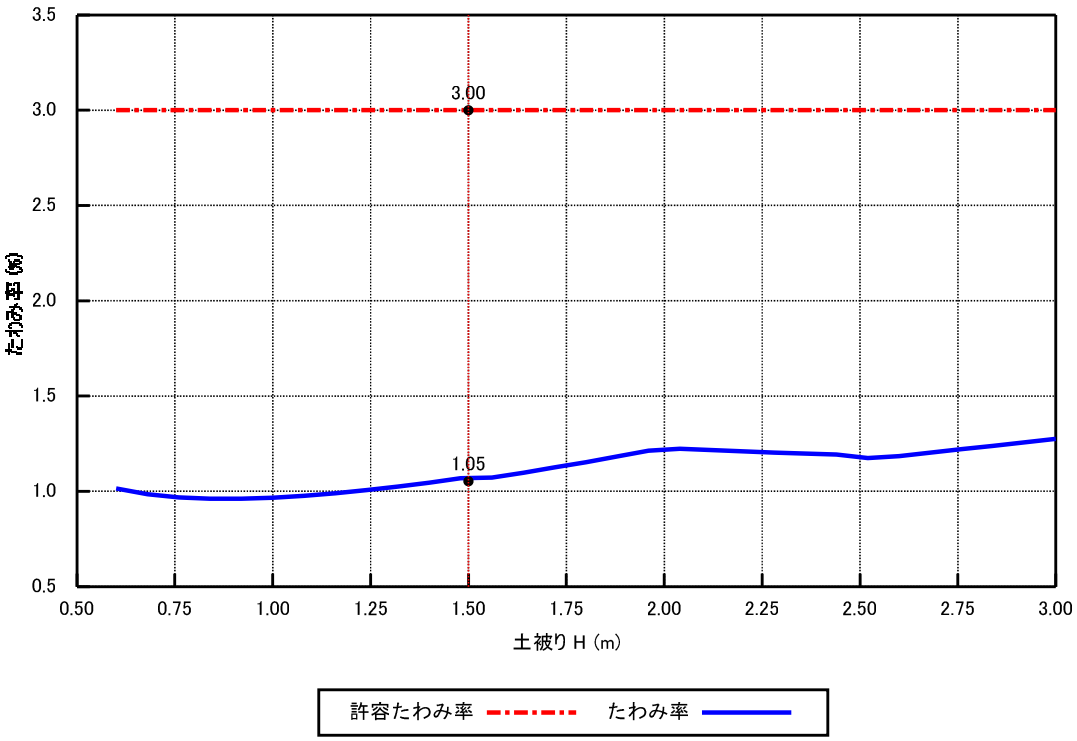


図-22 常時 たわみ率

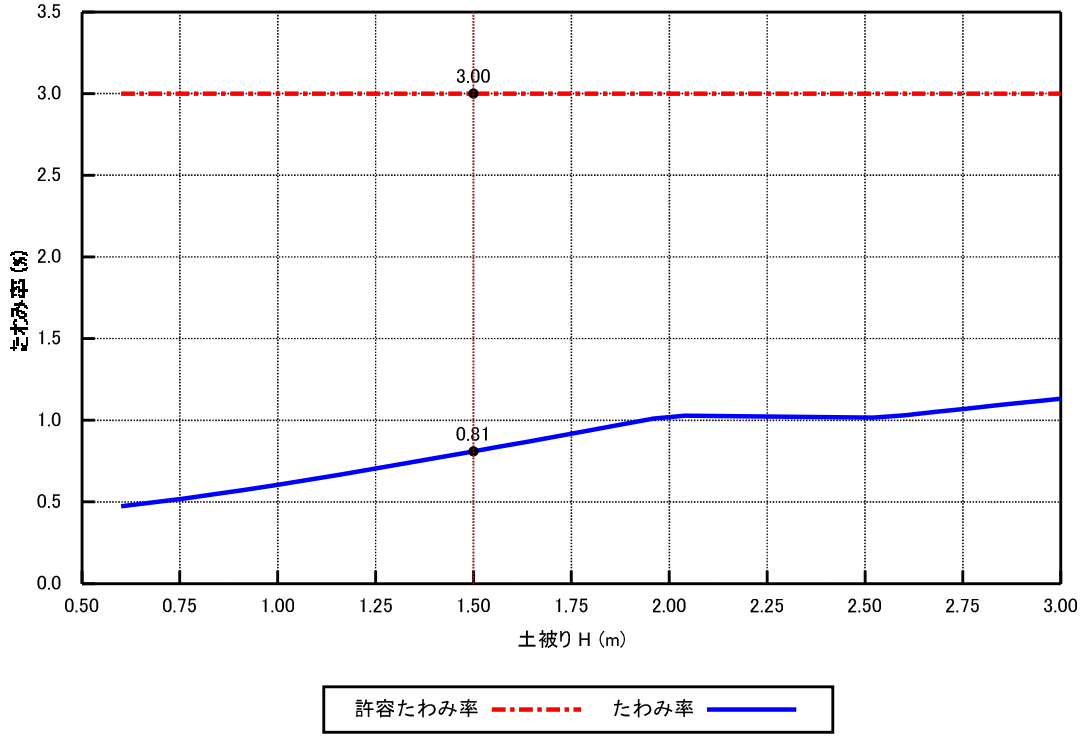


図-23 施工時 たわみ率

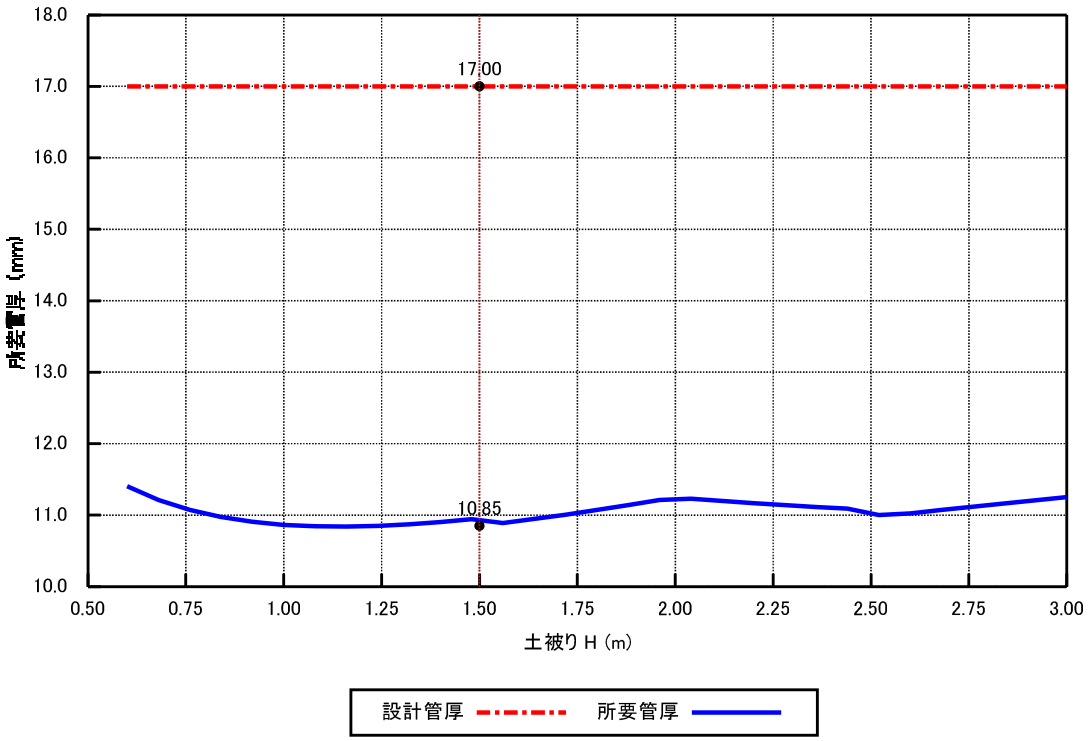


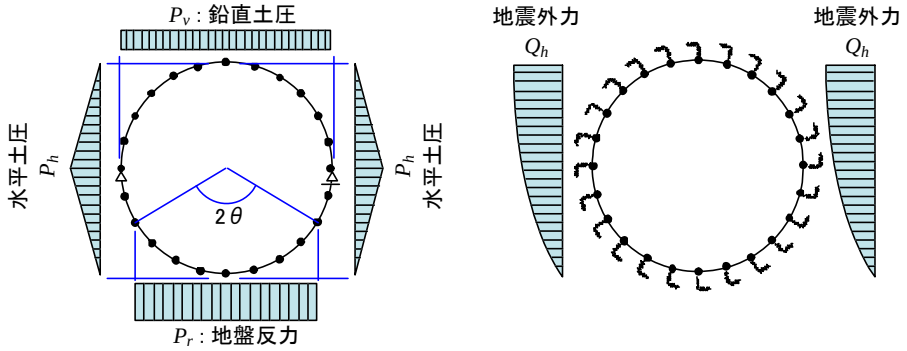
図-24 施工時 所要管厚

2.6　地震時の検討

2.6.1　解析モデル

地震時の検討は図-6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-6(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。



(a) 常時荷重　　(b) 地震時増加荷重

図-6 計算モデル

2.6.1.1　節点座標

節点番号	X座標 (m)	Y座標 (m)
1	0.000	0.151
2	-0.039	0.145
3	-0.075	0.130
4	-0.106	0.106
5	-0.130	0.075
6	-0.145	0.039
7	-0.151	0.000
8	-0.145	-0.039

節点番号	X座標 (m)	Y座標 (m)
9	-0.130	-0.075
10	-0.106	-0.106
11	-0.075	-0.130
12	-0.039	-0.145
13	0.000	-0.151
14	0.039	-0.145
15	0.075	-0.130
16	0.106	-0.106

節点番号	X座標 (m)	Y座標 (m)
17	0.130	-0.075
18	0.145	-0.039
19	0.151	0.000
20	0.145	0.039
21	0.130	0.075
22	0.106	0.106
23	0.075	0.130
24	0.039	0.145

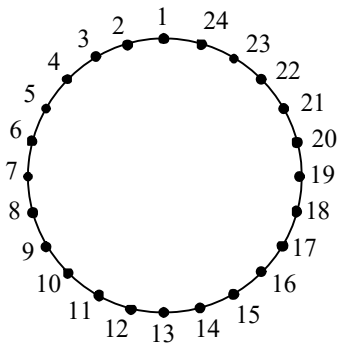


図-7 骨組み図

2.6.1.2　解析モデルにおける部材の定数

ヤング係数	3.00×10^{6}	(kN/m^2)
断面２次モーメント	0.4094×10^{-6}	(m^4)
断面積	0.0170	(m^2)

2.6.1.3　地盤のばね定数

水平方向地盤ばね定数は式(33)～(35)により求める。また、せん断ばね定数は式(36)により求める。

$$k_H = k_{H0}\cdot\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4} \quad \cdots\cdots\cdots(33)$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3}\cdot\alpha\cdot E_0 \quad \cdots\cdots\cdots(34)$$

$$B_H = \sqrt{A_h} = \sqrt{\frac{D_c+D}{2}\cdot L} \quad \cdots\cdots\cdots(35)$$

$$k_S = 0.3k_H \quad \cdots\cdots\cdots(36)$$

ここで、k_h：水平方向地盤ばね定数　(kN/m^3)

k_s：せん断ばね定数　(kN/m^3)

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^2)

E_0：地盤の変形係数。E_0 = 2800N で推定する。(kN/m^2)

α：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、α = 1

B_H：換算載荷幅　(m)

D_c：管の外径　0.318 (m)

D：管の内径　0.284 (m)

L：管の有効長　10.000 (m)

換算載荷幅:

$$B_H = \sqrt{\frac{0.318+0.284}{2} \times 10.0} = 1.735 \ (m)$$

地盤のばね定数:

節点 番号	深さ z (m)	N値	E_0 (kN/m²)	k_{H0} (kN/m²)	k_H (kN/m³)	k_s (kN/m³)
1	1.509	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
2, 24	1.514	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
3, 23	1.529	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
4, 22	1.553	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
5, 21	1.584	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
6, 20	1.620	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
7, 19	1.659	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
8, 18	1.698	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
9, 17	1.734	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
10, 16	1.765	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
11, 15	1.789	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
12, 14	1.804	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
13	1.810	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68

骨組みの支点ばねは式(37),(38)で求める。

$$k_x = \{ | k_H \cdot \sin\theta | + | k_S \cdot \cos\theta | \} \cdot \Delta l \quad \cdots\cdots\cdots (37)$$

$$k_y = \{ | k_H \cdot \cos\theta | + | k_S \cdot \sin\theta | \} \cdot \Delta l \quad \cdots\cdots\cdots (38)$$

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)

k_H: 奥行き1mあたり水平方向地盤ばね定数 (kN/m²)

k_S: 奥行き1mあたりせん断ばね定数 (kN/m²)

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)

$\Delta l = R \cdot \Delta\theta = 0.151 \times 0.262 = 0.039$ (m)

R: 管厚中心半径 0.151 (m)

$\Delta\theta$: 節点間中心角 15° = 0.262 (rad)

支点のばね定数:

節点 番号	k_H (kN/m²)	k_S (kN/m²)	θ (°)	k_x (kN/m)	k_y (kN/m)
1	32535.59	9760.68	0.0	384.58	1281.93
2, 24	32535.59	9760.68	15.0	703.26	1337.78
3, 23	32535.59	9760.68	30.0	974.02	1302.47
4, 22	32535.59	9760.68	45.0	1178.40	1178.40
5, 21	32535.59	9760.68	60.0	1302.47	974.02
6, 20	32535.59	9760.68	75.0	1337.78	703.26
7, 19	32535.59	9760.68	90.0	1281.93	384.58
8, 18	32535.59	9760.68	105.0	1337.78	703.26
9, 17	32535.59	9760.68	120.0	1302.47	974.02
10, 16	32535.59	9760.68	135.0	1178.40	1178.40
11, 15	32535.59	9760.68	150.0	974.02	1302.47
12, 14	32535.59	9760.68	165.0	703.26	1337.78
13	32535.59	9760.68	180.0	384.58	1281.93

2.6.2 常時荷重の計算

2.6.2.1 鉛直土圧

鉛直土圧は式(39)により求める。

$$P_v = \Sigma \gamma \cdot h + q \quad \cdots\cdots\cdots (39)$$

ここで、P_v : 鉛直土圧 (kN/m²)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

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/m²)

層 No	深　度 (m)	層厚 h (m)	土質区分	単位重量 γ (kN/m³)	鉛直土圧 P_v (kN/m²)
宅地荷重					0.007
1	0.000 ～ 1.000	1.000	沖積層粘性土	18.00	18.000
2	1.000 ～ 1.509	0.509	沖積層粘性土	10.00	5.085
Σ					23.092

2.6.2.2　水平土圧および水圧

水平土圧は図-6に示すような三角形分布とする。ただし、p_hは式(40)で求める。

$$P_h = P_v \quad \cdots\cdots\cdots (40)$$

ここで、P_h ： 水平土圧　　(kN/m²)
　　P_v ： 鉛直土圧　　(kN/m²)

