

地盤急変部における埋設管路の 地震時挙動に関する一考察

SEISMIC BEHAVIOR OF BURIED PIPELINES IN THE GROUND WITH INCLINED BASE ROCK

佐藤敏志*・石川信隆**

By Hiroshi SATO and Nobutaka ISHIKAWA

Recently the buried pipelines in the ground with inclined base rock have been damaged by the earthquake such as the 1978 Off Miyagi and the 1983 Middle part of Japan Sea. In order to make clear the seismic behavior of the buried pipeline, this paper presents an elastic-plastic analysis procedure for the cyclic ground displacement in the ground with non-uniformity. Firstly, the ground displacement pattern is assumed for the ground with inclined base rock. Then, the previous elastic-plastic analysis of buried pipeline is extended to be able to evaluate the seismic behavior under the cyclic ground displacement. Finally, the difference between the straight and curved pipelines embedded in such a ground is examined numerically and the influence of the pipe diameter is also discussed.

1. 緒言

1983年日本海中部地震におけるガス導管の被害報告¹⁾によれば、全般的には1978年宮城県沖地震における被害傾向とほとんど同様であるが、ごく少数例として溶接接合された中圧本管における直管部本体の破断や曲管部本体の破断・亀裂など、従来の被害例では見られなかった現象が生じている。例えば小口径管路の被害を整理すれば表-1のようになり、SGP40Aでは主として直管部、SGP80Aでは主として曲り部に損傷が起っている。このような被害は、一般的に山地や砂丘の端部に接する沖積低地や砂丘間低地に生じ、また切土・埋土の境界付近などいわゆる“地盤条件の急変部”に発生していることが注目される。

表-1 日本海中部地震における小口径
ガス導管の被害 (溶接鋼管)

	管 種 (口径)	被害部位	被害形態
龍代市	SGP80A (80mm)	22.5°エルボ	亀裂
	、 ()	曲り部	折損
	、 ()	45°エルボ	折損
若美町	SGP40A (40mm)	直管本体	折損
	、 ()	直管本体	折損
	、 (80mm)	90°エルボ	亀裂

文献 1) pp. 41~59

* 工修 防衛大学校助教授 土木工学教室 (〒239 神奈川県横須賀市走水1-10-20)
 ** 工博 防衛大学校教授 土木工学教室 (〒239 神奈川県横須賀市走水1-10-20)

従来の地盤急変部における埋設管路の地震時挙動に関する研究としては、まず塚本・西尾の研究²⁾があり、1978年宮城県沖地震以後続けてきた宅地造成地における埋設ガス導管の地震観測結果より、1) 切土と埋土が錯綜した造成地では、埋土地盤の振動特性が埋設管の挙動を支配する、2) 埋設管のひずみは切土の境界部またはその近傍の埋土部で最大となる、3) ひずみ発生 の主要な原因は、S波による不均質な表層地盤の不均一な応答である、と報告している。また、水庭³⁾は表層地盤厚、地盤のせん断波速度、基盤勾配などを適宜変化させた解析を実地震波を用いて行い、1) 地盤急変部に埋設された管路の地震時ひずみは曲げひずみより軸ひずみが卓越する、2) 表層厚一定で基盤傾斜角を変化させた場合、埋設管の地震時ひずみは基盤傾斜角 4.5° 付近で最大となり、それ以上ではほぼ一定値を示す、3) 表層地盤の固有周期の差が大きいほど埋設管の地震時ひずみが大きくなる、という結果を得ている。これらの研究はこれまでの震害を定性的に説明しうる重要な資料を提供しているが、実際に観測された地震が小さいことや、解析においてもひずみレベルが弾性範囲内に限られているので、より実際に近い震害の考察には未だ不十分と思われる。

一方著者らは、管体の塑性ひずみまで容認しようとする最近の耐震設計指針⁴⁾に対応するため、強制的な地盤変形を受ける直線および平面埋設管路の弾塑性解析法を提案し、2, 3の管路について解析を行ってきたが、^{5), 6)} ここでは正弦波状の地盤変位分布を用いていたので、地盤急変部における埋設管路の挙動を考察するためには不十分であった。また、大地震時における管路の挙動を追跡するために必要な地盤変位の繰り返しの影響についても解析不可能であった。

本研究は、以上のような観点から、地盤急変部における埋設管路の地震時挙動を解明するため、まず地盤急変部における地盤変位分布をモデル化したうえで、先の平面埋設管路の弾塑性解析法をさらに地盤変位の繰り返しの影響が考慮できるように拡張した。次に数値計算例では、1) 一般的な地盤急変部における埋設管路の挙動と管径の影響、2) 泉市南光台地区をモデル化した地盤急変部における管路の弾塑性挙動および、3) 地盤急変部における曲線管路が繰り返し地盤変位を受けるときの挙動について考察した。

なお、本研究では埋設管路が周辺地盤に比しマスの小さい線状構造物であるため、従来の埋設管路の研究と同様に、埋設管路の慣性による運動を無視して、地震時外力としての地盤変位が地盤ばねを介して管路に作用させるという、いわゆる“応答変位法”の考え方を踏襲した。

2. 地盤急変部における地盤変位分布のモデル化

まず地盤急変部に埋設された管路の地震時挙動を考察するための地盤変位モデルを考える。従来、このような場合の解析に用いる地盤変位として、地表面近くを伝播する表面波が考えられていたが⁷⁾、表面波では変位振幅が大きくなっても波長が長いため、地盤ひずみが大きくなれず、また波長が大きくなると地盤の局所的

