

沈下土槽による埋設管路の大変形挙動実験とその解析

AN EXPERIMENT ON A SEISMIC BEHAVIOR OF BURIED PIPELINES SUBJECTED TO LARGE GROUND DEFORMATIONS USING THE SINKING-SOIL-BOX

高田 至 郎*・山 部 泰 男**

By Shiro TAKADA and Yasuo YAMABE

1. はじめに

過去の地震、特に 1978 年宮城県沖地震の際の被害状況より知られるように^{1)~3)}、管路が波動によって被害を受けるのはごくまれであり、地すべり、沈下、液状化などの地盤変状を受けた場合に圧倒的に多く破壊されている。現行の耐震規準^{4)~6)}（石油パイプライン基準・水道施設耐震工法指針など）では、地盤変状を受けた際の管路挙動が十分解明されていないこともあって、地震波動に対する設計算法が示されているのみで、地盤変状については別途個々の状況に応じて検討することとなっている。現実の被害状況から考えても、個別検討に任すだけでは十分と思われず、地盤変状に対する一般的な耐震設計法、耐震化対策を確立する必要がある。

本研究は、地盤変状の中でも特に地盤沈下を取り上げて、かかる変状を受ける管路の力学的挙動について検討を行うものである。その方法論として、一つには、次節で述べるような今回新たに提案した沈下土槽を用いて、地盤沈下が埋設管に与える影響（管体応力、継手変形など）を計測するものであり、もう一つには、地盤沈下に対する解析モデルを設けて埋設管に発生する管体応力、継手変位などを計算し、実験値と比較するとともに、簡単な設計方法を得ようとするものである。

2. 沈下土槽による硬質塩化ビニル管の挙動計測

(1) 実験手法

a) 沈下土槽

図-1 ならびに写真-1 にその概要を示している。長さ 10.0 m（固定土槽部分 4.0 m および沈下土槽部分 6.0 m）、幅 1.0 m、深さ 1.5 m で側面の大部分は土の動きを調べるために透明なアクリル製の板がはめ込まれている。沈下土槽部は 6 台のスクリージャッキで支え

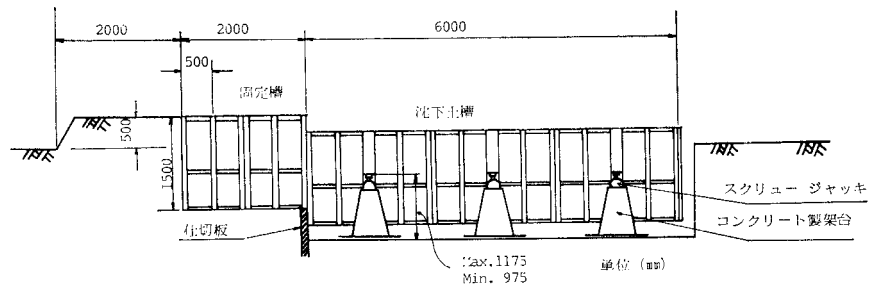


図-1 実験概要図



写真-1 沈下土槽

* 正会員 工博 神戸大学助教授 工学部土木工学科

** 正会員 農修 積水化学工業（株）管工機材研究所

られており、最大 200 mm まで上下方向に可動となっている。

アクリル板には、地盤変形を調べるためのピンを土中に埋め込むように直径 5 mm の穴があげられている。埋め込むピンは直径 5 mm、長さ 20 mm の円錐形の塩化ビニル製のもので、その表面には彩色が施されており、外部から確認しやすくしている（写真-2）。

b) 埋設管路

実験に用いた管路は水道管として実用に供されている硬質塩化ビニル管で、配水管として最も多く用いられている口径 $\phi 100$ mm の RR 継手 (Rubber Ring 継手) をもつ単管 (2.5 m) を 3 本および両端部に 1.25 m の管をつないで 10 m の延長としている。この管体の物理

表-1 管体の諸量

管長 (m)	2.5
管径 (mm)	100
管厚 (mm)	7
断面積 (cm ²)	23.5
ポアソン比	0.38
ヤング率 (kg/cm ²)	3.0×10^4
断面2次モーメント (cm ⁴)	3.38×10^2

諸定数、継手の形状は表-1、図-2 に示すとおりである。普通の管尺は 5.0~6.0 m であるが地盤特性の急変部などでは、継手の効果を生かして管体応力の増大を防ぐために、2.5 m の短尺管が用いられる場合が多い。そこで本実験でも短尺管を使用している。また、地盤の沈下する境界位置を単管の中央部とするかあるいは継手部とするか管の挙動に与える影響は異なるものと推察される。本実験では継手部をもってすることとし、そうでない場合については 4. で述べる理論シミュレーションおよび今後の実験によって検討を行うこととした。

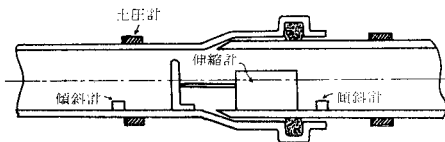


図-2 RR 継手および継手部における測定計器

e) 測定計器

測定量および用いた計器は表-2 に示すとおりである。管体ひずみ (軸方向および円周方向)、継手変位、管体傾斜、管体表面に作用する土圧がおもな測定内容であり、各測点の位置を図-3 に示している。

なお、継手付近における計器取付けは図-2 に示すとおりである。ひずみゲージ以外のリード線は管内を通って管の両端部から取り出して多点ひずみ計に接続して

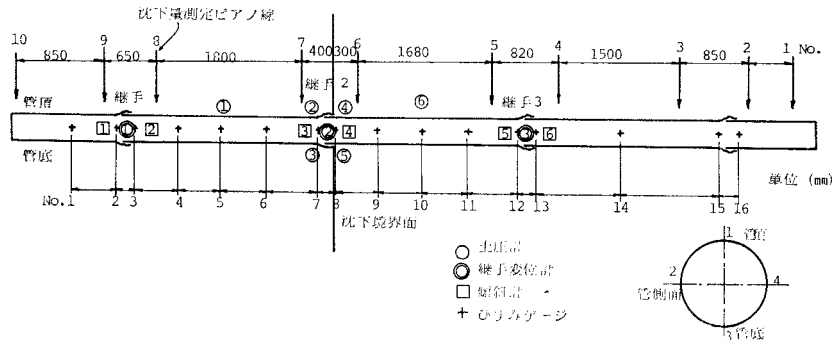


図-3 測定計器取付位置

表-2 測定計器

測定計器	測定項目	
ひずみゲージ	東京測器 WF-CA-3-11	軸方向、円周方向ひずみの測定
傾斜計	東京測器 AR-IC	継手部回転角の測定
変位計	東京測器 SDP-50 B	継手部伸縮量の測定
土圧計	共和電業 BE-2 KC	管体表面上下部土圧の測定
多点ひずみ計	三菱測器 7V01	