節点 番号	深度 (m)	水平土圧 p_h(kN/m²)
1	1.509	0.000
2, 24	1.514	0.787
3, 23	1.529	3.094
4, 22	1.553	6.764
5, 21	1.584	11.546
6, 20	1.620	17.115
7, 19	1.659	23.092
8, 18	1.698	17.115
9, 17	1.734	11.546
10, 16	1.765	6.764
11, 15	1.789	3.094
12, 14	1.804	0.787
13	1.810	0.000

2.6.2.3　底面地盤反力

底面地盤反力は式(41)で求め設計支持角内に載荷する。

$$P_r = \frac{P_v}{\sin\theta} = \frac{23.092}{\sin 45.0} = 32.657 \ (\mathrm{kN/m^2}) \quad \cdots\cdots\cdots (41)$$

ここで、P_r ： 底面地盤反力　　(kN/m²)
　　P_v ： 鉛直土圧　　23.092 (kN/m²)
　　θ ： 設計支持角の1/2　45.0 (°)

2.6.3　地震水平力の計算

2.6.3.1　地盤の固有周期

(1)　地盤の固有周期

地盤の固有周期は式(42),(43)により求める。

$$T_G = 4 \cdot \Sigma \frac{H_i}{V_{si}} \qquad \cdots\cdots\cdots(42)$$

$$V_{si} = \begin{cases} 129 \cdot N_i^{0.183} & (洪積層粘性土層の場合) \\ 123 \cdot N_i^{0.125} & (洪積層砂質土層の場合) \\ 122 \cdot N_i^{0.0777} & (沖積層粘性土層の場合) \\ 61.8 \cdot N_i^{0.211} & (沖積層砂質土層の場合) \end{cases} \qquad \cdots\cdots\cdots(43)$$

ここで、T_G: 地盤の固有周期　(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	2.000	沖積層粘性土	13.0	$122\times13.0^{0.0777}$ =	148.91	0.013
2	5.000	沖積層粘性土	20.0	$122\times20.0^{0.0777}$ =	153.97	0.032
	7.000					0.04590

$$T_G = 4 \cdot \Sigma \frac{H_i}{V_{si}} = 4\times0.046 = 0.184 \ (\text{sec})$$

(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固有周期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	地盤の固有周期 T_G (s)
Ⅰ種	$T_G < 0.2$
Ⅱ種	$0.2 \leqq T_G < 0.6$
Ⅲ種	$0.6 \leqq T_G$

よって、T_G＜0.2 (sec) であるから　Ⅰ種地盤

(3)　表層地盤の固有周期

表層地盤の固有周期は式(44)により求める。

$$T_S = 1.25T_G = 1.25\times0.184 = 0.230 \ (s) \qquad \cdots\cdots\cdots(44)$$

2.6.3.2　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(45),(46)で求める。

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_G \cdot K'_{h1} \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right) \quad \text{(地震動レベル1)} \qquad \cdots\cdots\cdots (45)$$

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S'_v \cdot T_G \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right) \quad \text{(地震動レベル2)} \qquad \cdots\cdots\cdots (46)$$

$$T_G = 4 \cdot \Sigma \frac{H_i}{V_{si}} = 0.184 \qquad \cdots\cdots\cdots (47)$$

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8参照)　(m/s)

S'_v: (図9参照)　(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(42)の地盤の特性値に等しい。)

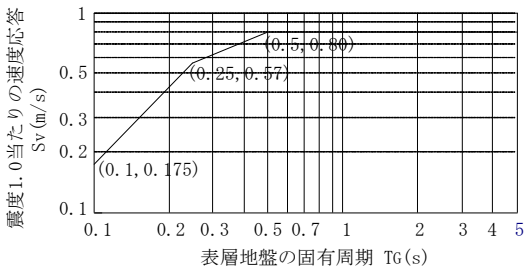


図8 速度応答スペクトル(レベル1)

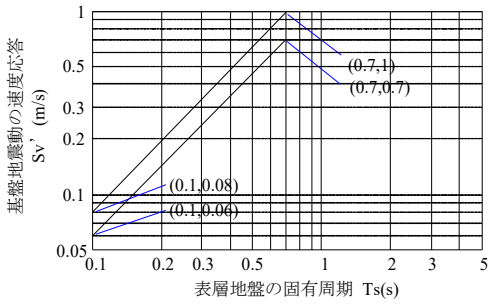


図9 速度応答スペクトル(レベル2)

速度応答スペクトル

T_G = 0.184 (s) より、

レベル1地震動　S_v = 0.3830 (m/s)

レベル2地震動　S'_v = 0.1800 (m/s)

地震動の最大変位振幅

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \times 0.3830 \times 0.184 \times 0.15 \times \cos\left(\frac{\pi \times z}{2 \times 7.000}\right) \quad (\text{レベル1地震動})$$

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \times 0.1800 \times 0.184 \times \cos\left(\frac{\pi \times z}{2 \times 7.000}\right) \quad (\text{レベル2地震動})$$

節点	深さ	最大変位振幅 U_h (m)	
番号	z (m)	レベル1	レベル2
1	1.509	0.002016	0.006317
2,24	1.514	0.002015	0.006315
3,23	1.529	0.002013	0.006307
4,22	1.553	0.002009	0.006295
5,21	1.584	0.002004	0.006279
6,20	1.620	0.001998	0.006260
7,19	1.659	0.001991	0.006239
8,18	1.698	0.001984	0.006217
9,17	1.734	0.001978	0.006197
10,16	1.765	0.001972	0.006179
11,15	1.789	0.001967	0.006165
12,14	1.804	0.001965	0.006156
13	1.810	0.001964	0.006153

2.6.3.3　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(48)により求める。

$$q_x = \left\{ \left| k_H \cdot \sin\theta \right| + \left| k_S \cdot \cos\theta \right| \right\} \cdot \Delta U \cdot \Delta l \qquad \cdots\cdots\cdots (48)$$

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/m²)

k_s: 奥行き1mあたりせん断ばね定数　(kN/m²)

ΔU: 管底との相対変位量　(m)

$\Delta U = U_h(z) - U_h(z0)$

θ : 管頂から各節点への角度　(°)

Δl: 節点間の部材長。ただし、弧長を用いる　(m)

$\Delta l = R \cdot \Delta\theta = 0.151 \times 0.262 = 0.039$ (m)

R: 管厚中心半径　0.151 (m)

$\Delta\theta$: 節点間中心角　15° = 0.262 (rad)

(2)　レベル1地震時

節点 番号	角度 θ (°)	深さ z (m)	変位振幅 $U_h(z)$ (m)	相対変位 ΔU (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_x(kN)
1	0	1.509	0.002016	0.000053	32535.59	9760.68	0.0202
2	15	1.514	0.002015	0.000052	32535.59	9760.68	0.0363
3	30	1.529	0.002013	0.000049	32535.59	9760.68	0.0480
4	45	1.553	0.002009	0.000045	32535.59	9760.68	0.0535
5	60	1.584	0.002004	0.000040	32535.59	9760.68	0.0524
6	75	1.620	0.001998	0.000034	32535.59	9760.68	0.0456
7	90	1.659	0.001991	0.000027	32535.59	9760.68	0.0351
8	105	1.698	0.001984	0.000021	32535.59	9760.68	0.0274
9	120	1.734	0.001978	0.000014	32535.59	9760.68	0.0182
10	135	1.765	0.001972	0.000008	32535.59	9760.68	0.0097
11	150	1.789	0.001967	0.000004	32535.59	9760.68	0.0037
12	165	1.804	0.001965	0.000001	32535.59	9760.68	0.0007
13	180	1.810	0.001964	0.000000	32535.59	9760.68	0.0000
14	195	1.804	0.001965	0.000001	32535.59	9760.68	0.0007
15	210	1.789	0.001967	0.000004	32535.59	9760.68	0.0037
16	225	1.765	0.001972	0.000008	32535.59	9760.68	0.0097
17	240	1.734	0.001978	0.000014	32535.59	9760.68	0.0182
18	255	1.698	0.001984	0.000021	32535.59	9760.68	0.0274
19	270	1.659	0.001991	0.000027	32535.59	9760.68	0.0351
20	285	1.620	0.001998	0.000034	32535.59	9760.68	0.0456
21	300	1.584	0.002004	0.000040	32535.59	9760.68	0.0524
22	315	1.553	0.002009	0.000045	32535.59	9760.68	0.0535
23	330	1.529	0.002013	0.000049	32535.59	9760.68	0.0480
24	345	1.514	0.002015	0.000052	32535.59	9760.68	0.0363

(3)　レベル2地震時

節点 番号	角度 θ (°)	深さ z (m)	変位振幅 $U_h(z)$ (m)	相対変位 ΔU (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_x(kN)
1	0	1.509	0.006317	0.000165	32535.59	9760.68	0.0633
2	15	1.514	0.006315	0.000162	32535.59	9760.68	0.1139
3	30	1.529	0.006307	0.000154	32535.59	9760.68	0.1504
4	45	1.553	0.006295	0.000142	32535.59	9760.68	0.1676
5	60	1.584	0.006279	0.000126	32535.59	9760.68	0.1642
6	75	1.620	0.006260	0.000107	32535.59	9760.68	0.1430
7	90	1.659	0.006239	0.000086	32535.59	9760.68	0.1100
8	105	1.698	0.006217	0.000064	32535.59	9760.68	0.0860
9	120	1.734	0.006197	0.000044	32535.59	9760.68	0.0570
10	135	1.765	0.006179	0.000026	32535.59	9760.68	0.0305
11	150	1.789	0.006165	0.000012	32535.59	9760.68	0.0116
12	165	1.804	0.006156	0.000003	32535.59	9760.68	0.0021
13	180	1.810	0.006153	0.000000	32535.59	9760.68	0.0000
14	195	1.804	0.006156	0.000003	32535.59	9760.68	0.0021
15	210	1.789	0.006165	0.000012	32535.59	9760.68	0.0116
16	225	1.765	0.006179	0.000026	32535.59	9760.68	0.0305
17	240	1.734	0.006197	0.000044	32535.59	9760.68	0.0570
18	255	1.698	0.006217	0.000064	32535.59	9760.68	0.0860
19	270	1.659	0.006239	0.000086	32535.59	9760.68	0.1100
20	285	1.620	0.006260	0.000107	32535.59	9760.68	0.1430
21	300	1.584	0.006279	0.000126	32535.59	9760.68	0.1642
22	315	1.553	0.006295	0.000142	32535.59	9760.68	0.1676
23	330	1.529	0.006307	0.000154	32535.59	9760.68	0.1504
24	345	1.514	0.006315	0.000162	32535.59	9760.68	0.1139

2.6.4　変位および断面力の計算

2.6.4.1　常時荷重による変位および断面力

(1)　荷重図

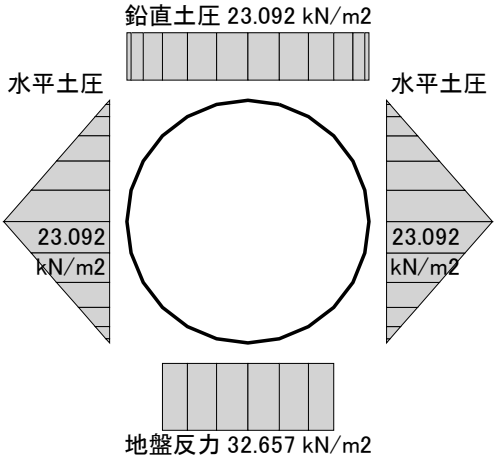


図-25 荷重図

(2)　節点変位

節点番号	X方向変位 δ_x (mm)	Y方向変位 δ_y (mm)	合成変位 δ (mm)	Z軸回り回転角 α_z $\times 10^{-3}$(rad)
1	0.430	-0.421	0.602	0.000
2	0.426	-0.382	0.572	-1.965
3	0.386	-0.281	0.477	-3.445
4	0.296	-0.160	0.336	-4.086
5	0.173	-0.062	0.184	-3.736
6	0.059	-0.012	0.060	-2.456
7	0.000	0.000	0.000	-0.523
8	0.022	0.006	0.023	1.677
9	0.120	0.050	0.130	3.712
10	0.256	0.158	0.301	4.918
11	0.370	0.312	0.484	4.546
12	0.424	0.448	0.617	2.697

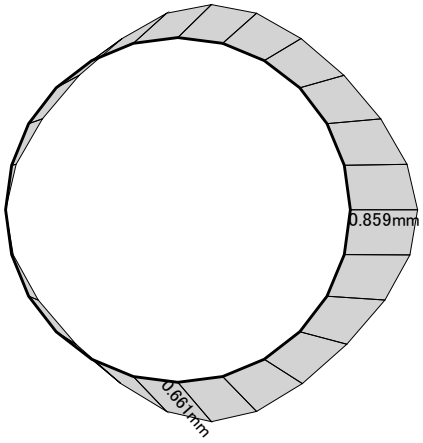
節点番号	X方向変位 δ_x (mm)	Y方向変位 δ_y (mm)	合成変位 δ (mm)	Z軸回り回転角 α_z $\times 10^{-3}$(rad)
13	0.430	0.502	0.661	0.000
14	0.435	0.448	0.624	-2.697
15	0.489	0.312	0.580	-4.546
16	0.604	0.158	0.624	-4.918
17	0.740	0.050	0.741	-3.712
18	0.837	0.006	0.837	-1.677
19	0.859	0.000	0.859	0.523
20	0.800	-0.012	0.800	2.456
21	0.687	-0.062	0.689	3.736
22	0.564	-0.160	0.586	4.086
23	0.473	-0.281	0.550	3.445
24	0.433	-0.382	0.578	1.965

(3)　部材断面力

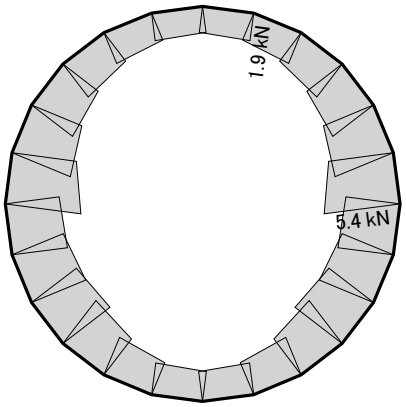
部材番号	節点番号	軸　力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kNm)
1	1	1.85181	-0.24380	-0.06254
	2	1.95490	0.65771	-0.05443
2	2	2.05852	0.12934	-0.05443
	3	2.33528	0.99670	-0.03242
3	3	2.51367	0.35832	-0.03242
	4	2.91235	1.19597	-0.00217
4	4	3.12265	0.40145	-0.00217
	5	3.62347	1.23910	0.02956
5	5	3.82070	0.25906	0.02956
	6	4.44343	1.12642	0.05612
6	6	4.58357	-0.06201	0.05612
	7	5.37996	0.83950	0.07063
7	7	3.83319	-0.37343	0.07063
	8	3.93629	0.40965	0.07210
8	8	3.90819	-0.62309	0.07210
	9	4.12365	-0.10292	0.05850
9	9	3.95650	-1.16669	0.05850
	10	4.17546	-0.88134	0.01876
10	10	3.80508	-1.93200	0.01876
	11	3.17763	-0.79621	-0.03455
11	11	2.86328	-1.59151	-0.03455
	12	2.44271	-0.37696	-0.07310
12	12	2.26191	-0.99633	-0.07310
	13	2.10977	0.27776	-0.08720