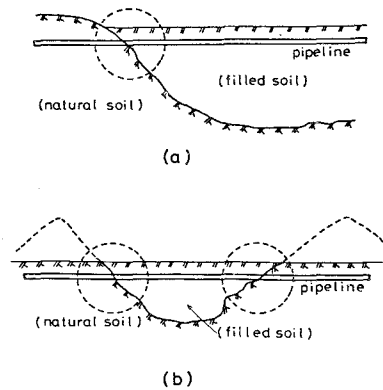


図-1 (a) 地盤急変部 A
(b) 地盤急変部 B

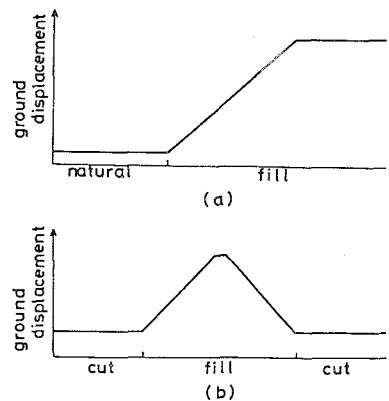


図-2 (a) 地盤変位モデル A
(b) 地盤変位モデル B

な変化の影響を反映できないことなど、管路の震害を考察するための入力としては不向きであると思われる。

一方、最近の研究によれば、不整形地盤ではS波のような実体波が下方から入射する場合であっても不整形境界面近傍より発生する表面波によって大きい地盤ひずみが生ずることを指摘している⁸⁾。しかし、ここではこのような地盤変位の一つのモデルとしてこれまでの研究^{2),9)}から、表層地盤の厚さの違いに着目し、不均質な表層地盤に鉛直下方から上方へ向ってS波が入射したときに生ずる地盤変位振幅の差を考慮して、まず図-1(a)に示すような山地や砂丘の端部に接する沖積低地や砂丘間低地の地盤急変部（以下地盤急変部Aと称す）に対しては図-2(a)のような地盤変位モデルAを、また図-1(b)のような切土・埋土の境界部付近の地盤急変部（以下地盤急変部Bと称す）に対しては図-2(b)のような地盤変位モデルBをそれぞれ設定した。

3. 繰り返し地盤変位を受ける埋設管路の弾塑性解析

(1) 弾塑性増分解析の基本条件

まず埋設管路を地盤ばね付き管要素に分割した構造モデルに置換できるものとすれば、弾塑性解析に必要な基本条件是以下のように列挙することができる⁶⁾。

$$\begin{pmatrix} C_A^t & C_{SA}^t \\ 0 & C_S^t \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \Delta Q_A \\ \Delta Q_S \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \Delta F_A \\ \Delta F_S \end{pmatrix} \quad (1)$$

$$\begin{pmatrix} C_A & 0 \\ C_{SA} & C_S \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \Delta u_A \\ \Delta \alpha u_S \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \Delta q_A \\ \Delta q_S \end{pmatrix} \quad (2)$$

ただし、

$$\begin{pmatrix} \Delta q_A \\ \Delta q_S \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \Delta q_A^e \\ \Delta q_S^e \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \Delta q_A^p \\ \Delta q_S^p \end{pmatrix} \quad (3)$$

$$\Delta q_A^e = k_A^{-1} \cdot \Delta Q_A, \quad \Delta q_S^e = k_S^{-1} \cdot \Delta Q_S \quad (4)$$

$$\Delta q_A^p = N_A \cdot \Delta \lambda_A, \quad \Delta q_S^p = N_S \cdot \Delta \lambda_S \quad (5)$$

$$\begin{pmatrix} \Phi_A \\ \Phi_S \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \bar{\Phi}_A \\ \bar{\Phi}_S \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \Delta \Phi_A \\ \Delta \Phi_S \end{pmatrix} \leq \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (6a)$$

ただし、

$$\left. \begin{aligned} \bar{\Phi}_A &= N_A^t \cdot \bar{Q}_A - Q_{Ap} \\ \bar{\Phi}_S &= N_S^t \cdot \bar{Q}_S - H_S \bar{\lambda}_S - Q_{Sp} \end{aligned} \right\} \quad (6b)$$

$$\left. \begin{aligned} \Delta \Phi_A &= N_A^t \cdot \Delta Q_A \\ \Delta \Phi_S &= N_S^t \cdot \Delta Q_S - H_S \cdot \Delta \lambda \end{aligned} \right\} \quad (6c)$$

$$\bar{\Phi}_A^t \cdot \Delta \lambda_A = 0, \quad \bar{\Phi}_S^t \cdot \Delta \lambda_S = 0 \quad (7a, b)$$

$$\Delta \Phi_A^t \cdot \Delta \lambda_A = 0, \quad \Delta \Phi_S^t \cdot \Delta \lambda_S = 0 \quad (7c, d)$$

ここに、式(1)は系全体のつり合い条件式を、式(2)は系全体の変形適合条件式を、式(3)は要素の内変形増分 Δq が弾性内変形増分 Δq^e と塑性内変形増分 Δq^p の和になることを示している。また、式(4)は