いる。

d) 管路の埋設

最初に土槽の底から 40 cm まで土を敷いて締め固めを行い、その上に管を設置した (写真-3)。次いで継手部分など所定の位置に測定計器の取付けを行った。なお、ひずみゲージはあらかじめ貼布を行っている。しかるのち、管を接続して水平になるように十分注意を払いながら土かぶり管頂より 80 cm となるよう埋設を行った。管路の両端はフリーの状態としている。最後に 10 本のピアノ線を土の表面から貫入して管頂に接触させて、土槽枠に固定した標尺の読みから管の鉛直方向変位を測るようにしている。

e) 供試地盤の土質特性

実験に用いた土は、山砂でピットに自然状態で放置されてあるものを用いた。土質試験用の採土は管路埋設時に行われ、一度締め固めを行った後、表面から 30 cm 程度の土を取り除いて、それより深い位置での土をソイルサンプラーによって採取している。直径 30 cm の板を用いた平板載荷試験の結果は図-4 に示すとおりである。2.0~5.0 MN/m² の地盤係数値となっている。また図-5 には粒度分布試験の結果を示している。均等係数は 21.4 で粒度分布のよい土となっている。実験時においては含水比 15~16% で締め固め度は 8.6% 前後であった。図-6 には 3 軸圧縮試験結果が示されている。粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ の平均値はそれぞれ 3.28×10^4 MN/m²、37° となっている。

f) 載荷方法

沈下土槽は 1.96 MN の荷重に耐えるジャッキ 6 本で支持されており、このジャッキを回転降下させることによって沈下土槽の自重で固定土槽との間に相対的な変位を与えることができる。沈下土槽の沈下量に応じた管路挙動を調べるために約 5 mm の沈下を 10 回、計 50

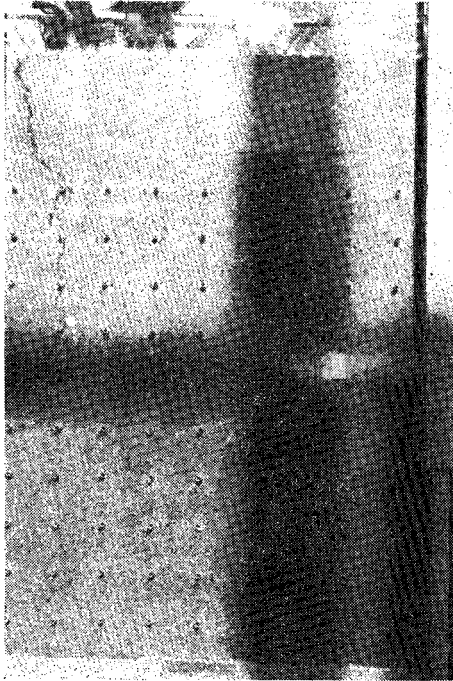


写真-2 地盤変形の測定

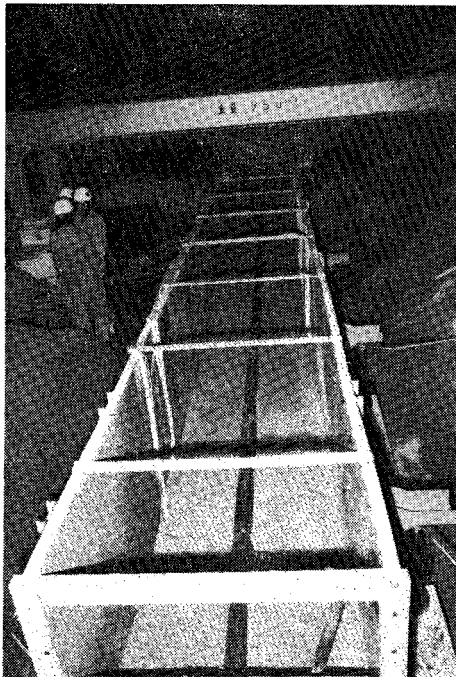


写真-3 管路の設置

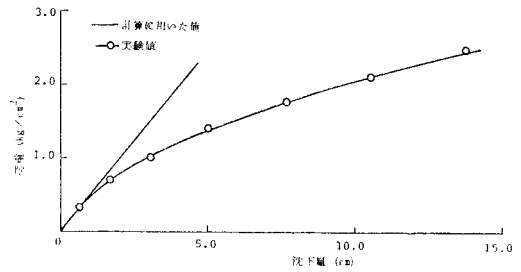


図-4 平板載荷試験結果

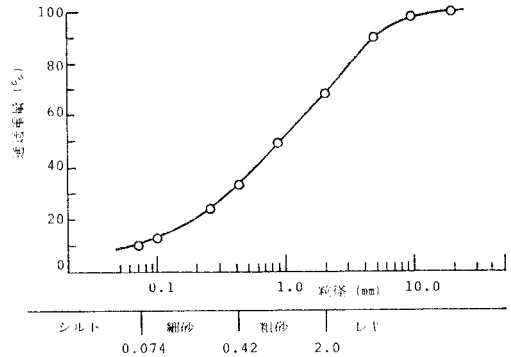


図-5 粒度分布曲線

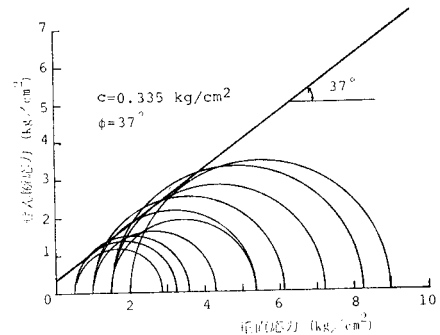


図-6 三軸圧縮試験結果

mm, その後は約 10 mm の沈下を 13 回の計 23 ステップ, 183 mm としている。図-7 は各ステップと沈下量の関係を示したものである。各ステップでは、沈下を与えた後、ある程度の時間をおいて、① ひずみゲージ、② 継手変位、③ 土圧、④ 管体傾斜、⑤ 土槽沈下、⑥ 管頂部変位、を読み取ると同時に、直接方眼紙を土槽表面にあてて、土中に埋め込んだピンの位置およびクラックの様子をプロットし、最後に全体の写真撮影を行っている。

(2) 実験結果および考察

a) 管体ひずみおよび応力

図-3 に示したように管路延長方向の 16 か所、各箇所円周方向 4 点の合計 64 測点で、管軸方向および円

周方向2成分, 計 128 成分の ひずみを 計測している。管頂および管側面における軸方向および円周方向の各沈下ステップにおける管路長手方向のひずみ分布を 図-8 ~12 に示している。