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)
13	13	2.10977	-0.27776	-0.08720
	14	2.26191	0.99633	-0.07310
14	14	2.44271	0.37696	-0.07310
	15	2.86328	1.59151	-0.03455
15	15	3.17763	0.79621	-0.03455
	16	3.80508	1.93200	0.01876
16	16	4.17546	0.88134	0.01876
	17	3.95650	1.16669	0.05850
17	17	4.12365	0.10292	0.05850
	18	3.90819	0.62309	0.07210
18	18	3.93629	-0.40965	0.07210
	19	3.83319	0.37343	0.07063
19	19	5.37996	-0.83950	0.07063
	20	4.58357	0.06201	0.05612
20	20	4.44343	-1.12642	0.05612
	21	3.82070	-0.25906	0.02956
21	21	3.62347	-1.23910	0.02956
	22	3.12265	-0.40145	-0.00217
22	22	2.91235	-1.19597	-0.00217
	23	2.51367	-0.35832	-0.03242
23	23	2.33528	-0.99670	-0.03242
	24	2.05852	-0.12934	-0.05443
24	24	1.95490	-0.65771	-0.05443
	1	1.85181	0.24380	-0.06254

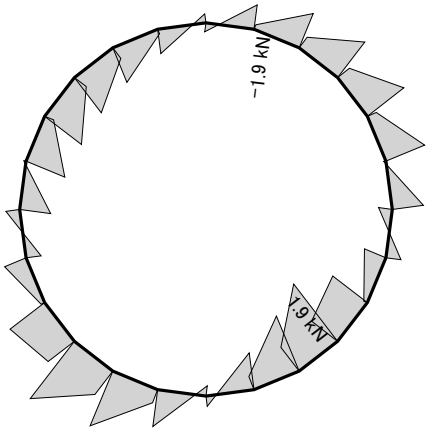
(4)　変位・断面力図



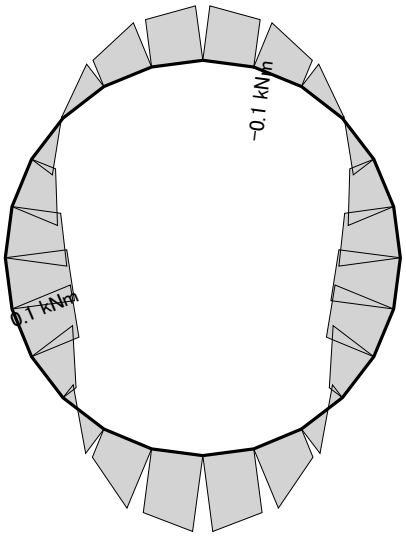
(a) 変位図



(b) 軸力図



(c) せん断力図



(d) 曲げモーメント図

図-26 変位・断面力図（常　時）

2.6.4.2　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

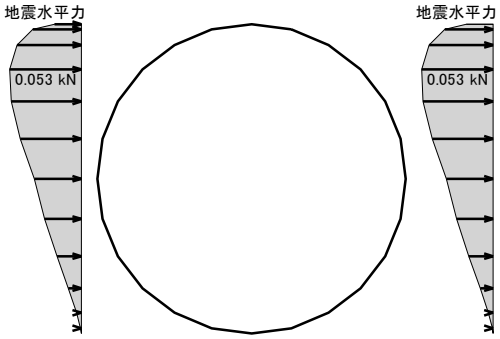


図-27 荷重図

(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 δ_x (mm)	Y軸方向変位 δ_y (mm)	Z軸回り回転角 α_z $\times10^{-3}$(rad)	X軸方向変位 δ_x (mm)	Y軸方向変位 δ_y (mm)	合成変位 δ (mm)	Z軸回り回転角 α_z $\times10^{-3}$(rad)
1	0.044	0.000	-0.002	0.474	-0.421	0.634	-0.002
2	0.044	0.000	-0.013	0.470	-0.382	0.606	-1.978
3	0.044	0.001	-0.044	0.430	-0.280	0.513	-3.489
4	0.042	0.003	-0.087	0.338	-0.157	0.373	-4.173
5	0.039	0.006	-0.130	0.212	-0.056	0.219	-3.866
6	0.034	0.008	-0.161	0.093	-0.004	0.093	-2.618
7	0.027	0.009	-0.173	0.027	0.009	0.028	-0.697
8	0.020	0.008	-0.163	0.042	0.014	0.044	1.515
9	0.015	0.006	-0.132	0.135	0.056	0.146	3.580
10	0.011	0.003	-0.088	0.267	0.161	0.312	4.830
11	0.010	0.001	-0.044	0.380	0.313	0.492	4.503
12	0.010	0.000	-0.012	0.434	0.448	0.623	2.686
13	0.009	0.000	0.000	0.439	0.502	0.667	0.000
14	0.010	0.000	-0.012	0.445	0.447	0.631	-2.709
15	0.010	-0.001	-0.044	0.499	0.310	0.588	-4.590
16	0.011	-0.003	-0.088	0.615	0.155	0.634	-5.005
17	0.015	-0.006	-0.132	0.754	0.044	0.756	-3.843
18	0.020	-0.008	-0.163	0.858	-0.002	0.858	-1.840
19	0.027	-0.009	-0.173	0.886	-0.009	0.886	0.350
20	0.034	-0.008	-0.161	0.834	-0.020	0.834	2.295
21	0.039	-0.006	-0.130	0.726	-0.068	0.729	3.606
22	0.042	-0.003	-0.087	0.606	-0.163	0.628	4.000
23	0.044	-0.001	-0.044	0.517	-0.282	0.589	3.401
24	0.044	0.000	-0.013	0.478	-0.382	0.612	1.952

(3)　部材断面力

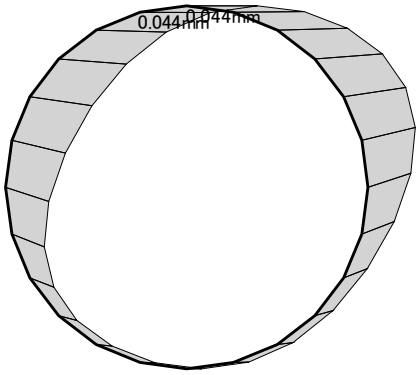
部材番号	節点番号	レベル1地震時			常時 + レベル1地震時		
		軸　力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kNm)	軸　力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kNm)
1	1	-0.00391	-0.01762	0.00000	1.84790	-0.26142	-0.06254
	2	-0.00391	-0.01762	-0.00069	1.95099	0.64009	-0.05512
2	2	-0.01304	-0.01375	-0.00069	2.04548	0.11559	-0.05512
	3	-0.01304	-0.01375	-0.00123	2.32224	0.98295	-0.03365
3	3	-0.01939	-0.00547	-0.00123	2.49428	0.35285	-0.03365
	4	-0.01939	-0.00547	-0.00145	2.89296	1.19050	-0.00362
4	4	-0.01937	0.00490	-0.00145	3.10328	0.40635	-0.00362
	5	-0.01937	0.00490	-0.00125	3.60410	1.24400	0.02831
5	5	-0.01290	0.01349	-0.00125	3.80780	0.27254	0.02831
	6	-0.01290	0.01349	-0.00073	4.43053	1.13991	0.05539
6	6	-0.00350	0.01782	-0.00073	4.58006	-0.04419	0.05539
	7	-0.00350	0.01782	-0.00003	5.37646	0.85732	0.07060
7	7	0.00467	0.01820	-0.00003	3.83786	-0.35524	0.07060
	8	0.00467	0.01820	0.00069	3.94096	0.42785	0.07279
8	8	0.01449	0.01443	0.00069	3.92268	-0.60866	0.07279
	9	0.01449	0.01443	0.00126	4.13814	-0.08849	0.05976
9	9	0.02141	0.00578	0.00126	3.97791	-1.16092	0.05976
	10	0.02141	0.00578	0.00148	4.19687	-0.87557	0.02024
10	10	0.02138	-0.00521	0.00148	3.82646	-1.93720	0.02024
	11	0.02138	-0.00521	0.00128	3.19902	-0.80141	-0.03327
11	11	0.01435	-0.01417	0.00128	2.87763	-1.60568	-0.03327
	12	0.01435	-0.01417	0.00072	2.45706	-0.39112	-0.07238
12	12	0.00426	-0.01839	0.00072	2.26618	-1.01472	-0.07238
	13	0.00426	-0.01839	0.00000	2.11403	0.25937	-0.08720
13	13	-0.00426	-0.01839	0.00000	2.10551	-0.29614	-0.08720
	14	-0.00426	-0.01839	-0.00072	2.25765	0.97794	-0.07382
14	14	-0.01435	-0.01417	-0.00072	2.42836	0.36279	-0.07382
	15	-0.01435	-0.01417	-0.00128	2.84893	1.57734	-0.03583
15	15	-0.02138	-0.00521	-0.00128	3.15625	0.79100	-0.03583
	16	-0.02138	-0.00521	-0.00148	3.78370	1.92679	0.01728
16	16	-0.02141	0.00578	-0.00148	4.15406	0.88712	0.01728
	17	-0.02141	0.00578	-0.00126	3.93510	1.17247	0.05725
17	17	-0.01449	0.01443	-0.00126	4.10916	0.11735	0.05725
	18	-0.01449	0.01443	-0.00069	3.89370	0.63752	0.07141
18	18	-0.00467	0.01820	-0.00069	3.93162	-0.39146	0.07141
	19	-0.00467	0.01820	0.00003	3.82852	0.39163	0.07066

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	0.00350	0.01782	0.00003	5.38346	-0.82169	0.07066
	20	0.00350	0.01782	0.00073	4.58707	0.07982	0.05684
20	20	0.01290	0.01349	0.00073	4.45634	-1.11293	0.05684
	21	0.01290	0.01349	0.00125	3.83361	-0.24557	0.03082
21	21	0.01937	0.00490	0.00125	3.64284	-1.23420	0.03082
	22	0.01937	0.00490	0.00145	3.14203	-0.39655	-0.00073
22	22	0.01939	-0.00547	0.00145	2.93174	-1.20144	-0.00073
	23	0.01939	-0.00547	0.00123	2.53307	-0.36379	-0.03119
23	23	0.01304	-0.01375	0.00123	2.34832	-1.01045	-0.03119
	24	0.01304	-0.01375	0.00069	2.07156	-0.14308	-0.05373
24	24	0.00391	-0.01762	0.00069	1.95881	-0.67533	-0.05373
	1	0.00391	-0.01762	0.00000	1.85572	0.22617	-0.06254

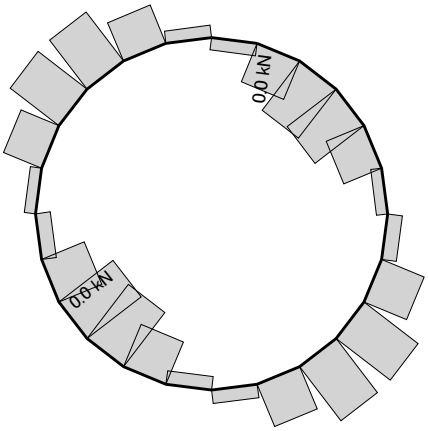
(4)　部材最大最小断面力

	軸　　力 (kN)	せん断力 (kN)	曲げモーメント (kNm)
最大	5.38346	1.92679	0.07279
最小	1.84790	-0.87557	-0.08720