要素の内力増分 ΔQ と弾性内変形増分 Δq^e との線形関係式を、式(5)は塑性内変形増分 Δq^p が降伏曲線の外向き法線方向に発生することを表わしている。次に、式(6)は管要素および地盤ばねの線形化降伏条件を、式(7a,b)および式(7c,d)は管要素および地盤ばねの塑性流れ条件を意味し、特に式(7c,d)は除荷の影響を考慮できることを示している。ただし、 C_A = 管要素の内変形 q_A と管路系における管の外変形 u_A を結びつける適合マトリックス； C_{SA} = 地盤ばねの内変形 q_S と管路系における管の外変形 u_A を結びつける適合マトリックス； C_S = 地盤ばねの内変形 q_S と管路系における地盤の外変形 u_S を結びつける適合マトリックス； Q_A, Q_S = 管要素の断面力ベクトルおよび地盤反力ベクトル； λ_A, λ_S = 管要素および地盤ばねの塑性乗数ベクトル； u_A, u_S = 管路の節点および地盤の節点変位ベクトルで、 u_S は図-2(a),(b)のような基準地盤変位モデルを与えるものとし、これによって地盤急変部に対する解析が可能となる； F_A, F_S = 管路の節点および地盤ばねに作用する外力ベクトル； k_A, k_S = 管要素および地盤ばねの弾性集合剛性マトリックス； q_A, q_S = 管要素および地盤ばねの内変形ベクトル； N_A, N_S = 管要素の線形化降伏曲線および地盤ばねの降伏曲線の単位外向き法線マトリックス； Q_{Ap}, Q_{Sp} = 管要素の線形化降伏曲線および地盤ばねの降伏線までの距離を示すベクトル（塑性容量ベクトル）； Φ_A, Φ_S = 管要素および地盤ばねの降伏関数ベクトル； H_S = 地盤ばねのひずみ硬化を示すマトリックス； α = 地盤変位係数；なお、 Δ は増分量、 $-$ （バー）は前段階の値（既知量）を、添字 A, S はそれぞれ管要素および地盤ばねに関する記号を示す。

(2) 弾塑性増分解析の基本式

前述の基本条件は、ある地盤変位増分 $\Delta \alpha u_S$ に対して成立するので、 $\Delta \alpha$ を最大化させることによって各要素間の降伏を追跡することができる。よって、式(3),(4),(5)を式(1),(2),(6a)に代入すれば、変形法に基づく基本式が次の式(8b)のように得られ、結局以下のようなLP問題として定式化される。

$$\begin{aligned} \text{既知数} &: N_A, N_S, k_A, k_S, C_A, C_{SA}, C_S, u_S, \bar{\Phi}_A, \bar{\Phi}_S \\ \text{未知数} &: \Delta \alpha, \Delta \lambda_A, \Delta \lambda_S, \Delta \Phi_A, \Delta \Phi_S \\ \text{目的関数} &: \Delta \alpha \rightarrow \max \\ \text{制約条件} &: \end{aligned} \quad (8a)$$

$$\begin{bmatrix} \Phi_A \\ \Phi_S \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{\Phi}_A \\ \bar{\Phi}_S \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} B_A \\ B_S \end{bmatrix} \Delta \alpha u_S + \begin{bmatrix} D_{AA} & D_{AS} \\ D_{SA} & D_{SS} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta \lambda_A \\ \Delta \lambda_S \end{bmatrix} \leq \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (8b)$$

$$\bar{\Phi}_A^t \cdot \Delta \lambda_A = 0, \quad \bar{\Phi}_S^t \cdot \Delta \lambda_S = 0 \quad (8c)$$

$$\Delta \Phi_A^t \cdot \Delta \lambda_A = 0, \quad \Delta \Phi_S^t \cdot \Delta \lambda_S = 0 \quad (8d)$$

ただし、

$$\begin{aligned} B_A &= -N_A^t \cdot k_A \cdot C_A \cdot K_e^{-1} \cdot C_{SA} \cdot k_S \cdot C_S \\ B_S &= N_S^t \cdot k_S \cdot C_S - N_S^t \cdot k_S \cdot C_{SA} \cdot K_e^{-1} \cdot C_{SA}^t \cdot k_S \cdot C_S \\ D_{AA} &= (N_A^t \cdot k_A \cdot C_A \cdot K_e^{-1} \cdot C_A^t - N_A^t) k_A \cdot N_A \\ D_{AS} &= N_A^t \cdot k_A \cdot C_A \cdot K_e^{-1} \cdot C_{SA}^t \cdot k_S \cdot N_S \\ D_{SA} &= N_S^t \cdot k_S \cdot C_{SA} \cdot K_e^{-1} \cdot C_A^t \cdot k_S \cdot N_A \\ D_{SS} &= N_S^t \cdot k_S \cdot C_{SA} \cdot K_e^{-1} \cdot C_{SA}^t \cdot k_S \cdot N_S - N_S^t \cdot k_S \cdot N_S - H_S \\ K_e &= C_A^t \cdot k_A \cdot C_A + C_{SA}^t \cdot k_S \cdot C_{SA} \end{aligned}$$

式(8) で得た値に前段階の値を加算することにより次式のように現段階の値が得られる。

$$\alpha = \bar{\alpha} + \Delta \alpha \quad (9a) \quad Q_S = \bar{Q}_S + \Delta Q_S \quad (9d)$$

$$u_A = \bar{u}_A + \Delta u_A \quad (9b) \quad \lambda_A = \bar{\lambda}_A + \Delta \lambda_A \quad (9e)$$

$$Q_A = \bar{Q}_A + \Delta Q_A \quad (9c) \quad \lambda_S = \bar{\lambda}_S + \Delta \lambda_S \quad (9f)$$