管頂部軸方向の ひずみに 関しては, 最大値は, 境界面より少し沈下側に入った位置 (No. 9, 境界面より 53 cm) で生じている。次いで境界面より少し固定側の位置で大きな値となっている。これら両位置でのひずみの符号は逆であり, 境界面の少し手前 (固定側) で管路が上に凸の浮き上がった変形をし, 次いで地盤の変形とともに大きく沈下していることが伺われる。最大値は $90 \times$

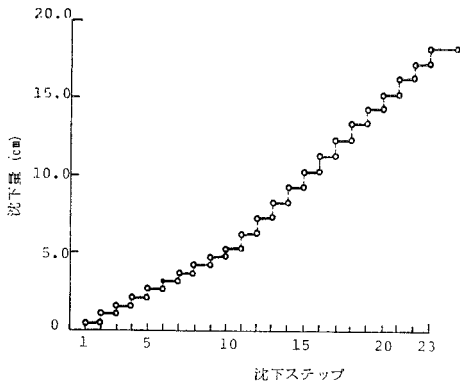


図-7 沈下ステップと沈下量

$10^2 \mu$ 程度である。管頂部円周方向の ひずみに 関しても ほぼ同様であるが最大値は $40 \times 10^2 \mu$ 程度で小さい。図-9, 図-12 に示す管側面のひずみについては最大でも $20 \times 10^2 \mu$ 程度で他の位置でのものに比して小さい。鉛直方向の曲げ変形が主であり, それに直交する平面内での管変形はごくわずかであることが知られる。このことは 図-10 に示す管底の軸方向ひずみが管頂のそれと同程度の振幅をもち, 符号がまったく逆となっていることから伺われる。

次に 図-13 には, 各ステップにおける管頂軸応力の分布を示す。この応力値は測定されたひずみを用いて次式より計算したものである。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= E(\epsilon_1 + \nu\epsilon_2)/(1-\nu^2) \\ \sigma_2 &= E(\epsilon_2 + \nu\epsilon_1)/(1-\nu^2) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここに, σ_1 : 軸方向応力, σ_2 : 円周方向応力, ϵ_1 : 軸方向ひずみ, ϵ_2 : 円周方向ひずみ, E : 管体ヤング率, ν : 管体のポアソン比

最大値はやはり境界面の両側でそれより少し離れた位置に生じており 2 m 程度も離れると応力はほとんど零となる。図-14 は各沈下ステップにおける管体応力の最大値のみをプロットしたものである。沈下量とはほぼ 1 次比例の関係にあることがわかる。図中の実線は次節で述べる解析モデルによる計算結果である。硬質塩化ビ

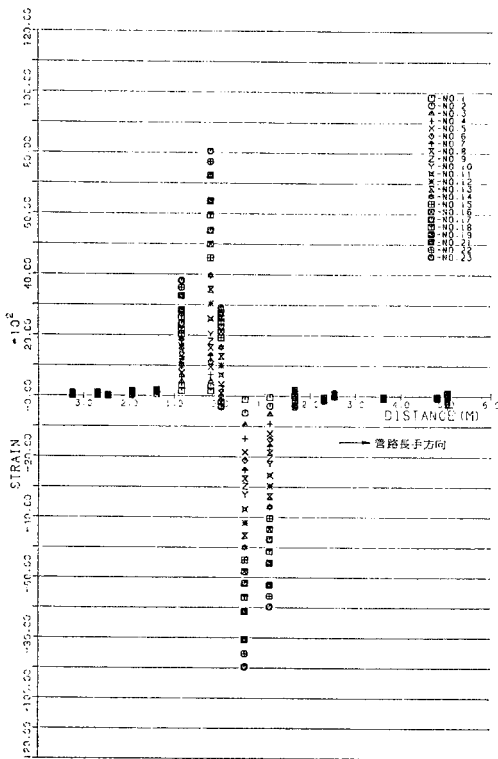


図-8 各沈下ステップにおける管体軸ひずみ (管頂)

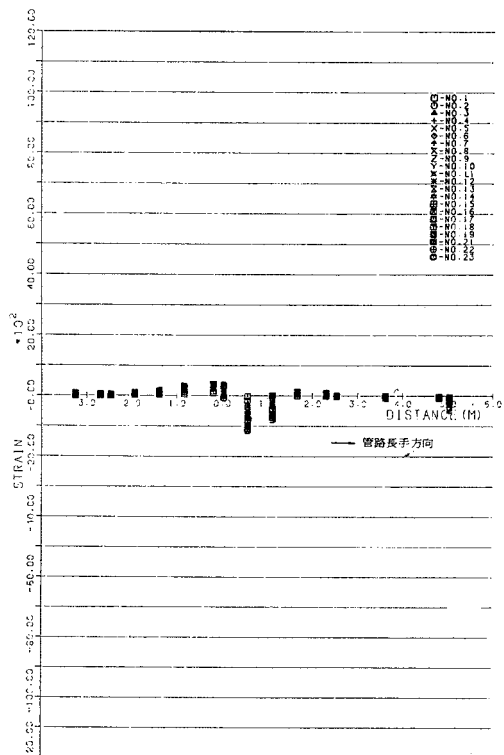
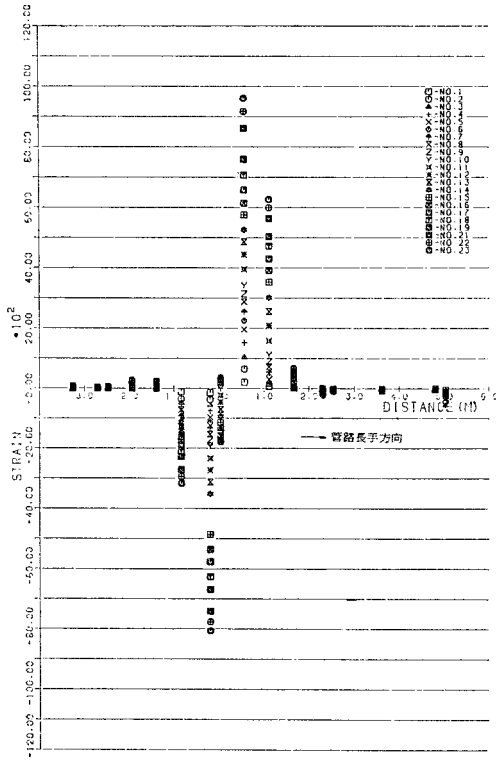
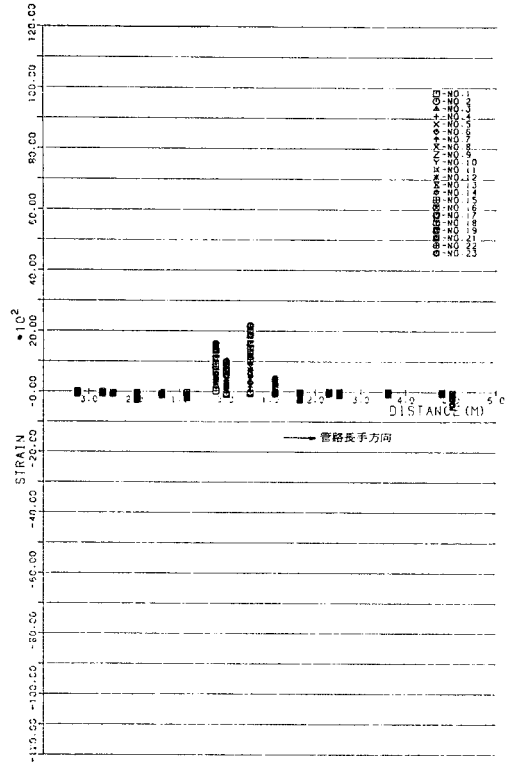