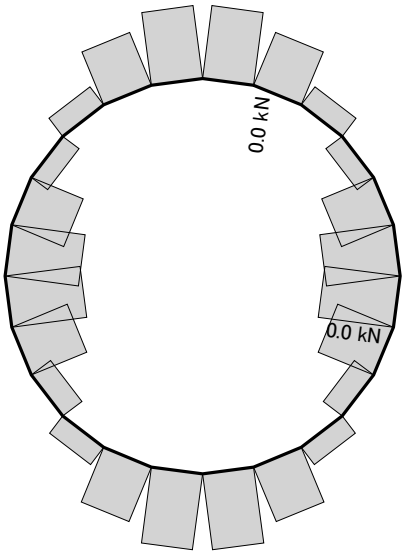
(5)　変位・断面力図



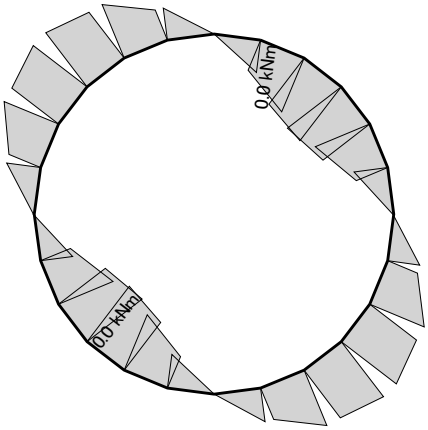
(a) 変位図



(b) 軸力図

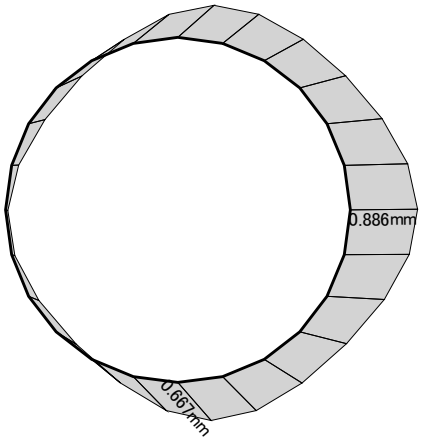


(c) せん断力図

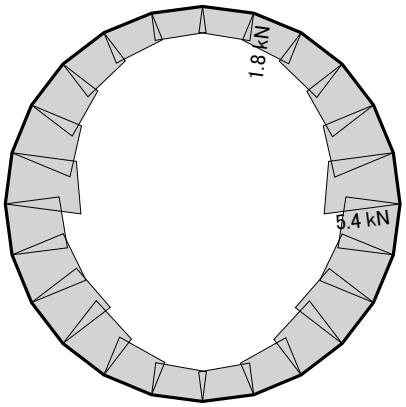


(d) 曲げモーメント図

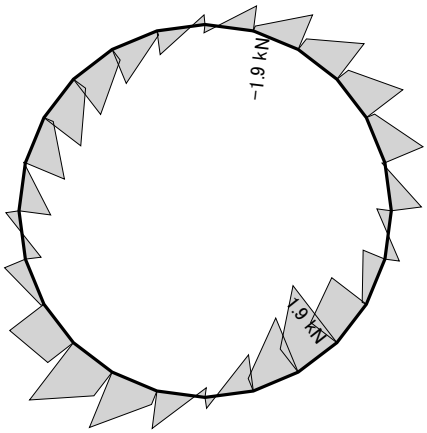
図-28 変位・断面力図（レベル1地震時）



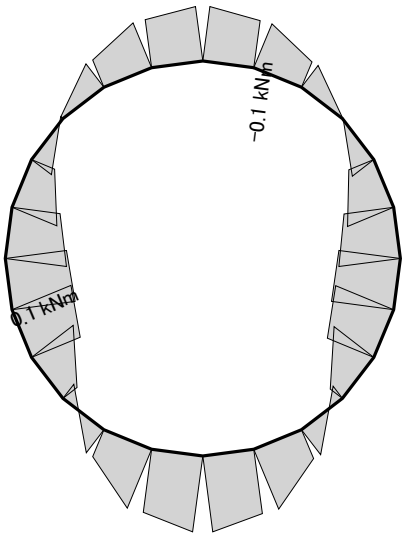
(a) 変位図



(b) 軸力図



(c) せん断力図



(d) 曲げモーメント図

図-29 変位・断面力図（常時 + レベル1地震時）

2.6.4.3　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

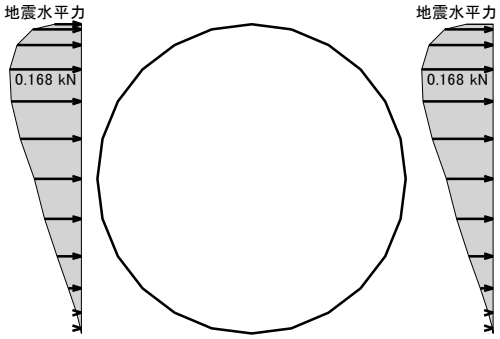


図-30 荷重図

(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 δ_x (mm)	Y軸方向変位 δ_y (mm)	Z軸回り回転角 α_z $\times10^{-3}$(rad)	X軸方向変位 δ_x (mm)	Y軸方向変位 δ_y (mm)	合成変位 δ (mm)	Z軸回り回転角 α_z $\times10^{-3}$(rad)
1	0.139	0.000	-0.006	0.569	-0.421	0.708	-0.006
2	0.139	0.001	-0.040	0.565	-0.381	0.681	-2.006
3	0.137	0.004	-0.137	0.523	-0.277	0.592	-3.582
4	0.133	0.010	-0.271	0.428	-0.150	0.454	-4.357
5	0.122	0.018	-0.407	0.295	-0.044	0.298	-4.142
6	0.105	0.025	-0.506	0.164	0.013	0.165	-2.962
7	0.085	0.028	-0.544	0.085	0.028	0.089	-1.067
8	0.064	0.025	-0.510	0.086	0.031	0.091	1.167
9	0.047	0.018	-0.413	0.167	0.068	0.180	3.299
10	0.036	0.010	-0.275	0.292	0.168	0.337	4.642
11	0.031	0.003	-0.137	0.401	0.315	0.510	4.409
12	0.030	0.000	-0.037	0.454	0.448	0.638	2.661
13	0.030	0.000	0.000	0.459	0.502	0.680	0.000
14	0.030	0.000	-0.037	0.465	0.447	0.645	-2.734
15	0.031	-0.003	-0.137	0.520	0.308	0.605	-4.683
16	0.036	-0.010	-0.275	0.640	0.148	0.657	-5.193
17	0.047	-0.018	-0.413	0.786	0.032	0.787	-4.124
18	0.064	-0.025	-0.510	0.901	-0.019	0.901	-2.188
19	0.085	-0.028	-0.544	0.944	-0.028	0.944	-0.020
20	0.105	-0.025	-0.506	0.906	-0.037	0.906	1.950
21	0.122	-0.018	-0.407	0.809	-0.080	0.813	3.329
22	0.133	-0.010	-0.271	0.696	-0.170	0.717	3.815
23	0.137	-0.004	-0.137	0.611	-0.285	0.674	3.308
24	0.139	-0.001	-0.040	0.572	-0.383	0.688	1.925

(3)　部材断面力

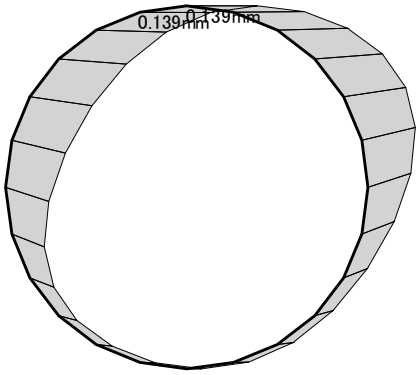
部材番号	節点番号	レベル2地震時			常時 + レベル2地震時		
		軸　力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kNm)	軸　力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kNm)
1	1	-0.01225	-0.05522	0.00000	1.83956	-0.29901	-0.06254
	2	-0.01225	-0.05522	-0.00217	1.94265	0.60250	-0.05660
2	2	-0.04086	-0.04308	-0.00217	2.01766	0.08625	-0.05660
	3	-0.04086	-0.04308	-0.00386	2.29442	0.95362	-0.03628
3	3	-0.06077	-0.01715	-0.00386	2.45291	0.34118	-0.03628
	4	-0.06077	-0.01715	-0.00454	2.85158	1.17883	-0.00671
4	4	-0.06070	0.01535	-0.00454	3.06195	0.41680	-0.00671
	5	-0.06070	0.01535	-0.00393	3.56277	1.25445	0.02563
5	5	-0.04043	0.04227	-0.00393	3.78027	0.30132	0.02563
	6	-0.04043	0.04227	-0.00227	4.40300	1.16869	0.05385
6	6	-0.01097	0.05582	-0.00227	4.57259	-0.00618	0.05385
	7	-0.01097	0.05582	-0.00008	5.36899	0.89532	0.07055
7	7	0.01463	0.05702	-0.00008	3.84783	-0.31641	0.07055
	8	0.01463	0.05702	0.00216	3.95092	0.46667	0.07427
8	8	0.04540	0.04521	0.00216	3.95359	-0.57788	0.07427
	9	0.04540	0.04521	0.00394	4.16905	-0.05771	0.06244
9	9	0.06707	0.01810	0.00394	4.02358	-1.14860	0.06244
	10	0.06707	0.01810	0.00465	4.24254	-0.86324	0.02341
10	10	0.06701	-0.01631	0.00465	3.87209	-1.94831	0.02341
	11	0.06701	-0.01631	0.00401	3.24464	-0.81252	-0.03054
11	11	0.04496	-0.04440	0.00401	2.90825	-1.63591	-0.03054
	12	0.04496	-0.04440	0.00226	2.48767	-0.42135	-0.07084
12	12	0.01335	-0.05762	0.00226	2.27527	-1.05395	-0.07084
	13	0.01335	-0.05762	0.00000	2.12312	0.22014	-0.08720
13	13	-0.01335	-0.05762	0.00000	2.09641	-0.33537	-0.08720
	14	-0.01335	-0.05762	-0.00226	2.24856	0.93871	-0.07537
14	14	-0.04496	-0.04440	-0.00226	2.39775	0.33256	-0.07537
	15	-0.04496	-0.04440	-0.00401	2.81832	1.54712	-0.03855
15	15	-0.06701	-0.01631	-0.00401	3.11063	0.77990	-0.03855
	16	-0.06701	-0.01631	-0.00465	3.73807	1.91569	0.01411
16	16	-0.06707	0.01810	-0.00465	4.10839	0.89944	0.01411
	17	-0.06707	0.01810	-0.00394	3.88943	1.18479	0.05457
17	17	-0.04540	0.04521	-0.00394	4.07825	0.14813	0.05457
	18	-0.04540	0.04521	-0.00216	3.86279	0.66830	0.06994
18	18	-0.01463	0.05702	-0.00216	3.92165	-0.35263	0.06994
	19	-0.01463	0.05702	0.00008	3.81856	0.43046	0.07071

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	0.01097	0.05582	0.00008	5.39093	-0.78368	0.07071
	20	0.01097	0.05582	0.00227	4.59454	0.11783	0.05839
20	20	0.04043	0.04227	0.00227	4.48386	-1.08415	0.05839
	21	0.04043	0.04227	0.00393	3.86114	-0.21679	0.03350
21	21	0.06070	0.01535	0.00393	3.68417	-1.22375	0.03350
	22	0.06070	0.01535	0.00454	3.18336	-0.38610	0.00236
22	22	0.06077	-0.01715	0.00454	2.97312	-1.21312	0.00236
	23	0.06077	-0.01715	0.00386	2.57444	-0.37547	-0.02856
23	23	0.04086	-0.04308	0.00386	2.37614	-1.03978	-0.02856
	24	0.04086	-0.04308	0.00217	2.09938	-0.17242	-0.05226
24	24	0.01225	-0.05522	0.00217	1.96715	-0.71293	-0.05226
	1	0.01225	-0.05522	0.00000	1.86406	0.18858	-0.06254

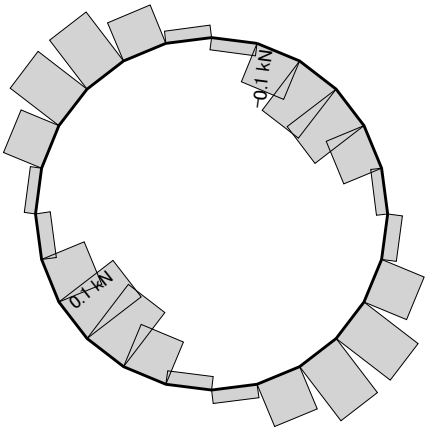
(4)　部材最大最小断面力

	軸　　力 (kN)	せん断力 (kN)	曲げモーメント (kNm)
最大	5.39093	1.91569	0.07427
最小	1.83956	-0.86324	-0.08720

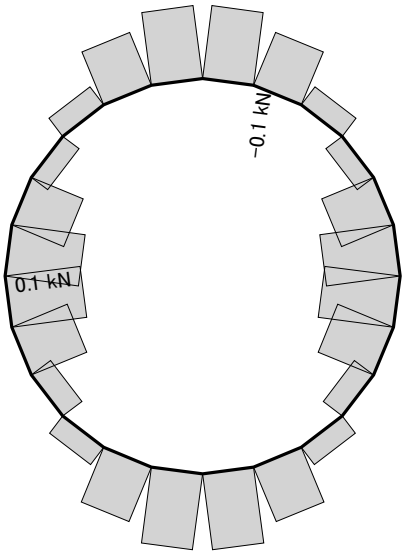
(5)　変位・断面力図



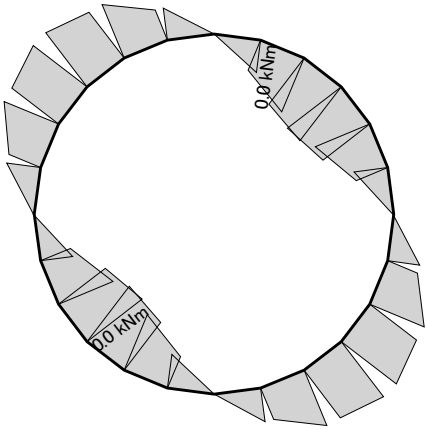
(a) 変位図



(b) 軸力図

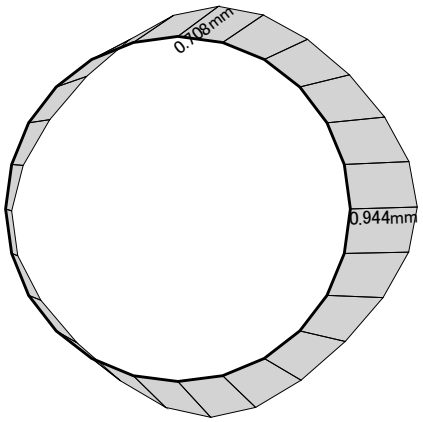


(c) せん断力図

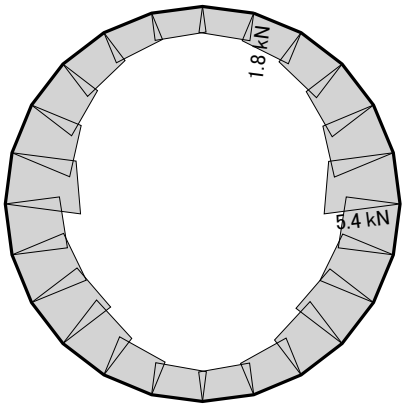


(d) 曲げモーメント図

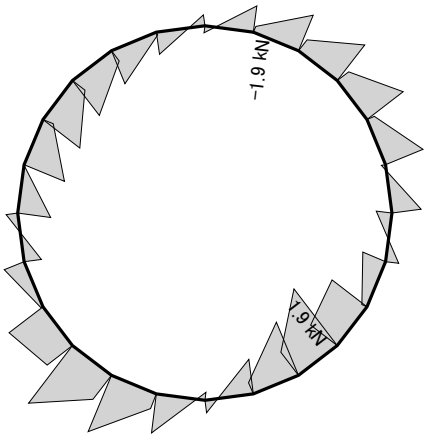
図-31 変位・断面力図（レベル2地震時）



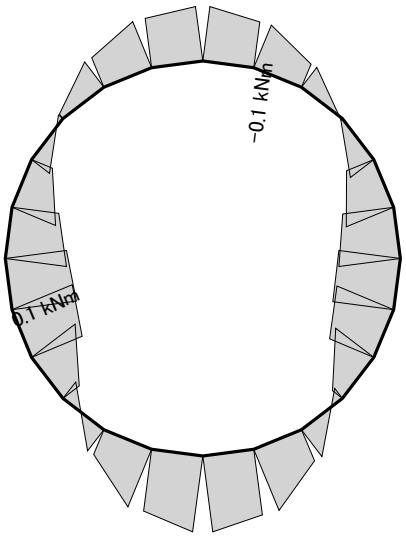
(a) 変位図



(b) 軸力図



(c) せん断力図



(d) 曲げモーメント図

図-32 変位・断面力図（常時 + レベル2地震時）

2.6.5　管体の安全性の照査

2.6.5.1　レベル1地震時

管体の安全性の照査は式(49)で行う。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leqq \sigma_a \qquad \cdots\cdots\cdots(49)$$

ここで、σ ： 曲げ応力度 (N/mm^2)

σ_a ： 使用限界に対する許容値　17.7 (N/mm^2)

M ： 最大曲げモーメント　87.2 (Nmm)

Z ： 管壁の断面係数　(mm^3)

$Z = 17.0^2/6 = 48.2$ (mm^3)

曲げ応力度：

$$\sigma = \frac{87.2}{48.2} = 1.81\ (N/mm^2) \leqq \sigma_a = 17.7\ (N/mm^2) \quad \cdots\cdots\cdots(Ok)$$

2.6.5.2　レベル2地震時

管体の安全性の照査は式(50)で行う。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leqq \sigma_a \qquad \cdots\cdots\cdots(50)$$

ここで、σ ： 曲げ応力度 (N/mm^2)

σ_a ： 終局限界に対する許容値　88.0 (N/mm^2)

M ： 最大曲げモーメント　87.2 (Nmm)

Z ： 管壁の断面係数　(mm^3)

$Z = 17.0^2/6 = 48.2$ (mm^3)

曲げ応力度：

$$\sigma = \frac{87.2}{48.2} = 1.81\ (N/mm^2) \leqq \sigma_a = 88.0\ (N/mm^2) \quad \cdots\cdots\cdots(Ok)$$