すなわち、本解析ではある強制地盤変位 u_S (最大基準振幅 1 cm) を与えたとき、 u_S の α 倍 (最大振幅 α cm) における u , Q , λ を求めるものである。なお、式(8) において $\Delta \lambda_A = 0$ および $\Delta \lambda_S = 0$ とおけば、弾性限界解析となる。実際の計算では式(8b)をそのままLP問題の制約条件とすると大きい計算容量を必要とするので、ここでは文献(6)と同じ α_{\min} 法を採用し、計算容量の縮小化と計算の効率化を図った。

(3) 地盤急変部における繰り返し地盤変位モデル

地盤急変部における地震観測結果より、管路に大きなひずみを発生させる原因は、鉛直下方より上方へ入射するS波であると考えられるので、ここではこのS波の進行に伴う繰り返しを考慮し、任意の時刻 t における管路に沿った x 軸上の地盤変位 \bar{u}_S を次式のように仮定する。

$$\bar{u}_S = u_S \cdot \sin(2\pi t/T) \quad (10)$$

ただし、 u_S は基準変位振幅をもつ地盤変位ベクトルで、地盤急変部の場合は

図-2(a) または(b) のような地盤変位モデルを用いる。T=S波のある1成分の周期で、通常 0.2~1.0 sec の値が用いられる。; t =時刻。すなわち、式(10)

を図-2(a) の地盤変位モデルを用いて模式的に示せば、図-3(b) のような時間的変化に応じた繰り返し地盤変位モデル \bar{u}_S が図-3(a) のようになる。この \bar{u}_S を式(8b)の中に含まれる u_S の代りに用いることによって繰り返し地盤変位に対する解析が可能となる。

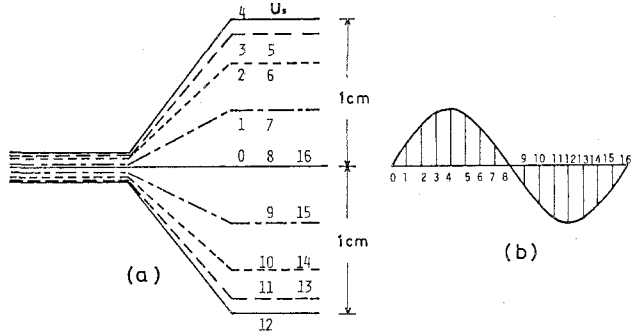


図-3 (a) 繰り返し地盤変位モデル
(b) 1サイクル間の時間的変化

(4) 解法の手順

図-3(a) ような繰り返し地盤変位モデル \bar{u}_S を用いた地盤急変部の弾塑性解析手法は以下のような手順によって行う。

- ① まず管および地盤の諸元を与え、基準地盤変位モデル u_S の状態で式(8) を用いた弾塑性解析を行い、弾性限界地盤変位係数 α_0 および極限地盤変位係数 α_{\max} を決定する。
- ② 次に、ある繰り返し地盤変位係数 α_D ($\alpha_0 < \alpha_D < \alpha_{\max}$ で \bar{u}_S の α_D 倍の地盤変位を意味する。例えば $\alpha_D = 30$ は基準最大振幅の30倍で30cm) を与え、図-3(a) の地盤変位モデルの1の状態 (step 1) すなわち、 $\bar{u}_{S1} = u_S \cdot \sin(2\pi \Delta t/T)$ (例えば、後述の数値計算例では $\Delta t/T = 1/16$ を用いたので、 $\bar{u}_{S1} = 0.383u_S$) に対する式(8) を用いた増分解析を行う。ここで得た地盤変位係数 α が $\alpha = \alpha_D$ になるまで繰

り返し，地盤変位 $\alpha_D \cdot \bar{u}_{S1}$ レベルの管路および地盤の応力，変形および降伏状態を求める。

③ 図-3(a)の地盤変位モデルの2に進んだ状態 (step 2) すなわち $\bar{u}_{S2} = u_S \cdot \sin(2\pi/T \cdot 2\Delta t)$ ($=0.707u_S$) を考える。ここでは，step 1で既にすべての情報を得ているので，step 2とstep 1との差すなわち地盤変位増分 $\Delta \bar{u}_{S2} = \bar{u}_{S2} - \bar{u}_{S1}$ ($=0.324u_S$) を式(8)の u_S の代りに用いて増分解析を行う。ここでも，得られた地盤変位係数 α ($=\bar{\alpha} + \Delta \alpha$) が α_D になるまで繰り返し，取れんした結果を前段階の値に加算し， $\alpha_D \cdot \bar{u}_{S2} = \alpha_D (\bar{u}_{S1} + \Delta \bar{u}_{S2})$ レベルの値とする。

④ 以下同様に地盤変位増分 $\Delta \bar{u}_{Si} = \bar{u}_{Si} - \bar{u}_{Si-1}$ ($i=3, 4, \dots$) に対して増分解析を行い，その結果を前段階の値に加算して現段階の値などを得る。この過程を1サイクル繰り返すことになる。

4. 数値計算例

(1) 地盤急変部Aにおける管路の挙動

① 入力データ：図-1(a)に示すような地盤急変部Aにおける埋設管路の挙動を考察するため，ここでは1978年宮城県沖地震の際に大きな被害を受けた塩釜地区をモデル化して行った応答解析の結果を参考に，図-4(a)に示すように地盤急変部の長さ50m，切土部と埋土部における地盤変位振幅の比を1:10とするような地盤変位モデルを設定した。管路モデルは図-4(b)，(c)に示すような全長180mの直線管路 (model 1) および曲線管路 (model 2) とし，埋設管は表-2に示すような諸元をもつ4種類を対象とした。また解析に用いる地盤ばね特性は，地盤条件などによって変化することも考えられるが，水道やガスなどの主要な管路における埋め戻しは通常統一された方法や材料によって行われるので，このような場合には指針などで定められた標準値を用いても差し支えないものと思われる。ここでは，管軸方向および管軸直角方向に対しそれぞれ図-5(a)および(b)に示すように仮定し，ガス導管耐震設計指針の制定に伴って実施さ