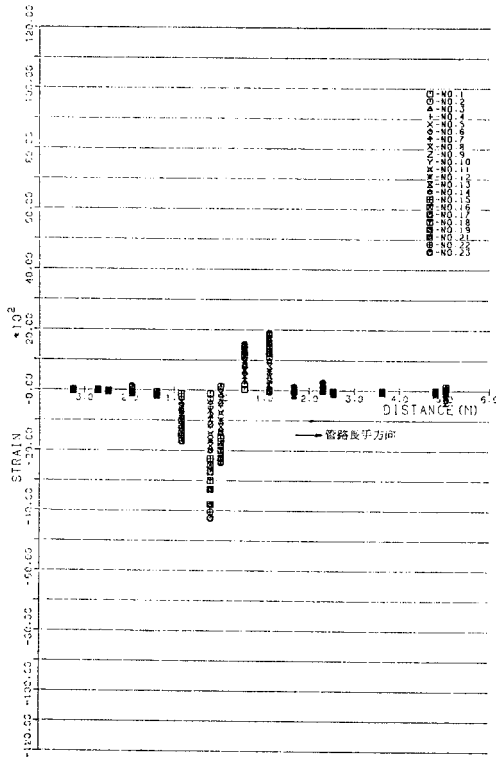
図-9 各沈下ステップにおける管体軸ひずみ (管側面)



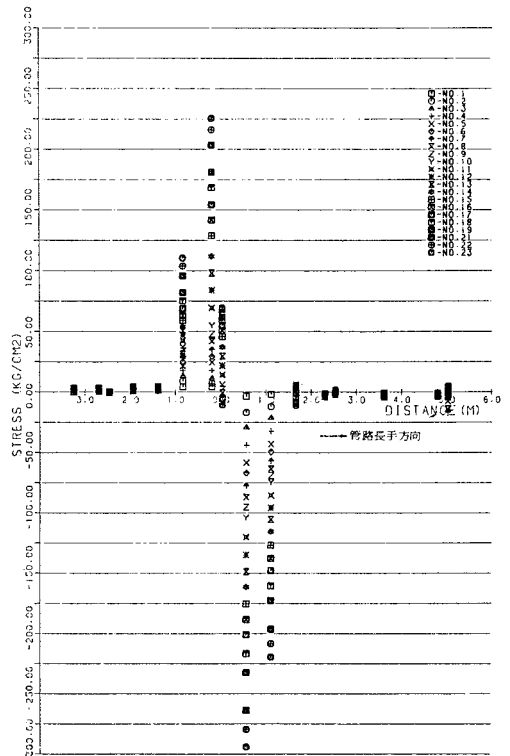
図—10 各沈下ステップにおける管体軸ひずみ (管底)



図—12 各沈下ステップにおける管体円周方向ひずみ (管側面)



図—11 各沈下ステップにおける管体円周方向ひずみ (管頂)



図—13 各沈下ステップにおける管体軸方向応力 (管頂)

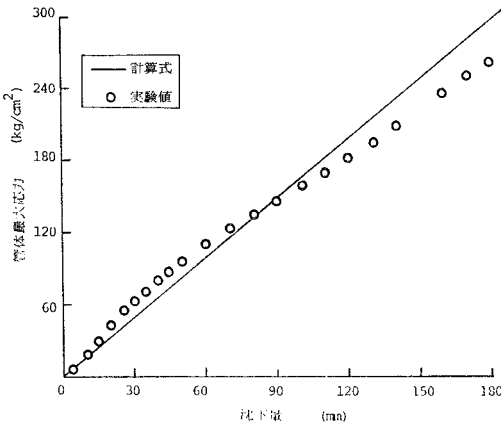


図-14 沈下量と最大応力の関係

ニル管の設計では安全率 5.0 を見込んで許容応力値を 9.8 MPa と定めているので、沈下量 60 mm 程度は許容されることになる。しかし 180 mm の沈下量でも管体にクラックは見当たらなかったため終局強度はかなり高いことが推測される。

b) 継手伸縮量および継手回転角

図-15、図-16 に沈下量と継手抜け量および継手回転角の関係を示している。沈下境界面 (B) およびその両側 250 cm の位置で固定槽側 (A) と沈下槽側 (C) に継手が設けられている。回転角は境界面 B では沈下量に比例して増大しており、180 mm の沈下量で約 5° となっている。本実験に用いられている RR 継手では継手での許容回転角は約 1° 程度であるので⁷⁾、これ以上の値が測定されているものは管の弾性変形を含んだものであると推測される。硬質塩化ビニル管のような管路は比較の変形しやすいために継手の回転に関しては連続管のような挙動をするとみなしてよいであろう。一方、A 継手ではほとんど回転角を生じていない。C では負の方向に 0.2~0.5° 程度であり下に凸の管変形であることがわかる。これに対応して継手の抜け量は沈下槽、固定槽の継手では小さく、境界面にある B 継手で最大 5 mm 程度である。沈下量 80 mm 程度までは、ほとんど B の継手のみが引き抜け、それ以上の沈下量になって初めて A, C も抜け始めている。後述する管路変形の計測結果とも合わせて考えれば、沈下境界面位置では沈下変形に伴う軸方向ひずみが大きくなり、抜けが生じやすいと考えることができる。RR 継手の抜け許容値は 30 mm 程度であるので 180 mm の沈下量ではかなりの余裕もっている。

c) 管路の変形

はりの単純曲げ変形に関して次式が成り立つ。

$$\left. \begin{aligned} d^2y/dx^2 &= 2\varepsilon_1/D \\ dy/dx &= \psi \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 y ：管の変位、 ε_1 ：曲げひずみ、 ψ ：回転角、