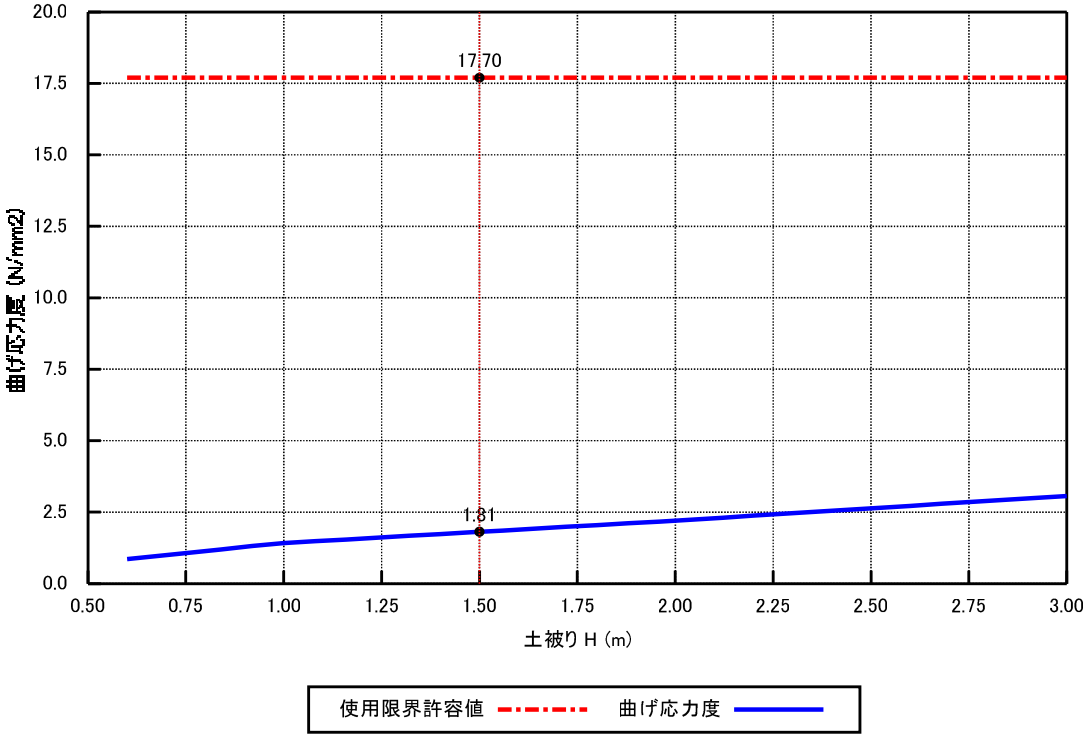


図-33 レベル1地震時 曲げ応力度

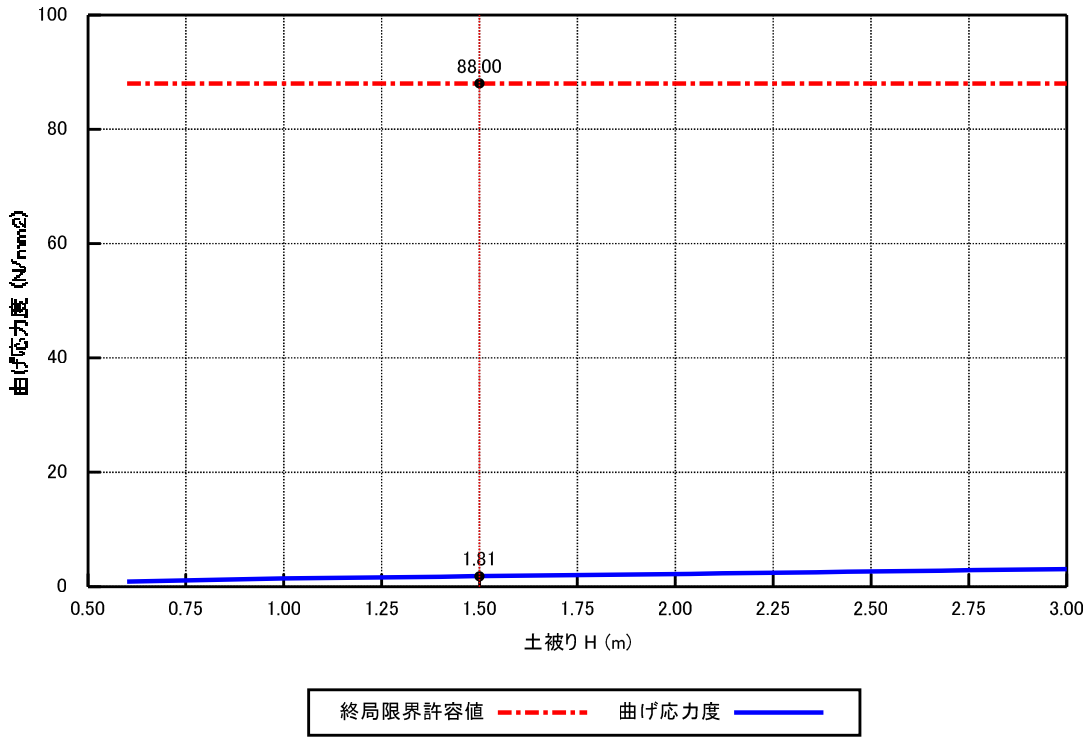


図-34 レベル2地震時 曲げ応力度

管路構造計算システムVer30（設計計算書の計算例/総括印刷）

目　　次

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　埋設深の検討 4
2.1　浮上に対する検討 4
2.2　凍結深の検討 5
3　荷重の計算 6
3.1　埋戻し土による土圧 6
3.1.1　鉛直土圧 6
3.1.2　水平土圧 7
3.2　活荷重による土圧 8
3.2.1　自動車荷重による土圧 8
3.3　載荷重による土圧 9
3.4　施工時荷重 10
3.5　管内水重 11
3.6　管体自重 11
3.6.1　管体の重量 11
3.6.2　管体自重による水平荷重 12
4　曲げモーメントの算出 13
4.1　算出式 13
4.2　曲げモーメントの集計 14
4.2.1　断面1 14
4.2.2　断面2 14
5　管体の安全性の照査 15
5.1　許容水圧の算出 15
5.2　たわみ率の算出 16
5.3　施工時の検討 17
5.3.1　所要管厚の算出 17
5.3.2　たわみ率の算出 18
5.4　地震時の検討 20
5.4.1　解析モデル 20
5.4.1.1　節点座標 20
5.4.1.2　部材の定数 21
5.4.1.3　地盤のばね定数 21
5.4.2　常時荷重の計算 23
5.4.2.1　鉛直土圧 23
5.4.2.2　水平土圧および水圧 23

5.4.2.3　底面地盤反力.....24
5.4.3　地震水平力の計算 25
5.4.3.1　地盤の固有周期.....25
5.4.3.2　地震動の最大変位振幅.....26
5.4.3.3　地盤変位による地震水平力.....27
5.4.4　常時荷重による変位および断面力 29
5.4.4.1　断面1.....29
5.4.4.2　断面2.....29
5.4.5　レベル1地震時の変位および断面力 31
5.4.5.1　断面1.....31
5.4.5.2　断面2.....31
5.4.6　レベル2地震時の変位および断面力 33
5.4.6.1　断面1.....33
5.4.6.2　断面2.....33
5.4.7　管体の安全性の照査 35
5.4.7.1　レベル1地震時.....35
5.4.7.2　レベル2地震時.....35

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」令和3年6月
農林水産省 農村振興局

1.2　水圧条件

静水圧　　H= 0.240 (MPa)
水撃圧　　H= 0.240 (MPa)

1.3　施工条件

布設の状態　素掘り施工（溝形）
土かぶり　　H= 0.500～1.500 (m)
管心レベルの溝幅　B_c= 1.418～1.618 (m)
標準溝幅　　B_s= 1.000 (m)　　……(基準書 p.319)

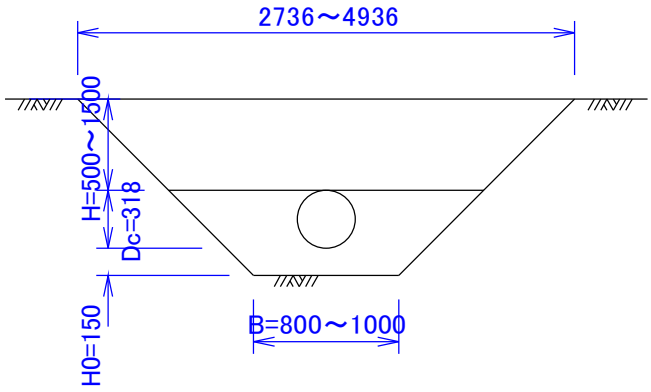


図-1 寸法図

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　　ϕ = 30.0 °
埋戻し土の単位体積重量　　γ = 18.0 (kN/m^3)
埋戻し土の飽和単位体積重量　　γ_{sat}= 19.0 (kN/m^3)
基礎の施工支持角　　$2\theta'$= 360.0 °
基礎の設計支持角　　2θ = 90.0 °
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 = 1.3

1.5　管の諸元

管　種　　肉厚硬質ポリ塩化ビニル管φ300(VP)
管外径　　D_c= 318.0 (mm)
管　厚　　T= 17.0 (mm)
計算管厚　　t= T = 17.0 (mm)
内　径　　D= 299.6 (mm)
管厚中心半径　　R= 150.5 (mm)

管材の単位体積重量　　γ_p=　　14.0 (kN/m^3)
管材のヤング係数（短期）E_S=　　3.0×10^6 (kN/m^2)
管材のヤング係数（長期）E_L=　　2.4×10^6 (kN/m^2)

1.6　荷　重

自動車荷重　T-14　　……(基準書 p.299)
後輪荷重 P = 55.0 (kN)

雪荷重　　W_S= 1.000 (kN/m^2)　　……(基準書 p.301)

施工時荷重　任意　　……(基準書 p.301～302)
接地圧　q_B = 20.0 (kN/m^2)
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300㎜以下であるから、e'=3,000kN/m^{2}とする。　　……(基準書 p.317)

2　埋設深の検討

2.1　浮上に対する検討

地下水位が高く、管路が浮上する恐れのあるところでは、管体空虚時に管路が浮上しない深さとする。浮上に対する検討には式(1)を用いる。

……(基準書 p.276)

$$H \geqq \frac{\pi \cdot D_c}{4} \cdot \frac{S \cdot w_0 - \left\{ 1-(D/D_c)^2 \right\} \cdot \gamma_p}{w - w_0} \qquad \cdots\cdots\cdots(1)$$

ここで、　H:管路が浮上しないための最小土かぶり (m)
D:管の内径 (m)
D_c:管の外径 (m)
S:安全率　1.20
w:埋戻し土の飽和単位体積重量　19.00 (kN/m^3)
w_0:水の単位体積重量　9.80 (kN/m^3)
γ_p:管材の単位体積重量　14.00 (kN/m^3)

従って、最小土かぶりは下表のようになる。

		管の外径 D_c (m)	管の内径 D (m)	設計用内径 D (m)	最小土かぶり (m)
1	断面1	0.3180	0.2996	0.2840	0.242
2	断面2	0.3180	0.2996	0.2840	0.242

2.2 凍結深の検討

寒冷地における埋設深は凍結深以下とする。凍結深は式(2)により求める。

・・・・・・(土地改良事業設計基準 設計「農道」技術書 p.395)

$$Z = C \cdot \sqrt{F} = 5.00 \times \sqrt{180.0} = 67.1 \text{ (cm)} = 0.671 \text{ (m)} \quad \cdots\cdots\cdots (2)$$

ここで、 Z:凍結深さ (cm)

C:定数 5.00 (一般に3～5)

F:凍結指数 180.00 (℃・days)

3　荷重の計算

3.1　埋戻し土による土圧

3.1.1　鉛直土圧

鉛直土圧は土かぶり2m以下においては式(3)の垂直土圧公式により、2mを超える場合は式(4)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(6))より大きい場合は、式(6)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 p.294～295)

垂直土圧公式：　$W_v = w \cdot H$　……(3)

マーストン公式（溝形）：　$W_v = C_d \cdot w \cdot B$　……(4)

$$C_d = \frac{1-e^{-2K \cdot \mu'(H/B)}}{2K \cdot \mu'}$$　……(5)

マーストン公式（突出形）：　$W_v = C_c \cdot w \cdot D_c$　……(6)

$H \leqq H_e$ のとき(完全溝状)

$$C_c = \frac{e^{-2K \cdot \mu(H/D_c)}-1}{-2K \cdot \mu}$$　……(7)

$H > H_e$ のとき(不完全溝状)

$$C_c = \frac{e^{-2K \cdot \mu(H_e/D_c)}-1}{-2K \cdot \mu} + \left(\frac{H}{D_c} - \frac{H_e}{D_c} \right) \cdot e^{-2K \cdot \mu(H_e/D_c)}$$　……(8)

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/m²）

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

$$K = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = \frac{1-\sin 30}{1+\sin 30} = 0.333$$　……(9)

μ：埋戻し土の内部摩擦係数　$\mu = \tan\phi = \tan 30° = 0.577$

μ'：埋戻し土と地山の摩擦係数　$\mu' = \tan\phi' = \tan 30° = 0.577$
（ただし、$\phi' = \phi$ とする）

w：埋戻し土の単位体積重量 18.0（kN/m³）

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(10)で求める。（m)

p：突出比　p = 1.00

γ_{sd}：沈下比　$\gamma_{sd} = -0.100$（締固めI）（基準書 p.293, 表-9.3.2）

$$\frac{e^{-2K\cdot\mu(H_e/D_c)}-1}{-2K\cdot\mu}\left\{\frac{1}{2K\cdot\mu}-\left(\frac{H}{D_c}-\frac{H_e}{D_c}\right)-\frac{\gamma_{sd}\cdot P}{3}\right\}-\frac{1}{2}\cdot\frac{H_e^2}{D_c^2}$$

$$-\frac{\gamma_{sd}\cdot P}{3}\cdot\left(\frac{H}{D_c}-\frac{H_e}{D_c}\right)\cdot e^{-2K\cdot\mu(H_e/D_c)}-\frac{1}{2K\cdot\mu}\cdot\frac{H_e}{D_c}+\frac{H}{D_c}\cdot\frac{H_e}{D_c}$$

$$=-\gamma_{sd}\cdot P\cdot\frac{H}{D_c} \qquad \cdots\cdots\cdots(10)$$

断　　面		土かぶり H (m)	溝　幅 B (m)	H_e (m)	C_d	C_c	鉛直土圧 W_v(kN/m²)
1	断面1	0.500	1.736	-----	-----	-----	9.00
2	断面2	1.500	1.936	-----	-----	-----	27.00

3.1.2　水平土圧

水平土圧は式(11),(12)により求める。　　……(基準書 p.294～295)

$$P_v = \frac{1}{F_1}\cdot\frac{e'}{R}\cdot\frac{\Delta X_1}{2} \qquad \cdots\cdots\cdots(11)$$

$$\Delta X_1 = F_1\cdot\frac{2K\cdot W_v\cdot R^4}{E_L\cdot I+0.061e'\cdot R^3} \qquad \cdots\cdots\cdots(12)$$