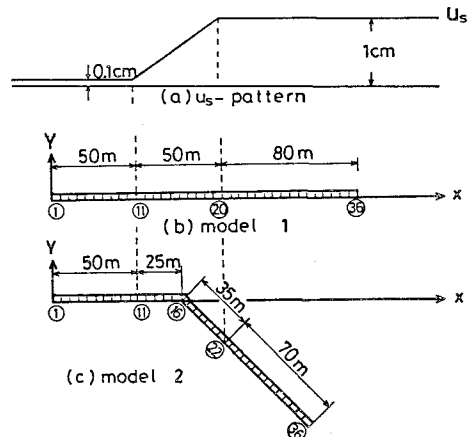


図-4 (a) 地盤変位モデル A
(b) 直線管路 (model 1)
(c) 曲線管路 (model 2)

表-2 埋設管の諸元

Type of steel pipe	SGP			
	40A	80A	200A	400A
Outer diameter D(cm)	4.86	8.91	21.63	40.64
Thickness t(cm)	0.25	0.32	0.48	0.69
Sectional area A(cm ²)	3.62	8.64	31.89	86.60
Moment of inertia I(cm ⁴)	9.65	79.8	1784	17280
Young's modulus E(kgf/cm ²)	2.1x10 ⁶			
Yield stress (kgf/cm ²)	2000			
Axial plastic capacity Np(kgf)x10 ³	7.24	17.27	63.79	173.2
Plastic moment Mp(kgf·cm) x10 ³	10.64	47.25	430	2203

(管厚は、それぞれの規格値より腐食代として内面に1mm控除した)

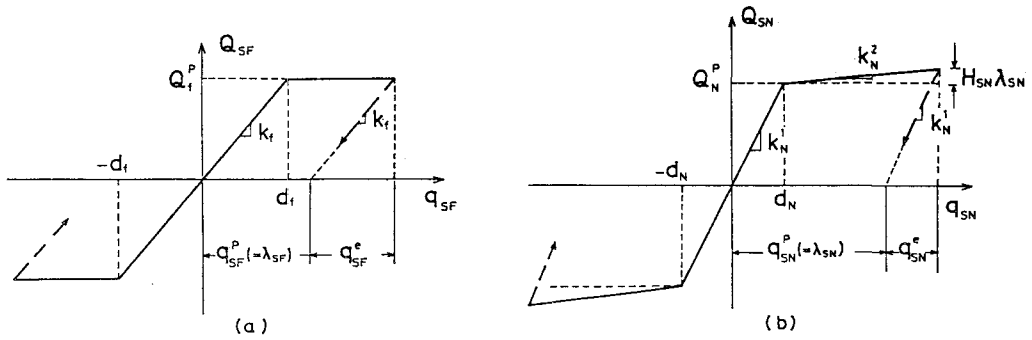


図-5 (a) 管軸方向地盤ばね特性 (b) 管軸直角方向地盤ばね特性

11) れた実験結果を参考にして以下のような値を用いた。

管軸方向： $k_f = 0.6 \text{ kgf/cm}^3$, $d_f = 0.3 \text{ cm}$

管軸直角方向： $k_N^1 = 0.6 \pi \text{ kgf/cm}^3$, $k_N^2 = 0.25 \text{ kgf/cm}^3$, $d_N = 0.65 \text{ cm}$

なお、図-4 (b), (c) の管路の境界条件としては、管路の両端に設けた仮の要素の剛性とその部分の地盤ばねの剛性を他に比し極めて大きく（ここでは1000倍）することにより地盤の動きに固定した。なお、数値計算では図-4(a)のような基準地盤変位分布（ここでは簡便のため最大振幅を1cmとした）に対する倍率を示すパラメータ α を用いた。例えば、 $\alpha = 40$ は最大振幅40cmの入力変位を意味する。これまでの観測や応答解析によれば、通常の地盤における地盤変位振幅はせいぜい数cmのオーダーと考えられるが、大地震時において不整形地盤などでは数10cmの変位になることも予想される。

② 直線管路と曲線管路の比較：まず地盤急変部における一般的な挙動を調べるため、ここでは繰り返しの影響を考慮せずに図-4 (a) の地盤変位 u_S を受ける図-4 (b) または (c) の管路モデルに対し、単に式(8)を用いて弾塑性解析を行ったものである。図-6はSGP40Aを用いた直線管路 (model 1) および曲線管路 (model 2) に対する $\alpha = 40$ (最大振幅40cm) における軸ひずみ分布を示したもので、弾性解析 (点線) の結果も併記している。まずmodel 1 の場合は、地盤急変部に対応する要素 (11~20) で軸ひずみが極めて大きくなっており ($\epsilon_{\max} \cong 0.7\%$)、このような値は図-6 (a), (b) の中で点線で示した弾性解析によって予測