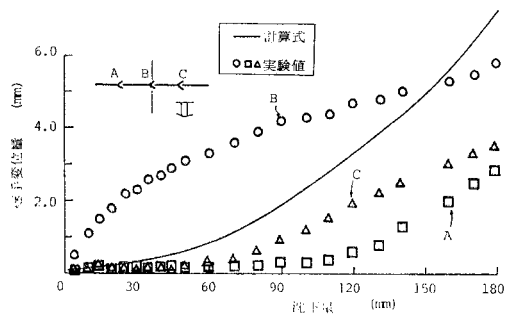


図-15 沈下量と継手変位の関係

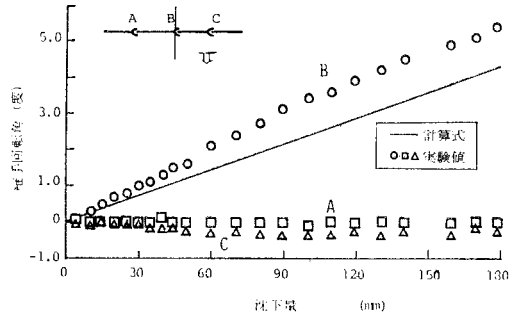


図-16 沈下量と継手回転角の関係

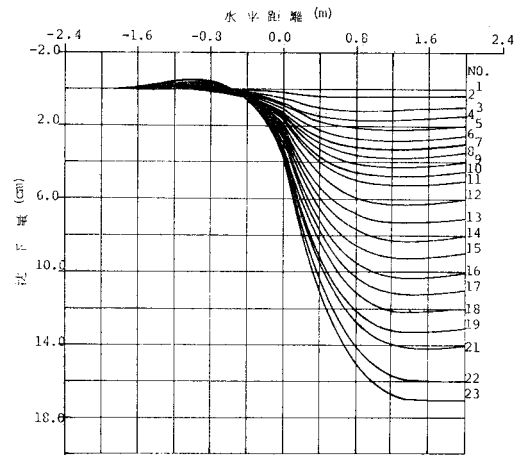


図-17 管路変形曲線

D ：管厚、 x ：管路長手方向の座標

地表から貫入したピアノ線によって管路長手方向 10 か所での変位が知られており、また、曲げ応力、回転角も 図-3 に示した各点で測定されている。したがって、計測既知量を境界条件として式 (2) を解くことによって管路全体の変形状態を知ることができる。このようにして求めた結果を 図-17 に示している。応力、回転角の分布からも予想し得る変形となっている。境界面から 2.0 m 以上も離れると地盤変位と同様の変位となり管路の変形はみられない。また、応力が零に近づく領域とも対応している。また、境界面より固定槽側では管が盛り

上がっていることがわかる。これらの傾向は、180 mm の沈下量までほとんど同様である。

d) 地盤変形およびクラック

地盤に差し込んだピンの動きによって測定した地盤の

動き、クラック伝播の様子および管路中心線の変形状態を各沈下ステップごとに同一図に記入し、そのいくつかを 図-18 に示した。

地盤の変形は沈下量が大きくなるにつれて著しくなる

がその範囲は境界面付近に限られている傾向がある。ステップ 22 についてみると境界付近で地盤は著しく上下方向にずれ、固定および沈下土槽のそれぞれの領域では境界より離れると変形も急激に小さくなるのに反して、管路は固定土槽・境界・沈下土槽へと滑らかに変形しているのが特徴である。すなわち、硬質塩化ビニル管と土の剛性の違いによって、管の動きと地盤の動きにずれが生じることになる。一方、クラックについてみればステップ 9 から明瞭に現われて徐々に伝播してゆく様子が伺われる。クラックの生じ始めるのは境界位置ではなく、ある角度をもってくさび状にクラックが生じるのがわかる。それもある位置より深い所ではクラックは生じにくく、地表面近くの浅い位置に数多く発生している。

主働・受働土圧の考え方より、図-19 に示すように沈下を与えたときに生じるくさび形状は

$$\theta = 45^\circ \pm \phi/2 \dots\dots\dots (3)$$

で区切られる範囲である。上式中 ϕ は土の内部摩擦角で三軸圧縮試験結果より本実験の供試地盤の場合 $\phi = 37^\circ$ と知られている。したがって、 θ は 67.5° および 22.5° である。ステップ 23 のクラックの状況について、その方向を求めると約 57° と 27° が得られる。これらの値は上記の理論値とよく近似していることがわかる。地盤にはクラックが生じているので、地盤ひずみはかなり大きくなっていることが推察される。