ここで、P_v：管体側面中心に作用する水平土圧 (kN/m²)
ΔX_1：鉛直土圧による水平たわみ量 (m)
(基準書 p.314, 式9.4.9bのうち、鉛直土圧によるたわみ量)
F_1：変形遅れ係数　1.30
e'：基礎材の反力係数 (kN/m²)
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_v：鉛直土圧 (kN/m²)
E_L・I：管体の剛度(長期) (kN・m²)

断　　面		管厚中心半径 R_c (m)	管体の剛度 E_L・I (kN・m²)	設計支持角 (°)	係数 K	鉛直土圧 W_v (kN/m²)	たわみ量 ΔX_1 (m)	水平土圧 P_v (kN/m²)
1	断面1	0.151	0.983	90.0	0.096	9.00	0.00072	5.500
2	断面2	0.151	0.983	90.0	0.096	27.00	0.00215	16.501

3.2　活荷重による土圧

3.2.1　自動車荷重による土圧

自動車荷重による鉛直荷重は、輪荷重が接地幅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(13)で求める。

……(基準書 p.299～301)

また、自動車荷重による水平土圧は式(14)のスパングラー公式により求める。

$$W_w = \frac{P \cdot \beta}{W} \qquad \cdots\cdots\cdots(13)$$

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

$$P = \frac{2P_r}{2.75} \times (1+i) = \frac{2 \times 55.0}{2.75} \times (1+i) \qquad \cdots\cdots\cdots(15)$$

$$\Delta X_2 = F_2 \cdot \frac{2K \cdot W_w \cdot R^4}{E_S \cdot I + 0.061 e' \cdot R^3} \qquad \cdots\cdots\cdots(16)$$

ここで、W_w：輪荷重による鉛直土圧　(kN/m²)
P_w：管体側面中心に作用する水平土圧　(kN/m²)
P ：進行直角方向単位長さあたりの後輪荷重　(kN/m)
ΔX_2：活荷重による水平たわみ量　(m)
P_r：後輪荷重　55.0　(kN/m)　(T-14)
W ：後輪荷重の車両進行方向分布幅　(m)
h ：土かぶり　(m)
β ：断面力の低減係数　1.0
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/m²)
R ：管厚中心半径　(m)
K ：設計支持角により決まる係数
$E_S \cdot I$：管体の剛度(短期)　(kN･m²)

断面		土かぶり h (m)c	管厚中心 半径R(m)	剛度 $E_S \cdot I$ (kN･m²)	設計支持角 (°)
1	断面1	0.500	0.151	1.228	90.0
2	断面2	1.500	0.151	1.228	90.0

断面		衝撃係数 i	係数 K	後輪荷重 P (kN/m)	鉛直土圧 W_w(kN/m²)	たわみ量 ΔX_2 (m)	水平土圧 P_w(kN/m²)
1	断面1	0.300	0.096	52.000	43.333	0.00230	22.970
2	断面2	0.200	0.096	48.000	15.000	0.00080	7.951

3.3　載荷重による土圧

載荷重による水平土圧は式(17),(18)のスパングラー公式により求める。

$$P = \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_1}{2} \qquad \cdots\cdots\cdots(17)$$

$$\Delta X_1 = F_1 \cdot \frac{2K \cdot W \cdot R^4}{E_L \cdot I + 0.061 e' \cdot R^3} \qquad \cdots\cdots\cdots(18)$$

ここで、P ：管体側面中心に作用する水平土圧 (kN/m²)
W ：載荷重による鉛直土圧 (kN/m²)
F_1：変形遅れ係数　1.30
e’：基礎材の反力係数 (kN/m²)
R ：管厚中心半径 (m)
ΔX_1：鉛直土圧による水平たわみ量 (m) ‥‥(基準書 p.314)
K ：設計支持角により決まる係数
$E_L \cdot I$：管体の剛度(長期) (kN･m²)

断　面		管厚中心半径R(m)	剛度 $E_L \cdot I$ (kN･m²)	設計支持角 (°)	係数 K
1	断面1	0.151	0.983	90.0	0.096
2	断面2	0.151	0.983	90.0	0.096

断　面		雪荷重 W_S(kN/m²)	鉛直土圧 W_q(kN/m²)	たわみ量 ΔX_1 (m)	水平土圧 P_q(kN/m²)
1	断面1	1.000	1.000	0.000	0.611
2	断面2	1.000	1.000	0.000	0.611

3.4　施工時荷重

施工時荷重による鉛直土圧は式(19)で求める。　　……(基準書 p.301～302)

$$W_B = n \cdot q_B \cdot (1+i) \cdot \frac{b}{B} = n \cdot q_B \cdot (1+i) \cdot \frac{b}{b+2H \tan\theta} \quad \cdots\cdots\cdots(19)$$

$$= n \times 20.0 \times (1+0.0) \times \frac{0.400}{0.400+2H \tan 45^\circ}$$

施工時荷重による水平土圧式(20),(21)で求める。

$$P_B = \frac{1}{F_2} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_2}{2} \quad \cdots\cdots\cdots(20)$$

$$\Delta X_2 = F_2 \cdot \frac{2K \cdot W_B \cdot R^4}{E_S \cdot I + 0.061 e' \cdot R^3} \quad \cdots\cdots\cdots(21)$$

ここで、W_B：施工時荷重による鉛直土圧　(kN/m²)
P_B：施工時荷重による水平土圧　(kN/m²)
ΔX_2：活荷重による水平たわみ量　(m)
b ：クローラ幅　0.400 (m)
L ：クローラ間隔　1.300 (m)
B ：1つのクローラの荷重分布幅 (m)
n ：荷重に考慮するクローラ数
　B≦Lなら n=1 、B＞Lなら n=2
q_B：施工機械の接地圧　20.0 (kN/m²) (任意)
i ：衝撃係数　0.0
H ：土かぶり　(m)
θ ：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/m²)
R ：管厚中心半径　(m)
K ：設計支持角により決まる係数
$E_S \cdot I$：管体の剛度(短期)　(kN･m²)

断面		土かぶり H (m)	荷重分布幅 B (m)	n	鉛直土圧 W_B(kN/m²)
1	断面1	0.500	1.400 ＞ L	2	11.429
2	断面2	1.500	3.400 ＞ L	2	4.706

断面		鉛直土圧 W_B(kN/m²)	管厚中心半径R(m)	剛度 $E_S \cdot I$ (kN･m²)	設計支持角 (°)	係数 K	たわみ量 ΔX_2 (m)	水平土圧 P_B(kN/m²)
1	断面1	11.429	0.151	1.228	90.0	0.096	0.00061	6.058
2	断面2	4.706	0.151	1.228	90.0	0.096	0.00025	2.495

3.5　管内水重

管内水重による水平荷重は式(22),(23)で求める。　　・・・・・・(基準書 p.303～304)

$$P_0 = \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_2}{2} \qquad \cdots\cdots\cdots (22)$$

$$\Delta X_2 = F_1 \cdot \frac{2K_0 \cdot W_0 \cdot R^5}{E_L \cdot I + 0.061 e' \cdot R^3} \qquad \cdots\cdots\cdots (23)$$

ここで、P_0：管内水重による水平荷重　　(kN/m²)
ΔX_2：水平たわみ量　　(m)
F_1：変形遅れ係数　　F_1= 1.30
e'：基礎材の反力係数　　(kN/m²)
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/m³)
$E_L \cdot I$：管体の剛度(長期)　　(kN・m²/m)

断　面		管厚中心半径 R (m)	管体の剛度 $E_L \cdot I$ (kN・m²/m)	設計支持角 (°)	係数 K_0	水平たわみ量 ΔX_2(m)	水平荷重 P_0 (kN/m²)
1	断面1	0.151	0.983	90.0	0.085	0.00010	0.798
2	断面2	0.151	0.983	90.0	0.085	0.00010	0.798

3.6　管体自重

3.6.1　管体の重量

管材の単位体積重量　γ_p = 14.0 (kN/m³)

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_c (mm)	管の内径 D (mm)	設計管厚 t (mm)	W_p (kN/m²)	W_d (kN/m)
1	断面1	318.0	299.6	17.0	0.238	0.225
2	断面2	318.0	299.6	17.0	0.238	0.225

3.6.2　管体自重による水平荷重

管体自重による水平荷重は式(24),(25)により求める。　　……(基準書 p.303)

$$P_P = \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X}{2} \qquad \cdots\cdots\cdots(24)$$

$$\Delta X = F_1 \cdot \frac{2K_P \cdot W_P \cdot R^4}{E_L \cdot I + 0.061 e' \cdot R^3} \qquad \cdots\cdots\cdots(25)$$

ここで、P_p：管体自重による水平荷重　(kN/m²)
ΔX：水平たわみ量　(m)
F_1：変形遅れ係数　1.30
e'：基礎材の反力係数　(kN/m²)
R：管厚中心半径　(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/m²)
$E_L \cdot I$：管体の剛度(長期)　(kN・m²/m)

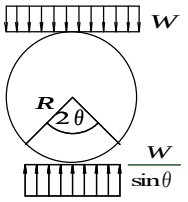
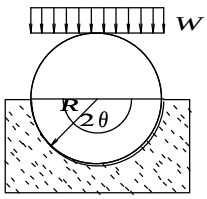
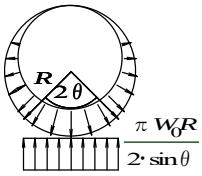
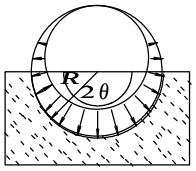
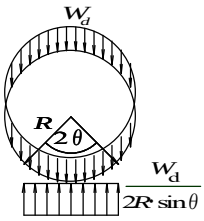
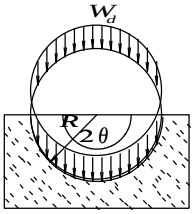
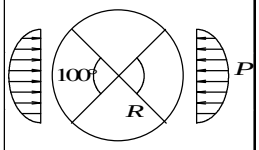
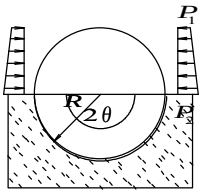
断面		管厚中心半径 R (m)	管体の剛度 $E_L \cdot I$ (kN・m²/m)	設計支持角 (°)	係数 K_p	たわみ量 ΔX (m)	水平荷重 P_p (kN/m²)
1	断面1	0.151	0.983	90.0	0.169	0.00003	0.256
2	断面2	0.151	0.983	90.0	0.169	0.00003	0.256

4　曲げモーメントの算出

4.1　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°)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 (2θ°)	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 (kN/m²)	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 (kN/m³)	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 (kN/m³)	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 (kN/m³)	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）

4.2　曲げモーメントの集計

4.2.1　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	0.06401	-0.02068
自動車荷重	0.30819	-0.08637
載荷重	0.00711	-0.00230
施工時荷重	0.08128	-0.02278
管内水重	0.01072	-0.00300
管体自重	0.00345	-0.00096
合　計（常　時）	0.2802	
合　計（施工時）	0.1043	

4.2.2　断面2

（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	0.19203	-0.06204
自動車荷重	0.10668	-0.02990
載荷重	0.00711	-0.00230
施工時荷重	0.03347	-0.00938
管内水重	0.01072	-0.00300
管体自重	0.00345	-0.00096
合　計（常　時）	0.2218	
合　計（施工時）	0.1566	

5　管体の安全性の照査

5.1　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(26)で求められる。

・・・・・・・・(基準書 p.312～313)

$$t \geqq \frac{0.5D \cdot H + \sqrt{(0.5D \cdot H)^2 + 24\alpha \cdot \sigma_a \cdot M}}{2\sigma_a} \qquad \cdots\cdots\cdots(26)$$

ここで、 t ：設計管厚　　(mm)
D ：管の内径　　(mm)
H_i ：設計水圧　　(MPa)
α ：引張応力/曲げ応力　α = 0.55
σ_a ：許容引張応力度　　(N/mm^2)
M ：管体に生じる最大曲げモーメント　(N･mm/mm)

(26)式で、設計水圧Hを許容水圧H_aと置き換え、変形した式(27)により許容水圧H_aを求める。なお、式中のtは設計管厚である。

$$H_a = \frac{\sigma_a \cdot t^2 - 6\alpha \cdot M}{0.5D \cdot t} \qquad \cdots\cdots\cdots(27)$$

断　面		管の内径 D (mm)	設計管厚 t (mm)	許容引張応力度 σ_a(N/mm^2)	最大曲げモーメント M(N･mm/mm)	許容水圧 H_a (MPa)	設計水圧 H (MPa)	判定
1	断面1	284.0	17.0	12.5	280.2	1.113	0.480	OK
2	断面2	284.0	17.0	12.5	221.8	1.193	0.480	OK

(26)式で求められる必要管厚は以下の通りである。計算された管厚tに対して設計管厚が満たしていることを確認する。

ここで、 t ：応力計算から求められる必要管厚　(mm)

断　面		管の内径 D (mm)	設計管厚 (mm)	設計水圧 H (MPa)	必要管厚 t (mm)	腐食代及び余裕厚 (mm)	最終管厚 T (mm)	判定
1	断面1	284.0	17.0	0.5	11.749	-----	-----	OK
2	断面2	284.0	17.0	0.5	10.850	-----	-----	OK

5.2　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, ΔX/2R)は式(28)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 p.314～315)

$$\frac{\Delta X}{2R}\times 100(\%) = \left\{ \frac{F_1\left(K\cdot W_v + K_0\cdot w_0\cdot R + K_p\cdot W_p\right)}{E_L\cdot I/R^3 + 0.061e'} + \frac{F_2\cdot K\cdot W_w}{E_S\cdot I/R^3 + 0.061e'} \right\}\times 100(\%)$$

・・・・・・・・・(28)

ここで、 ΔX：水平たわみ量 (m)

W_v：死荷重による鉛直土圧　(kN/m²)

W_w：活荷重による鉛直土圧　(kN/m²)

W_0：水の単位体積重量　9.800 (kN/m³)

W_p：管体の単位面積あたりの重量 (kN/m²)

K, K_0, 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 = 1.3

F_2：活荷重による変形遅れ係数　F_2 = 1.0

E_LI：管壁の剛性（長期）　(kN･m²/m)

E_SI：管壁の剛性（短期）　(kN･m²/m)

R ：管厚中心半径　(m)

e'：基礎材の反力係数　(kN/m²/m)

断　面		R (m)	E_LI (kN･m²/m)	E_SI (kN･m²/m)	設計支持角	K	K_0	K_p
1	断面1	0.151	0.9826	1.2283	90.0	0.096	0.085	0.169
2	断面2	0.151	0.9826	1.2283	90.0	0.096	0.085	0.169

断　面		W_v (kN/m²)	W_w (kN/m²)	W_p (kN/m²)	たわみ率 (%)	設計たわみ率 (%)	判定
1	断面1	10.000	43.333	0.238	1.08	3.00	OK
2	断面2	28.000	15.000	0.238	1.05	3.00	OK