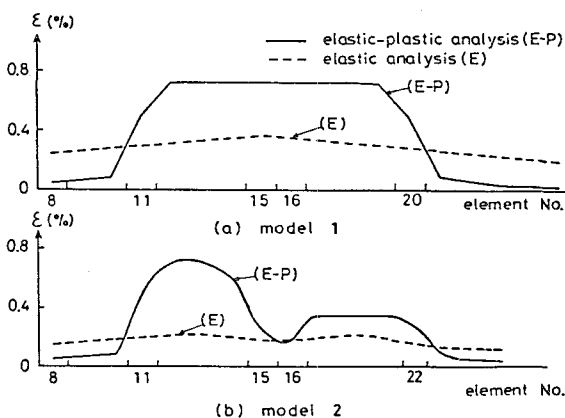


図-6 (a) 直線管路 (b) 曲線管路の軸ひずみ分布 (SGP40A)

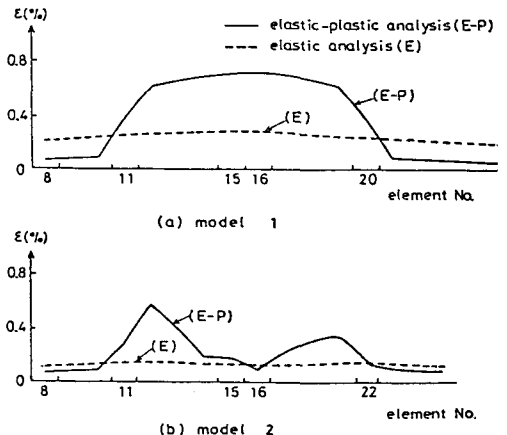


図-7 (a) 直線管路 (b) 曲線管路の軸ひずみ分布 (SGP200A)

することはできない。一方、図-6(b)のmodel 2では、曲り部の影響により軸ひずみ分布が多少複雑になっているが、特に地盤急変部の直管部に対応する要素(12,13)で最大になっている。以上のような結果は、地盤急変部に埋設された小口径管路では直管部での損傷の可能性を示唆しているものと思われる。

図-7はSGP200Aに対する同様の結果を示したもので、図-6のSGP40Aの場合とほぼ同じような傾向になっている。しかし、model 1の直線管路では、地盤急変部のちょうど中央に対応する要素(15,16)で軸ひずみが最大になっていることが注目される。また、model 2の曲線管路では直管部に相当する所の軸ひずみが、図-6(b)のSGP40Aに比べてやや小さくなっている。

③ 管径の違いによる影響：図-8は曲線管路(model 2)に対し $\alpha=40$ (最大振幅40cm)のときの曲り部付近の弾塑性変形状態を示したものである。これより、曲り部付近の管要素は軸方向変形のみならず曲げ変形を大きく受けていることがわかる。また径の小さいSGP40Aよりも径の大きいSGP80Aの方が、大きい曲げ変形を生じており、このことは、たとえばSGP80Aの震害が曲り部で起っていること(表-1)の一つの証左ともなっている。

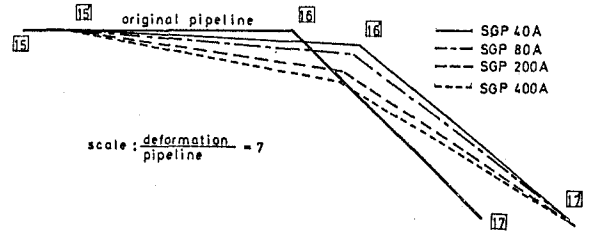


図-8 曲線管路の曲り部付近の弾塑性変形図 ($\alpha=40$)

図-9は曲り部(節点16)における部材端回転角 τ と地盤変位係数 α との関係を示したもので、この結果も管径の大きい方が曲げ変形がより大きくなるという図-8の傾向を裏付けている。

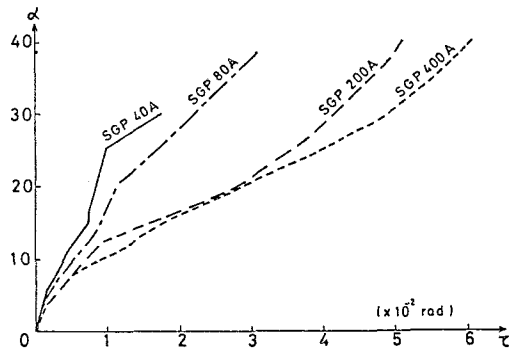


図-9 曲線管路の節点16における地盤変位係数 α と部材端回転角 τ との関係

(2) 地盤急変部Bにおける管路の挙動

1978年宮城県沖地震における埋設管被害の特徴は、被害の大部分が仙台市の旧市街地ではなく、周辺の宅地造成地であったことであり、その後の地盤調査から被害の多くが切土と埋土の境界から埋土側に分布していることもわかった。このことは、地震以後現在も続けられている地震観測結果からもほぼ同様な傾向を裏づけている²⁾。

よって、ここでは仙台市近郊の泉市南光台地区における管路モデルおよび管軸方向地盤変位分布を図-10(a),(b)のように設定し、管はSGP200AおよびSGP40Aを用いて解析を行った。管および地盤ばねの諸元などは4.(1)の場合と同じである。

図-11は $\alpha=40$ (最大振幅40cm)のときの管路の軸ひずみ分布を示したもので、管体のひずみは切土と埋土の境界の要素(12,13)で最大になっており、その値はSGP200Aでは0.057%と弾性範囲