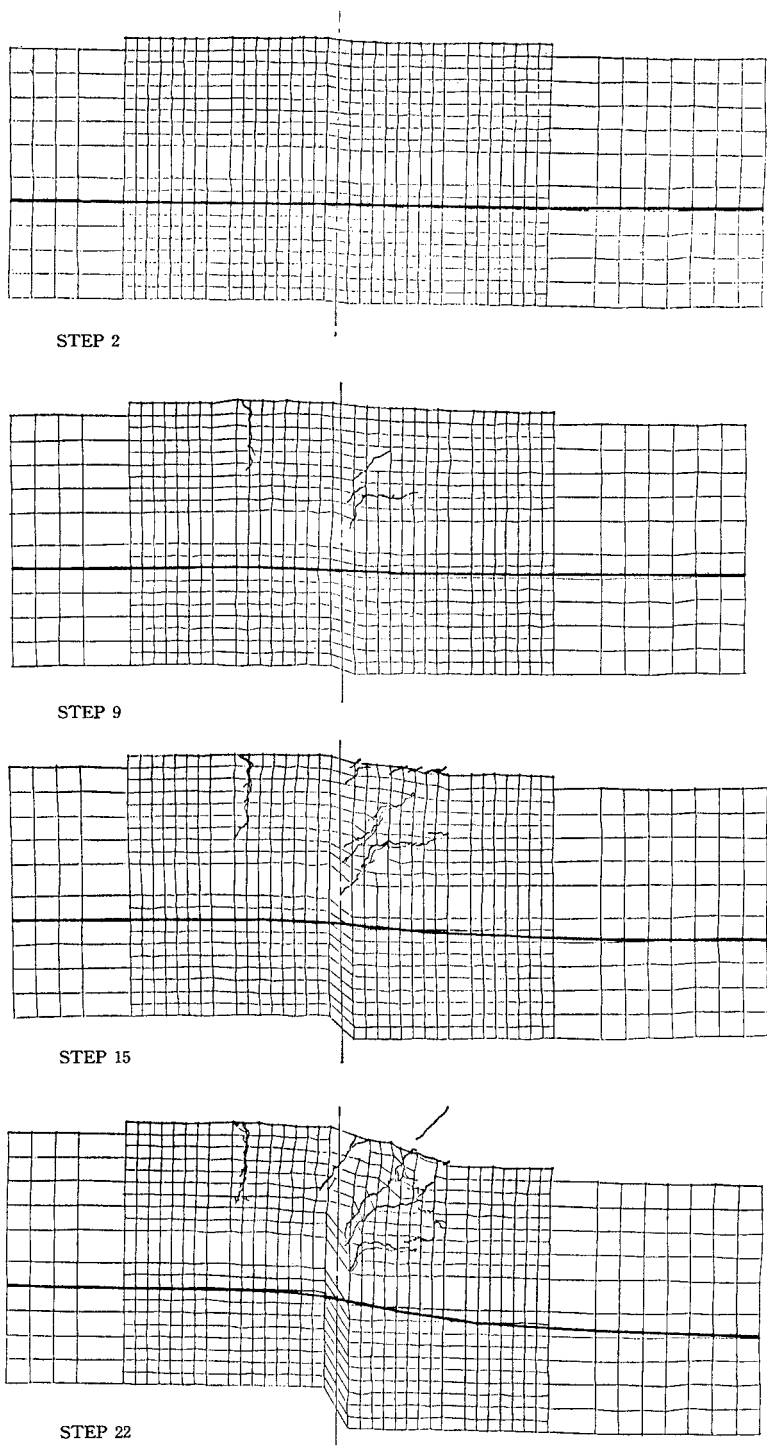


図-18 各沈下ステップにおける地盤変形・クラックおよび管路変形図

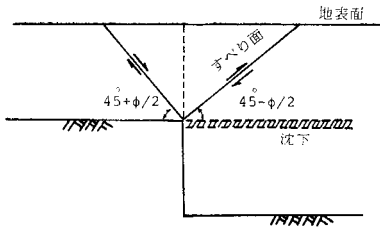


図-19 沈下とすべり面の発生

3. 地盤沈下を受ける管路の挙動解析

地盤沈下を受ける管路の設計算法を検討するために図-20の数理モデルを用いる。有限長はりの端部では管路は土と一体となって挙動するとの仮定より無限長はりを解析の対象とする。図-20のつり合い方程式は次式である。

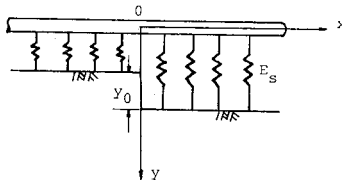


図-20 沈下を受ける管路の解析モデル

$$\left. \begin{aligned} EI \frac{d^4 y_1}{dx^4} + E_s y_1 &= 0 \quad (x \leq 0) \\ EI \frac{d^4 y_2}{dx^4} + E_s (y_2 - y_0) &= 0 \quad (x \geq 0) \end{aligned} \right\} \dots\dots (4)$$

ここに、 $y_1, y_2 : x$ が負、正の領域における管路の曲げ変位、 EI : 管路の断面剛性、 E_s : 地盤ばね、 y_0 : 地盤の沈下量

境界条件は

$$\left. \begin{aligned} x=0 : y_1 &= y_2, y_1' = y_2', y_1'' = y_2'' \\ y_1''' &= y_2''' \\ x \rightarrow \infty : y_2 &= y_0, y_2' = 0 \\ x \rightarrow -\infty : y_1 &= 0, y_1' = 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots (5)$$

式(5)の条件のもとで式(4)を解くと次式で変位が得られる。

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= y_0 e^{\beta x} \cos \beta x / 2 \quad (x \leq 0) \\ y_2 &= y_0 (1 - e^{-\beta x} \cos \beta x / 2) \quad (x \geq 0) \end{aligned} \right\} \dots\dots (6)$$

ここに、

$$\beta^4 = E_s / 4 EI \dots\dots\dots (7)$$

式(6)より最大変位 y_{max} 、最小変位 y_{min} 、最大たわみ角 φ_{max} 、最大モーメント M_{max} は次のようになる。

$$y_{max} = y_0 (1 + \sqrt{2} e^{-3\pi/4} / 4) : x = 3\pi/4 \beta \dots\dots (8)$$

$$y_{min} = -\sqrt{2} y_0 e^{-3\pi/4} / 4 : x = -3\pi/4 \beta \dots\dots (9)$$

$$\varphi_{max} = \beta y_0 / 2 : x = 0 \dots\dots\dots (10)$$

$$M_{max} = -y_0 EI \beta^2 e^{-\pi/4} / \sqrt{2} : x = \pi/4 \beta \dots\dots (11)$$

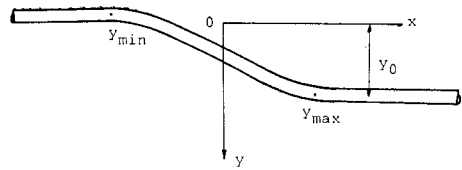


図-21 管路の変形

$\sigma_{max} = 0.5 M_{max} D / I$ の関係から最大曲げ応力 σ_{max} は

$$\sigma_{max} = \pm y_0 E D \beta^2 e^{-\pi/4} / \sqrt{2} \dots\dots\dots (12)$$

となり、 D は管径である。

上記の検討は継手を有しない連続管についてであるが継手のある場合には次のような考え方によって継手変位が算定される。地盤沈下を受けて大変形を起こす継手管路にとって継手変位を生ぜしめる原因は管の鉛直方向の大変形に伴う軸方向の伸びによると考えられる。本来は軸方向および鉛直方向のつり合い方程式を同時に解いて軸方向伸びを算出すべきであるが荷重として与えられる地盤沈下が鉛直方向であるために、まず曲げによる変形を求めておいてしかるのちに、その変形に伴う軸方向伸びを計算して近似値とみなすことにする。また、図-21のような沈下に伴う管路変形を考えれば、沈下境界面位置に継手がおかれている場合、最大および最小管路変位を生じる位置 ($x \pm 3\pi/4 \beta$) の間で軸方向のひずみが最大となるであろうことが推察される。その間における管軸方向伸び量が沈下地盤内にある管路の継手1つで受け持たれるものと考えれば、工学的に考えて継手変位量を与えたとみなしてもよい。それを d とすれば式(6)~式(8)より

$$\frac{d}{2} = \sqrt{\left(\frac{3\pi}{4\beta}\right)^2 + y_1^2} - \frac{3\pi}{4\beta} \dots\dots\dots (13)$$

$$y_1 = \left(\frac{1}{2} + \sqrt{2} e^{-3\pi/4} / 4\right) \cdot y_0 = 0.5335 \cdot y_0 \dots\dots (14)$$