式(28)を断面二次モーメントIを求める式に変形すると式(29)で表される。

断面二次モーメントはb・t^3/12であるからb=1.0(m)とすると、式(30)により管厚t(m)が求められる。

水平たわみ量から定まる管厚の計算にあたっては、バラツキの幅を考慮してΔX/2R×100(%)には、設計たわみ率の値を用いる。

$$I = \frac{R^3}{E_L}\cdot\left\{\frac{F_1(K\cdot W_v + K_0\cdot w_0\cdot R + K_p\cdot W_p)}{\Delta X_1/2R} - 0.061e'\right\}$$

$$= \frac{R^3}{E_S}\cdot\left\{\frac{F_2\cdot K\cdot W_w}{\Delta X_2/2R} - 0.061e'\right\} \qquad \cdots\cdots\cdots(29)$$

$$t \geqq \sqrt[3]{12\cdot I} \qquad \cdots\cdots\cdots(30)$$

ここで、ΔX/2R：設計たわみ率　　3.0　(%)

E　：管材のヤング係数　　3.000　($\times 10^6$kN/m^2)

I　：断面二次モーメント　　(m^4/m)

計算された管厚tに対して設計管厚が満たしていることを確認する。

ここで、 t ：計算から求められる必要管厚　(mm)

断　面		R (m)	I ($\times 10^{-9}m^4$/m)	所要管厚 t (mm)	最終管厚 T (mm)	設計管厚 (mm)	判定
1	断面1	0.151	5.37849	4.0	-----	17.0	OK
2	断面2	0.151	-15.19980	0.0	-----	17.0	OK

5.3　施工時の検討

5.3.1　所要管厚の算出

施工時における所要管厚は、(26)式で設計水圧Hを0.0として、式(31)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。

$$t_{req} = \frac{\sqrt{24\alpha\cdot\sigma_a\cdot M}}{2\times\sigma_a} = \sqrt{\frac{6\alpha\cdot M}{\sigma_a}} \qquad \cdots\cdots\cdots(31)$$

ここで、 t_{req}：応力計算から求められる必要管厚 (mm)

σ_a：許容引張応力度 1.5×12.5 = 18.8 (N/mm^2)

M ：管体に生じる最大曲げモーメント (N/mm^2)

計算された管厚tに対して設計管厚が満たしていることを確認する。

ここで、 t ：計算から求められる必要管厚　(mm)

断　　面		M (kN･m/m)	所要管厚 t_{req} (mm)	最終管厚 T_{req} (mm)	設計管厚 (mm)	判定
1	断面1	0.104	4.3	-----	17.0	OK
2	断面2	0.157	5.2	-----	17.0	OK

5.3.2　たわみ率の算出

施工時におけるたわみ率は(28)式の管内水重による項（分子括弧内第2項）を無視して、式(32)で求める。

$$\frac{\Delta X}{2R}\times 100(\%) = \left\{ \frac{F_1(K\cdot W_v + K_p\cdot W_p)}{E_L\cdot I/R^3 + 0.061e'} + \frac{F_2\cdot K\cdot W_w}{E_S\cdot I/R^3 + 0.061e'} \right\}\times 100(\%)$$

・・・・・・・・・(32)

ここで、 ΔX：水平たわみ量　(m)

W_v：死荷重による鉛直荷重　(kN/m²)

W_w：活荷重による鉛直荷重　(kN/m²)

W_p：管体の単位面積あたりの重量　(kN/m²)

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　$F_1 = 1.3$

F_2：活荷重による変形遅れ係数　$F_2 = 1.0$

E_LI：管壁の剛性（長期）　(kN･m²/m)

E_SI：管壁の剛性（短期）　(kN･m²/m)

R：管厚中心半径　(m)

e’：基礎材の反力係数　(kN/m²/m)

断　　面		R (m)	E_LI (kN･m²/m)	E_SI (kN･m²/m)	設計支持角	K	K_0	K_p
1	断面1	0.151	0.9826	1.2283	90.0	0.096	0.085	0.169
2	断面2	0.151	0.9826	1.2283	90.0	0.096	0.085	0.169

		W_v (kN/m²)	W_w (kN/m²)	W_p (kN/m²)	たわみ率 (%)	設計たわみ率 (%)	判定
1	断面1	9.000	11.429	0.238	0.45	3.00	OK
2	断面2	27.000	4.706	0.238	0.81	3.00	OK

式(32)を断面二次モーメントIを求める式に変形すると式(33)で表される。

断面二次モーメントはb・t^3/12であるからb=1.0(m)とすると、式(30)により管厚t(m)が求められる。

水平たわみ量から定まる管厚の計算にあたっては、バラツキの幅を考慮してΔX/2R×100(%)には、設計たわみ率の値を用いる。

$$I = \frac{R^3}{E_L}\cdot\left\{\frac{F_1(K\cdot W_v + K_p\cdot W_p)}{\Delta X_1/2R} - 0.061e'\right\}$$

$$= \frac{R^3}{E_S}\cdot\left\{\frac{F_2\cdot K\cdot W_w}{\Delta X_2/2R} - 0.061e'\right\} \quad \cdots\cdots\cdots(33)$$

$$t \geqq \sqrt[3]{12\cdot I} \quad \cdots\cdots\cdots(30)$$

ここで、ΔX/2R：設計たわみ率　　3.0　(%)

E　：管材のヤング係数　　3.000　($\times 10^6$kN/m^2)

I　：断面二次モーメント　　(m^4/m)

計算された管厚tに対して設計管厚が満たしていることを確認する。

ここで、 t ：計算から求められる必要管厚　(mm)

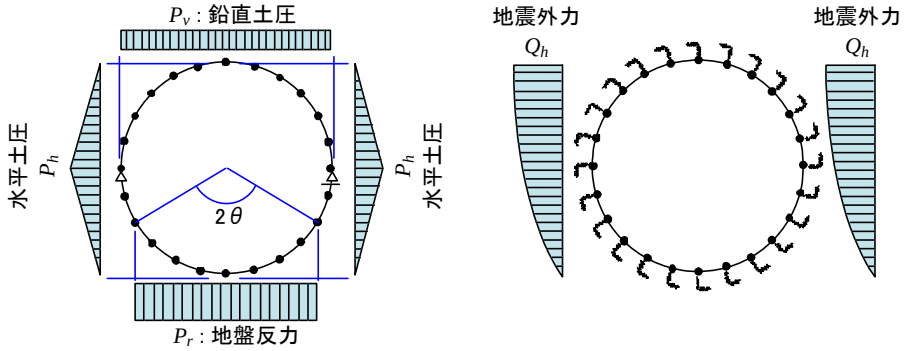
断　面		R (m)	I ($\times 10^{-9}m^4$/m)	所要管厚 t (mm)	最終管厚 T (mm)	設計管厚 (mm)	判定
1	断面1	0.151	-134.97749	0.0	-----	17.0	OK
2	断面2	0.151	-74.89728	0.0	-----	17.0	OK

5.4　地震時の検討

5.4.1　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。



(a) 常時荷重　　(b) 地震時増加荷重

図-2 計算モデル

5.4.1.1　節点座標

節点座標は式(34)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。

$$X_i = -R \cdot \sin\{(i-1) \times 15.0^\circ\} \quad \cdots\cdots\cdots (34a)$$

$$Y_i = R \cdot \cos\{(i-1) \times 15.0^\circ\} \quad \cdots\cdots\cdots (34b)$$

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)

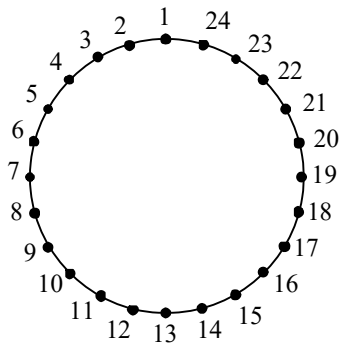


図-3 骨組み図

断面：断面1（R=0.151m）

節点番号	X座標 (m)	Y座標 (m)
1	0.000	0.151
2	-0.039	0.145
3	-0.075	0.130
4	-0.106	0.106
5	-0.130	0.075
6	-0.145	0.039
7	-0.151	0.000
8	-0.145	-0.039

節点番号	X座標 (m)	Y座標 (m)
9	-0.130	-0.075
10	-0.106	-0.106
11	-0.075	-0.130
12	-0.039	-0.145
13	0.000	-0.151
14	0.039	-0.145
15	0.075	-0.130
16	0.106	-0.106

節点番号	X座標 (m)	Y座標 (m)
17	0.130	-0.075
18	0.145	-0.039
19	0.151	0.000
20	0.145	0.039
21	0.130	0.075
22	0.106	0.106
23	0.075	0.130
24	0.039	0.145

5.4.1.2　部材の定数

断面		管厚中心半径 R (m)	ヤング係数 E $\times 10^{6}$ (kN/m^2)	断面２次モーメント I $\times 10^{-6}$ (m^4)	断面積 A (m^2)
1	断面1	0.151	3.00	0.4094	0.0170
2	断面2	0.151	3.00	0.4094	0.0170

5.4.1.3　地盤のばね定数

(1)　計算式

水平方向地盤ばね定数は式(35)～(37)により求める。また、せん断ばね定数は式(38)により求める。

$$k_H = k_{H0} \cdot \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \quad \cdots\cdots\cdots (35)$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_0 \quad \cdots\cdots\cdots (36)$$

$$B_H = \sqrt{A_h} = \sqrt{\frac{D_c + D}{2} \cdot L} \quad \cdots\cdots\cdots (37)$$

$$k_S = 0.3 k_H \quad \cdots\cdots\cdots (38)$$

ここで、k_H： 水平方向地盤ばね定数 (kN/m³)

k_S： せん断ばね定数 (kN/m³)

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/m²)

E_0： 地盤の変形係数。$E_0 = 2800N$ で推定する。 (kN/m²)

α ： 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(39),(40)で求める。

$$k_x = \left\{ \left| k_H \cdot \sin\theta \right| + \left| k_S \cdot \cos\theta \right| \right\} \cdot \Delta l \quad \cdots\cdots\cdots (39)$$

$$k_y = \left\{ \left| k_H \cdot \cos\theta \right| + \left| k_S \cdot \sin\theta \right| \right\} \cdot \Delta l \quad \cdots\cdots\cdots (40)$$

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)

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

R ： 管厚中心半径 (m)

$\Delta\theta$ ： 節点間中心角 15° = 0.262 (rad)

(2) 換算載荷幅

断面		管の外径 D_c (m)	管の内径 D (m)	有効長 L (m)	換算載荷幅 B_H (m)
1	断面1	0.318	284.000	10.000	1.735
2	断面2	0.318	284.000	10.000	1.735

(3) 地盤のばね定数

節点番号	(1) 断面1			(2) 断面2		
	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	0.509	384.58	1281.93	1.509	384.58	1281.93
2, 24	0.514	703.26	1337.78	1.514	703.26	1337.78
3, 23	0.529	974.02	1302.47	1.529	974.02	1302.47
4, 22	0.553	1178.40	1178.40	1.553	1178.40	1178.40
5, 21	0.584	1302.47	974.02	1.584	1302.47	974.02
6, 20	0.620	1337.78	703.26	1.620	1337.78	703.26
7, 19	0.659	1281.93	384.58	1.659	1281.93	384.58
8, 18	0.698	1337.78	703.26	1.698	1337.78	703.26
9, 17	0.734	1302.47	974.02	1.734	1302.47	974.02
10, 16	0.765	1178.40	1178.40	1.765	1178.40	1178.40
11, 15	0.789	974.02	1302.47	1.789	974.02	1302.47
12, 14	0.804	703.26	1337.78	1.804	703.26	1337.78
13	0.810	384.58	1281.93	1.810	384.58	1281.93

5.4.2 常時荷重の計算

5.4.2.1 鉛直土圧

鉛直土圧は式(41)により求める。

$$P_v = \Sigma \gamma \cdot h + q \quad \cdots\cdots\cdots (41)$$

ここで、P_v ： 鉛直土圧 (kN/m²)

γ ： 土の単位体積重量 (kN/m³)

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/m²)

断面		載荷重 q (kN/m²)	$\Sigma \gamma \cdot h$ (kN/m²)	鉛直土圧 P_v (kN/m²)
1	断面1	0.007	9.153	9.160
2	断面2	0.007	23.085	23.092

5.4.2.2 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(42)で求める。

$$P_h = P_v \quad \cdots\cdots\cdots (42)$$

ここで、P_h ： 水平土圧 (kN/m²)

P_v ： 鉛直土圧 (kN/m²)

節点番号	(1) 断面1 深度 (m)	水平土圧 p_h(kN/m²)	(2) 断面2 深度 (m)	水平土圧 p_h(kN/m²)	深度 (m)	水平土圧 p_h(kN/m²)
1	0.509	0.000	1.509	0.000		
2, 24	0.514	0.312	1.514	0.787		
3, 23	0.529	1.227	1.529	3.094		
4, 22	0.553	2.683	1.553	6.764		
5, 21	0.584	4.580	1.584	11.546		
6, 20	0.620	6.789	1.620	17.115		
7, 19	0.659	9.160	1.659	23.092		
8, 18	0.698	6.789	1.698	17.115		
9, 17	0.734	4.580	1.734	11.546		
10, 16	0.765	2.683	1.765	6.764		
11, 15	0.789	1.227	1.789	3.094		
12, 14	0.804	0.312	1.804	0.787		
13	0.810	0.000	1.810	0.000		

5.4.2.3　底面地盤反力

底面地盤反力は式(43)で求め設計支持角内に載荷する。

$$P_r = \frac{P_v}{\sin\theta} \quad (kN/m^2) \qquad \cdots\cdots\cdots(43)$$

ここで、P_r ： 底面地盤反力　　(kN/m²)
　　P_v ： 鉛直土圧　　(kN/m²)
　　θ ： 設計支持角の1/2　　(°)

	断　面	鉛直土圧 P_v (kN/m²)	設計支持角 2θ (°)	地盤反力 P_r (kN/m²)
1	断面1	9.160	90.0	12.954
2	断面2	23.092	90.0	32.657

5.4.3　地震水平力の計算

5.4.3.1　地盤の固有周期

(1)　地盤の固有周期

地盤の固有周期は式(44),(45)により求める。

$$T_G = 4 \cdot \Sigma \frac{H_i}{V_{si}} \qquad \cdots\cdots\cdots(44)$$

$$V_{si} = \begin{cases} 129 \cdot N_i^{0.183} & (洪積層粘性土層の場合) \\ 123 \cdot N_i^{0.125} & (洪積層砂質土層の場合) \\ 122 \cdot N_i^{0.0777} & (沖積層粘性土層の場合) \\ 61.8 \cdot N_i^{0.211} & (沖積層砂質土層の場合) \end{cases} \qquad \cdots\cdots\cdots(45)$$

ここで、T_G: 地盤の固有周期　(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	2.000	沖積層粘性土	13.0	$122\times13.0^{0.0777}$ =	148.91	0.01343
2	5.000	沖積層粘性土	20.0	$122\times20.0^{0.0777}$ =	153.97	0.03247
	7.000					0.04590

$$T_G = 4 \cdot \Sigma \frac{H_i}{V_{si}} = 4\times0.046 = 0.184 \ (\text{sec})$$

(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固有周期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	地盤の固有周期 T_G (s)
Ⅰ種	$T_G < 0.2$
Ⅱ種	$0.2 \leqq T_G < 0.6$
Ⅲ種	$0.6 \leqq T_G$