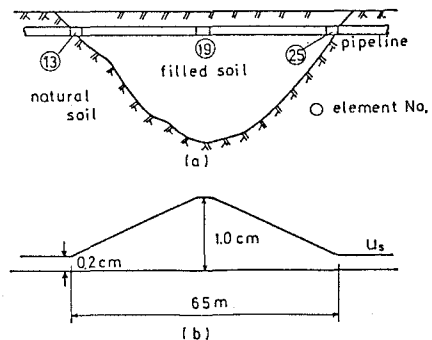


図-10 (a) 南光台地区の地盤急変部 B (b) 地盤変位モデル B

内にあるが、一方のSGP40Aでは0.8%と弾性範囲をはるかに越え、塑性状態になっていることが認められる。このように、小口径管では特に切土と埋土の境界部においてひずみ分布が突出することが注目され、この傾向はこれまでの地震における小口径管の被害とも対応しているものと思われる。

図-12は管体のひずみが最大になる切土・埋土の境界部の埋土側の要素13における地盤変位係数 α と軸ひずみ ϵ との関係を示したものである。これより、SGP200Aの場合は $\alpha=10$ 程度で管体が降伏する前に地盤ばねの降伏が進んでしまい、それ以後の地盤変位の増加に対し、管体の軸ひずみは増加しないことが認められる。一方SGP40Aの方は要素13がちょうど $\alpha=12$ 付近で降伏し、それ以後軸ひずみが急激に増大していることがわかり、図-11の結果を裏づけている。

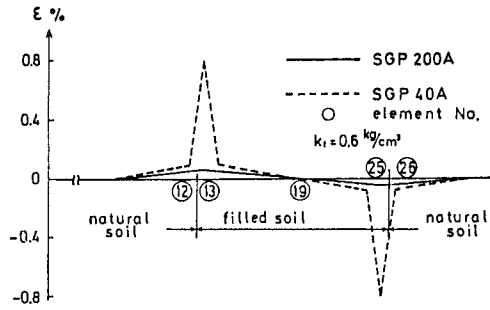


図-11 境界部付近の管の軸ひずみ分布

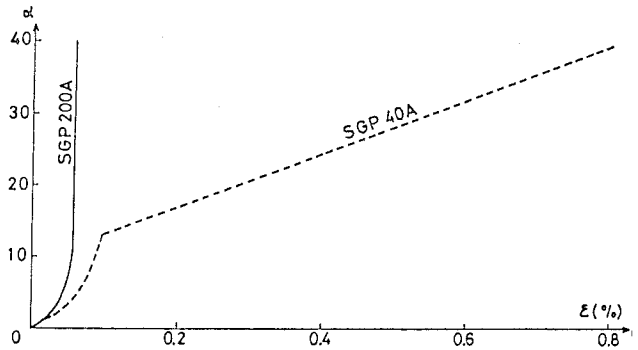


図-12 切土・埋土の境界部の要素13における地盤変位係数 α と軸ひずみ ϵ との関係

(3) 繰り返し地盤変位を受ける管路の挙動

ここでは、図-1(a)の地盤急変部Aにおいて図-3のような繰り返し地盤変位モデルが、図-4(c)に示すような曲線管路(model 2)に作用するときの管路の挙動を調べた。

図-13はSGP40Aのような小口径管における曲り部付近の変形状態を地盤変位の1サイクルについて描いたもので、繰り返し地盤変位係数 $\alpha_D=40$ (最大振幅40cm)における管路の弾塑性挙動を示している。

すなわち、この小口径管路では $\alpha_D=40$ において節点15の左側の直管部が既に降伏しているのに、節点15の変位は大きい、節点16の曲り部の回転変形は小さい。しかし、SGP200Aのような径の大きい管路になると、図-14のように節点15の左側の直管部は降伏がそれ程進んでいないため、節点15の動きは小さくそのため節点16の曲り部付近に大きい回転変形が生じていることが認められる。

また当初aの位置まで変形していたのが、逆方向のcの位置まで大きく変化しており、繰り返し地盤変位による曲り部の変形に対する影響はSGP200Aの方がより大きく現われていることが注目される。このことは、

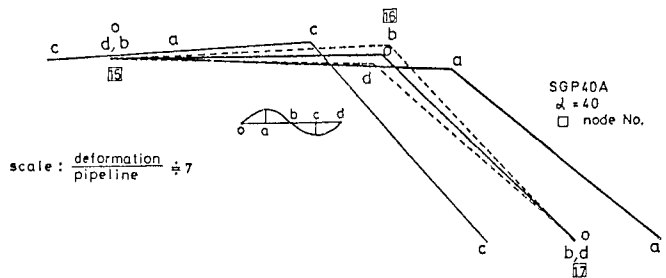


図-13 繰り返し地盤変位を受ける曲線管路の曲り部付近の弾塑性変形図 (SGP40A)

管径が大きくなると直管部よりもむしろ曲り部において損傷が生ずるといふ前述の結果を、繰り返しによる影響によりさらに鮮明に現わしたものと見える。

図-15はSGP200Aにおける曲り部(節点16)の部材端回転角を $\alpha = 5, 20, 40$ についてその経時変化を示したものである。 $\alpha = 5$ (最大振幅5cm)のときはまだ弾性範囲内にあるが、 $\alpha = 20$ および40においては降伏の進展に伴い大きい回転角が生じ、1サイクル後には塑性回転角が残留していることがわかる。これより今後は回転角に対する許容量の検討も必要と思われる。

5. 結論

本研究は、地盤急変部および繰り返し地盤変位モデルに対する弾塑性解析法を開発するとともに、地盤急変部における埋設管路の地震時挙動を考察したもので、本研究の成果を列挙すれば以下ようになる。