が得られる。

また生じ得る最大の継手回転角は、管路の沈下変形状態(式(6))から判断して、継手変位の場合と同様、沈下境界面から最大沈下変位の位置に向かう方向に生じることが推察される。このとき、継手の回転角は沈下境界面で生じて、その角度 θ_{max} は式(13)を参照して次のようになる。

$$\theta_{max} = \tan^{-1} y_1 / \left(\frac{3\pi}{4\beta}\right) \dots\dots\dots (15)$$

ここに、 y_1 は式(14)で与えられる量である。

以上で得られた沈下を受ける管路の、① 沈下曲線：式(6)、② 最大応力：式(12)、③ 継手変位：式(13)、④ 継手回転角：式(15)によって2.における実験結果との対応について考察を進める。

なお、上式は連続管の解析モデルによって応答諸量を求めたもので継手変位、回転角は近似的な算定式であ

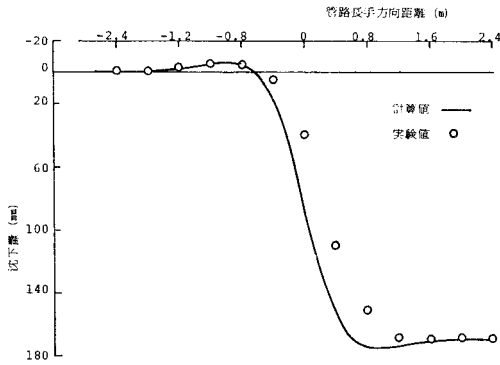


図-22 管路の変形

る。したがって、継手のあることによる応力の解放は最大応力算定式に含まれていないのでそれに伴う誤差の生じることは当然である。

平板載荷試験の結果などから 2. の実験に用いた地盤ばね定数 E_s は、 $E_s = K \cdot D$ (K : 地盤係数) の関係を用いると 2. の実験結果より $K = 2.0 \sim 5.0 \text{ MN/m}^3$ であるので $E_s = 1.96 \sim 4.9 \times 10^5 \text{ Pa}$ となる。また、表-1 より $E = 2.94 \times 10^8 \text{ Pa}$, $I = 3.38 \mu\text{m}$ であるので、 $E_s = 5 \text{ MN/m}^3$ を用いるものとすれば式 (7) より $\beta = 0.0187 \text{ 1/cm}$ と求まる。

したがって、

$$\text{管路変形: } y = (1 - e^{-0.0187x} \cos(0.0187x/2)) \cdot y_0$$

$$\text{最大変位: } y_{\max} = 1.034 y_0$$

$$\text{最大変位の位置: } x = 126.0 \text{ cm}$$

$$\text{最大応力: } \sigma_{\max} = 1.66 \text{ MPa}$$

$$\text{最大応力の位置: } x = 42.0 \text{ cm}$$

$$\text{継手変位: } d/2 = \sqrt{(126.0)^2 + (0.5334 y_0)^2} - 126.0$$

$$\text{最大継手回転角: } \theta_{\max} = \tan^{-1}(0.5335 y_0) / 126.0$$

図-22 に上式による沈下曲線と実験値を示している。沈下量が 17.01 cm の場合についての比較である。弾性理論解であるにもかかわらず、よく一致していることが知られる。最大応力、継手変位、継手回転角の値は図-14~16 の図中の実線で示している。継手変位の場合は沈下量の小さい所で過小に評価しがちであるが、その他は推定式が実験値の傾向をよく説明し得ることがわかる。最大応力の位置も実験値で約 53 cm、推定式で 42 cm となっており、ひずみ測定位置の配置から考えてよく合っていると見える。上述の実験値と理論値の比較に際しては、特に地盤ばね定数値は厳密値とはいいがたく応答諸量にも多少の変動を見込む必要がある。

したがって、式 (8)~(14) を沈下を受ける管路の力学的諸量の推定に用い、ある種の安全率を乗じて管路設計値とすることは十分の意義があると考えられる。

4. 沈下挙動シミュレーションによる継手効果の検討

(1) シミュレーション手法

2. の実験において、継手と沈下面の位置関係の影響を検討するために、著者らによって開発された地中管路の非線形地震応答解析プログラム⁷⁾ ERAUL (1) (Earthquake Response Analysis of Underground Lifelines) を用いて沈下を受ける管路の挙動シミュレーションを行った。モデルおよび解析手法の詳細については文献 7) を参考にされたい。本解析モデルのおもな仮定は以下のようである。

- 1) 管路の動的特性(慣性力・減衰力)の影響は小さいものとみなし、擬静的問題として解析を行う。
 - 2) 二次元平面内での応答を解析し、地盤の運動は強制変形として作用すると考える。
- 以上の基本仮定に基づいて次のようなモデルを解析の対象とする。

- 1) 埋設管路を一樣非弾性床上的のはりとみなす。
- 2) 地盤の運動は強制変形としてのみ作用し、その地点での地盤変位が地盤ばねを介して管路に作用する。
- 3) 埋設管路と地盤との間のばねは非線形特性をもつ。すなわち、管路と土の間に働く摩擦力により管路は地盤の動きに追従するが、最大摩擦力を超えると、管路と土の間にすべりが生じ、管軸直角方向では、ある値を超えると土が弾性状態から塑性状態になるものと考えられる。いずれの方向のばねについても完全弾塑性型の非線形特性をもつものとする。
- 4) 埋設管路は継手をもつものを対象とし、伸縮ばね、回転ばねによって継手で管体が連結されており、継手位置では管軸方向については軸力を伝え、管軸直角方向については、せん断力を伝える。また、曲げモーメントは回転ばねを介して伝えられる。また、継手のばねは、継手特性に応じた非線形特性をもつ。なお、継手位置での断面力を連続とみなすことによって、継手のない溶接管路などの解析も可能となることはいうまでもない。

5) 管体は変形後も弾性範囲内にある。

伝達マトリックス手法に基づいて定式化を行い、非線形計算には荷重増分法を採用している。ここでは上記の手法を用いて、地盤沈下を受ける管路挙動に及ぼす継手の効果について調べる。検討した3つの解析モデルを図-23 に示している。沈下は 20° の傾斜をもって生じるものとし²⁾、モデル (I) では 5 m ごとに継手が配置され、沈下位置に継手のある場合、モデル (II) は 5 m 管