よって、$T_G < 0.2$ (sec) であるから　Ⅰ種地盤

(3)　表層地盤の固有周期

表層地盤の固有周期は式(46)により求める。

$$T_S = 1.25T_G = 1.25\times0.184 = 0.230 \ (s) \qquad \cdots\cdots\cdots(46)$$

5.4.3.2　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(47),(48)で求める。

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_G \cdot K'_{h1} \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right)$$ （地震動レベル1）　・・・・・・・・・(47)

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S'_v \cdot T_G \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right)$$ （地震動レベル2）　・・・・・・・・・(48)

$$T_G = 4 \cdot \Sigma \frac{H_i}{V_{si}} = 0.184$$　・・・・・・・・・(49)

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(44)の地盤の特性値に等しい。)

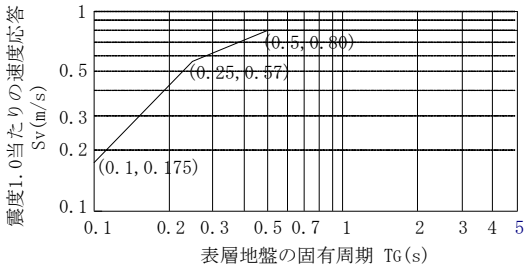


図4 速度応答スペクトル(レベル1)

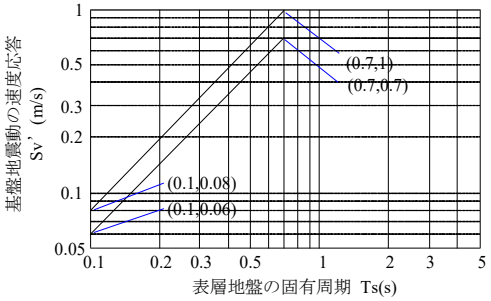


図5 速度応答スペクトル(レベル2)

速度応答スペクトル

T_G = 0.184 (s) より、

レベル1地震動　S_v = 0.3830 (m/s)

レベル2地震動　S'_v = 0.1800 (m/s)

地震動の最大変位振幅

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \times 0.3830 \times 0.184 \times 0.15 \times \cos\left(\frac{\pi \times z}{2 \times 7.000}\right) \quad (\text{レベル1地震動})$$

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \times 0.1800 \times 0.184 \times \cos\left(\frac{\pi \times z}{2 \times 7.000}\right) \quad (\text{レベル2地震動})$$

5.4.3.3　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(50)により求める。

$$q_x = \{ | k_H \cdot \sin\theta | + | k_S \cdot \cos\theta | \} \cdot \Delta U \cdot \Delta l \qquad \cdots\cdots\cdots (50)$$

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/m²)

k_s: 奥行き1mあたりせん断ばね定数　(kN/m²)

ΔU: 管底との相対変位量　(m)

$\Delta U = U_h(z) - U_h(z0)$

θ : 管頂から各節点への角度　(°)

Δl: 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 ΔU (m)	地震水平力 q_x(kN)	変位振幅 $U_h(z)$ (m)	相対変位 ΔU (m)	地震水平力 q_x(kN)
1	0.509	0.002123	0.000021	0.0082	0.006654	0.000067	0.0256
2, 24	0.514	0.002123	0.000021	0.0148	0.006653	0.000066	0.0462
3, 23	0.529	0.002122	0.000020	0.0196	0.006650	0.000063	0.0615
4, 22	0.553	0.002121	0.000019	0.0221	0.006646	0.000059	0.0693
5, 21	0.584	0.002119	0.000017	0.0220	0.006640	0.000053	0.0688
6, 20	0.620	0.002117	0.000015	0.0194	0.006633	0.000045	0.0608
7, 19	0.659	0.002114	0.000012	0.0152	0.006624	0.000037	0.0476
8, 18	0.698	0.002111	0.000009	0.0120	0.006616	0.000028	0.0378
9, 17	0.734	0.002108	0.000006	0.0081	0.006607	0.000019	0.0254
10, 16	0.765	0.002106	0.000004	0.0044	0.006599	0.000012	0.0137
11, 15	0.789	0.002104	0.000002	0.0017	0.006593	0.000005	0.0053
12, 14	0.804	0.002103	0.000000	0.0003	0.006589	0.000001	0.0010
13	0.810	0.002102	0.000000	0.0000	0.006587	0.000000	0.0000

(3) 断面2

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 ΔU (m)	地震水平力 q_x(kN)	変位振幅 $U_h(z)$ (m)	相対変位 ΔU (m)	地震水平力 q_x(kN)
1	1.509	0.002016	0.000053	0.0202	0.006317	0.000165	0.0633
2, 24	1.514	0.002015	0.000052	0.0363	0.006315	0.000162	0.1139
3, 23	1.529	0.002013	0.000049	0.0480	0.006307	0.000154	0.1504
4, 22	1.553	0.002009	0.000045	0.0535	0.006295	0.000142	0.1676
5, 21	1.584	0.002004	0.000040	0.0524	0.006279	0.000126	0.1642
6, 20	1.620	0.001998	0.000034	0.0456	0.006260	0.000107	0.1430
7, 19	1.659	0.001991	0.000027	0.0351	0.006239	0.000086	0.1100
8, 18	1.698	0.001984	0.000021	0.0274	0.006217	0.000064	0.0860
9, 17	1.734	0.001978	0.000014	0.0182	0.006197	0.000044	0.0570
10, 16	1.765	0.001972	0.000008	0.0097	0.006179	0.000026	0.0305
11, 15	1.789	0.001967	0.000004	0.0037	0.006165	0.000012	0.0116
12, 14	1.804	0.001965	0.000001	0.0007	0.006156	0.000003	0.0021
13	1.810	0.001964	0.000000	0.0000	0.006153	0.000000	0.0000

5.4.4　常時荷重による変位および断面力

5.4.4.1　断面1

(1)　節点変位

	節点 番号	X方向変位 δ_x (mm)	Y方向変位 δ_y (mm)	合成変位 δ (mm)
δ_x max	19	0.341	0.000	0.341
δ_x min	7	0.000	0.000	0.000
δ_y max	13	0.170	0.199	0.262
δ_y min	1	0.170	-0.167	0.239
δ max	19	0.341	0.000	0.341

(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	2.13411	-0.33301	0.02802
N min	1- 2	1	0.73457	-0.09671	-0.02481
S max	15-16	16	1.50939	0.76638	0.00744
S min	10-11	10	1.50939	-0.76638	0.00744
M max	8- 9	8	1.55029	-0.24717	0.02860
M min	12-13	13	0.83690	0.11018	-0.03459

5.4.4.2　断面2

(1)　節点変位

	節点 番号	X方向変位 δ_x (mm)	Y方向変位 δ_y (mm)	合成変位 δ (mm)
δ_x max	19	0.859	0.000	0.859
δ_x min	7	0.000	0.000	0.000
δ_y max	13	0.430	0.502	0.661
δ_y min	1	0.430	-0.421	0.602
δ max	19	0.859	0.000	0.859

(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	5.37996	-0.83950	0.07063
N min	1- 2	1	1.85181	-0.24380	-0.06254
S max	15-16	16	3.80508	1.93200	0.01876
S min	10-11	10	3.80508	-1.93200	0.01876
M max	8- 9	8	3.90819	-0.62309	0.07210
M min	12-13	13	2.10977	0.27776	-0.08720

5.4.5　レベル1地震時の変位および断面力

5.4.5.1　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 δ_x (mm)	Y方向変位 δ_y (mm)	X方向変位 δ_x (mm)	Y方向変位 δ_y (mm)	合成変位 δ (mm)
δ_x max	19	0.011	-0.004	0.352	-0.004	0.352
δ_x min	7	0.011	0.004	0.011	0.004	0.012
δ_y max	13	0.004	0.000	0.175	0.199	0.265
δ_y min	1	0.018	0.000	0.189	-0.167	0.252
δ max	19	0.011	-0.004	0.352	-0.004	0.352

(2)　部材断面力

	部材	節点	レベル1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	0.00103	0.00709	0.00003	2.13514	-0.32592	0.02804
N min	1- 2	1	-0.00147	-0.00689	0.00000	0.73310	-0.10359	-0.02481
S max	15-16	16	-0.00932	-0.00202	-0.00061	1.50007	0.76436	0.00683
S min	10-11	10	0.00932	-0.00202	0.00061	1.51870	-0.76840	0.00805
M max	8- 9	8	0.00639	0.00615	0.00027	1.55668	-0.24101	0.02887
M min	12-13	13	0.00184	-0.00770	0.00000	0.83874	0.10248	-0.03459

5.4.5.2　断面2

(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 δ_x (mm)	Y方向変位 δ_y (mm)	X方向変位 δ_x (mm)	Y方向変位 δ_y (mm)	合成変位 δ (mm)
δ_x max	19	0.027	-0.009	0.886	-0.009	0.886
δ_x min	7	0.027	0.009	0.027	0.009	0.028
δ_y max	13	0.009	0.000	0.439	0.502	0.667
δ_y min	1	0.044	0.000	0.474	-0.421	0.634
δ max	19	0.027	-0.009	0.886	-0.009	0.886

(2)　部材断面力

	部材	節点	レベル1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	0.00350	0.01782	0.00003	5.38346	-0.82169	0.07066
N min	1- 2	1	-0.00391	-0.01762	0.00000	1.84790	-0.26142	-0.06254
S max	15-16	16	-0.02138	-0.00521	-0.00148	3.78370	1.92679	0.01728
S min	10-11	10	0.02138	-0.00521	0.00148	3.82646	-1.93720	0.02024
M max	8- 9	8	0.01449	0.01443	0.00069	3.92268	-0.60866	0.07279
M min	12-13	13	0.00426	-0.01839	0.00000	2.11403	0.25937	-0.08720

5.4.6　レベル2地震時の変位および断面力

5.4.6.1　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 δ_x (mm)	Y方向変位 δ_y (mm)	X方向変位 δ_x (mm)	Y方向変位 δ_y (mm)	合成変位 δ (mm)
δ_x max	19	0.036	-0.011	0.377	-0.011	0.377
δ_x min	7	0.036	0.011	0.036	0.011	0.037
δ_y max	13	0.013	0.000	0.184	0.199	0.271
δ_y min	1	0.058	0.000	0.228	-0.167	0.283
δ max	19	0.036	-0.011	0.377	-0.011	0.377

(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	0.00324	0.02222	0.00008	2.13735	-0.31079	0.02810
N min	1- 2	1	-0.00460	-0.02158	0.00000	0.72997	-0.11829	-0.02481
S max	15-16	16	-0.02919	-0.00633	-0.00192	1.48020	0.76005	0.00552
S min	10-11	10	0.02919	-0.00633	0.00192	1.53858	-0.77271	0.00936
M max	8- 9	8	0.02002	0.01928	0.00084	1.57031	-0.22789	0.02944
M min	12-13	13	0.00577	-0.02413	0.00000	0.84267	0.08605	-0.03459

5.4.6.2　断面2

(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 δ_x (mm)	Y方向変位 δ_y (mm)	X方向変位 δ_x (mm)	Y方向変位 δ_y (mm)	合成変位 δ (mm)
δ_x max	19	0.085	-0.028	0.944	-0.028	0.944
δ_x min	7	0.085	0.028	0.085	0.028	0.089
δ_y max	13	0.030	0.000	0.459	0.502	0.680
δ_y min	1	0.139	0.000	0.569	-0.421	0.708
δ max	19	0.085	-0.028	0.944	-0.028	0.944

(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	0.01097	0.05582	0.00008	5.39093	-0.78368	0.07071
N min	1- 2	1	-0.01225	-0.05522	0.00000	1.83956	-0.29901	-0.06254
S max	15-16	16	-0.06701	-0.01631	-0.00465	3.73807	1.91569	0.01411
S min	10-11	10	0.06701	-0.01631	0.00465	3.87209	-1.94831	0.02341
M max	8- 9	8	0.04540	0.04521	0.00216	3.95359	-0.57788	0.07427
M min	12-13	13	0.01335	-0.05762	0.00000	2.12312	0.22014	-0.08720

5.4.7　管体の安全性の照査

5.4.7.1　レベル1地震時

管体の安全性の照査は式(51)で行う。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leqq \sigma_a \qquad \cdots\cdots\cdots(51)$$

ここで、σ ： 曲げ応力度 (N/mm²)

σ_a ： 使用限界に対する許容値　(N/mm²)

M ： 最大曲げモーメント　(Nmm)

Z ： 管壁の断面係数　(mm³)

$Z = t^2/6$ (mm³)

t ： 壁壁の厚さ　(mm)

断　面		t (mm)	Z (mm³)	M (Nmm)	σ (N/mm²)	σ_a (N/mm²)	判定
1	断面1	17.0	48.2	34.6	0.72	17.7	Ok
2	断面2	17.0	48.2	87.2	1.81	17.7	Ok

5.4.7.2　レベル2地震時

管体の安全性の照査は式(52)で行う。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leqq \sigma_a \qquad \cdots\cdots\cdots(52)$$

ここで、σ ： 曲げ応力度 (N/mm²)

σ_a ： 終局限界に対する許容値　(N/mm²)

M ： 最大曲げモーメント　(Nmm)

Z ： 管壁の断面係数　(mm³)

$Z = t^2/6$ (mm³)

t ： 壁壁の厚さ　(mm)

断　面		t (mm)	Z (mm³)	M (Nmm)	σ (N/mm²)	σ_a (N/mm²)	判定
1	断面1	17.0	48.2	34.6	0.72	88.0	Ok
2	断面2	17.0	48.2	87.2	1.81	88.0	Ok

管路構造計算システムVer30（計算結果一覧表：計算例）

目　　次

1　計算結果一覧表 2

2　計算結果一覧表（施工時） 2

3　計算結果一覧表（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)	最小土被り (m)	設計水圧 (MPa)	許容水圧 (MPa)	たわみ率 (%)	許容たわみ率 (%)	所要管厚（mm） 許容応力から t	所要管厚（mm） たわみ率から t	判定
1	断面1	肉厚硬質ポリ塩化ビニル管φ300(VP)	17.0	17.0	0.50	0.24	0.480	1.113	1.08	3.00	11.7	4.0	OK
2	断面2	肉厚硬質ポリ塩化ビニル管φ300(VP)	17.0	17.0	1.50	0.24	0.480	1.193	1.05	3.00	10.8	0.0	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)	最小土被り (m)	たわみ率 (%)	許容たわみ率 (%)	所要管厚（mm） 許容応力から t	所要管厚（mm） たわみ率から t	判定
1	断面1	肉厚硬質ポリ塩化ビニル管φ300(VP)	17.0	17.0	0.50	0.24	0.45	3.00	4.3	0.0	OK
2	断面2	肉厚硬質ポリ塩化ビニル管φ300(VP)	17.0	17.0	1.50	0.24	0.81	3.00	5.2	0.0	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 σ (N/mm²)	許容値 σ_a (N/mm²)	最大曲げモーメント M_{max} (kNm)	曲げ応力度 σ (N/mm²)	許容値 σ_a (N/mm²)	
1	断面1	0.035	0.7	17.7	0.035	0.7	88.0	OK
2	断面2	0.087	1.8	17.7	0.087	1.8	88.0	OK