(1) 地盤急変部における地盤変位モデルを設定することにより、先の管体の塑性変形を考慮した弾塑性解析法を応用して、地盤急変部における埋設管路の地震時挙動を解明することができた。

(2) 繰り返し地盤変位モデルに対する弾塑性解析法を開発することにより、地盤急変部に下方からS波が入射する場合の地震時挙動も解析可能とした。

(3) 地盤急変部に埋設された直線管路では、急変部の中央の軸ひずみが最大となる。一方曲線管路では、急変部の直管部で大きい軸ひずみを生じているが、管径が大きくなると曲り部付近の曲げ変形がより大きくなることが確かめられた。

(4) 泉市南光台地区をモデル化した切土と埋土の境界部における直線管路では、SGP200AよりもSGP40Aのような小口径管においてより大きいひずみが発生し、またそのひずみは境界部の埋土側で最大になることも確認された。

(5) 繰り返し地盤変位を受ける曲線管路では、管径が大きくなると直管部の軸ひずみよりもむしろ曲り部における曲げ変形の影響の方が大きくなることが鮮明になった。

以上より、本法は従来の地盤急変部における震害の結果をより明瞭に裏づけることができた点、したがって、将来の震害予測をある一つの兆候として把握できるという点に特色があるものと思われる。なお、地盤

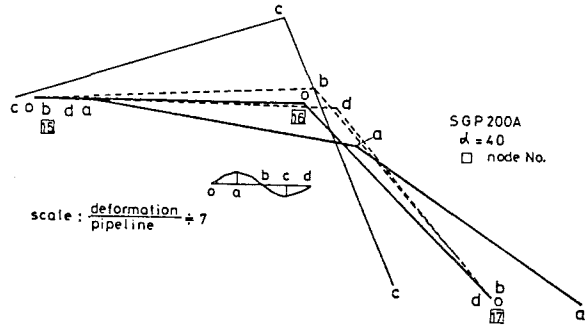


図-14 繰り返し地盤変位を受ける曲線管路の曲り部付近の弾塑性変形図 (SGP200A)

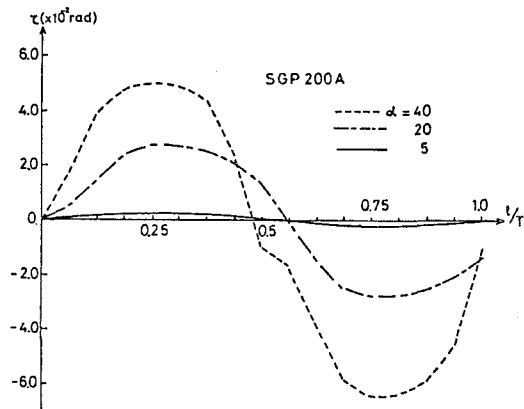


図-15 繰り返し地盤変位を受ける曲線管路の曲り部(節点16)の部材端回転角 τ の経時変化

変位分布のモデル化にあたっては未だ検討の余地があり、現在ではFEM解析による結果を使用するものとしている。^{2),9),12)}さらに、本研究では繰り返し地盤変位モデルとして正弦波状の一つの波形のみを考慮したが、実際の地震波は種々の周期成分を含むランダム波であるので、今後このようなランダム波によるFEM応答解析より得られる地盤変位入力を用いて解析する必要がある。

謝辞：本研究を行なうにあたり、東北大学佐武正雄教授から有益なご指導・ご助言を得た。また数値計算の一部は防衛施設庁技官倉沢泰児君のご援助を受け、図面の作成には永森恵美子女史のご協力を得た。さらに計算には防衛大学校共同利用電子計算機HITAC M-200Hを使用したことを付記し、謝意を表すものである。

参考文献

- 1) 日本ガス協会：日本海中部地震と都市ガス，1984. 4.
- 2) 塚本克良・西尾宣明：埋設管の地震時応力に関する研究（第4報）—地盤構造急変部における地震観測—，東京ガス技術研究所報告，第27号，pp. 107～143, 1983. 3.
- 3) 水庭健一・中島威夫・後藤勝志：急変地盤における地中埋設管の地震時挙動解析，第38回土木学会年次講演会，1-339, 1983. 9.
- 4) 日本ガス協会：ガス導管耐震設計指針，1982. 3.
- 5) 佐藤紘志・石川信隆：管軸方向に地盤変形を受ける埋設管路の弾塑性解析に関する一考察，土木学会論文報告集，第338号，pp. 223～232, 1983. 10.
- 6) 佐藤紘志・香月智・石川信隆：強制地盤変形を受ける平面埋設管路の弾塑性解析，土木学会論文報告集，第350号，pp. 217～226, 1984. 10.
- 7) 前出4)，pp. 199～203.
- 8) 大槻 明・田蔵 隆・清水勝美：傾斜基盤を有する不整形地盤の地震時挙動と地盤ひずみ，土木学会論文報告集，第350号，pp. 291～300, 1984. 10.
- 9) 日本ガス協会：ガス工作物設置基準調査について，pp. 33～35, 1980. 3.
- 10) 日本工業規格：配管用炭素鋼鋼管，JIS G 3452-1976, 1976.
- 11) 前出4)，pp. 177～182.
- 12) 佐武正雄・岸野佑次・浅野照雄：不均質地盤における埋設管の耐震性に関する研究，第6回日本地震工学シンポジウム（1982）講演集，pp. 1905～1912, 1982. 12.