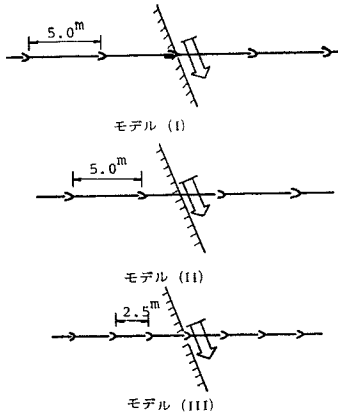


図-23 継手効果を検討するための管路沈下シミュレーションモデル

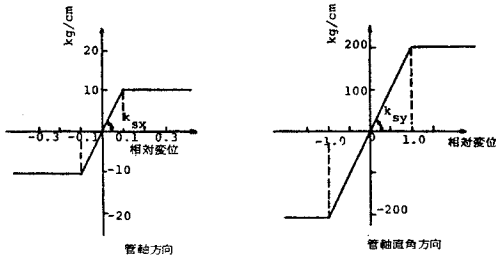
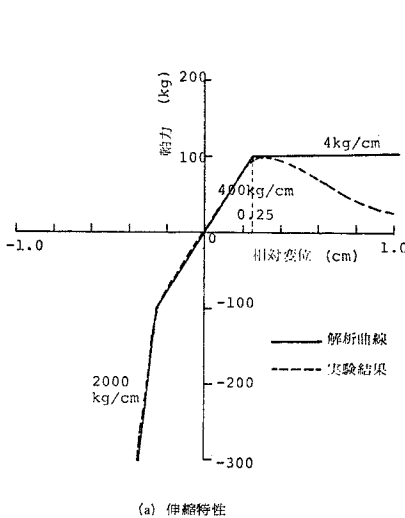


図-24 地盤のばね特性

で沈下位置に管体中央部がくる場合、モデル(Ⅲ)は、2.5mの短尺管で継手の位置は上記モデル(Ⅰ)に相当したものである。解析に用いた地盤ばねの非線形特性を図-24(a)(軸方向)、(b)(軸直角方向)に示し⁸⁾、図-25(a),(b)には、RR継手の伸縮および回転ばね非線形特性を示している⁷⁾。沈下面に沿って10cmのすべりを与えた場合の各モデルにおける最大継手変位量を



(a) 伸縮特性

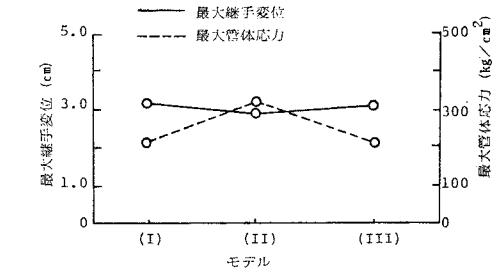


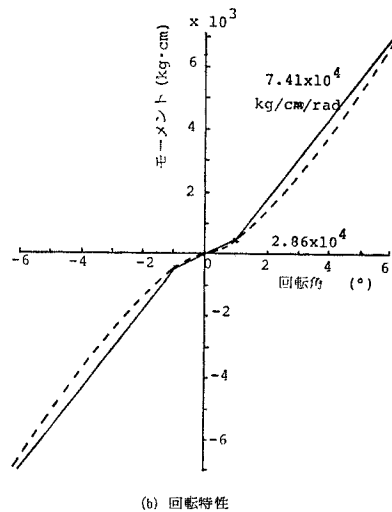
図-26 シミュレーション結果

図-26に示し、最大管体合成応力(曲げ応力+軸方向応力)を同じく図-26に示している。

沈下位置に継手をもつ長尺管のモデル(Ⅰ)では、モデル(Ⅱ)に比較して継手変位は大きく出すが、その分だけ管体応力が緩和されていることが知られる。また、短尺管では、継手位置と沈下面の関係が同じであるモデル(Ⅰ)と比較すれば継手変位、最大応力とも1%程度小さくなって短尺管としての効果がわずかに現われていることが知られる。しかし、継手が伸縮するのは、いずれのモデルにおいても沈下面のごく近傍に限られており、地盤と管路の相対的な剛度にも関係するが⁷⁾、本解析の場合はせいぜい4~5m程度である。したがって、短尺管の継手伸縮によって沈下に伴う管体応力の緩和を図ろうとする場合には2.5mよりも短い間隔に継手を配置することが望ましいと考えられる。

5. 結 言

新たに考案された沈下土槽を用いてφ100mmのRR継手をもつ硬質塩化ビニル管の地盤沈下に伴う挙動を計測した。また、解析モデルを用いて沈下を受ける管路の



(b) 回転特性

図-25 硬質塩化ビニル管 RR 継手特性

継手変位、応力などを算出する計算式を提示して実験結果との比較を試みた。さらに、短尺管による応力緩和の効果を検討するために、伝達マトリックス法によるシミュレーションを行った。得られた結果を要約すると以下のようなものである。

(1) 新たな実験手法として沈下土槽の試作を行った。地盤大変形を受ける埋設管の挙動計測として有用な方法と考えられる。

(2) 管体許容応力を 9.8 MPa とすると RR 継手をもつ硬質塩化ビニル管路は 60 mm 程度の沈下まで耐え得ることが知られた。しかし、硬質塩化ビニル管の非弾性的特性を考慮して、ひずみ許容値の考え方を採用すれば、さらに大きい沈下に耐え得る。

(3) 沈下に伴う周辺地盤の動き、クラックの発生は土の剛体理論によりある程度説明し得ることがわかった。

(4) 解析モデルによって沈下を受ける管路の管体応力、継手変位を算出するための近似式を提示した。これらの式は実験結果を比較的良好に説明し得ることがわかった。

(5) 伝達マトリックス法を用いて、継手による沈下応力緩和の効果を検討した結果、継手の伸縮は沈下面のごく近傍に集中する傾向にあり、密な間隔に継手を配置

しないと応力緩和の効果が期待できないことが知られた。

最後に、本実験の実施、実験結果の整理に尽力いただいた神戸大学工学部耐震工学研究室の学生諸兄、積水化学工業（株）管工機材研究所の皆様にご感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) ガス事業大都市対策調査会・地震対策専門委員会：宮城県沖地震ガス施設被害調査報告，昭和 53 年 12 月。
- 2) 仙台市水道局：1978 年宮城県沖地震による被害とその対策の記録，昭和 53 年 10 月。
- 3) 文部省科学研究費・自然災害特別研究（昭和 53 年度）：1978 年宮城県沖地震による被害の総合的調査研究，昭和 54 年 3 月。
- 4) 日本道路協会：石油パイプラインの地震対策に関する調査報告，昭和 49 年 3 月。
- 5) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，1979 年版，pp. 90～94
- 6) 日本水道鉄管協会：水道用埋設鉄管路の耐震設計マニュアル，昭和 55 年 10 月。
- 7) 高田至郎・高橋俊二・山部泰男：硬質塩化ビニル管の地震時挙動シミュレーション，水道協会雑誌，No. 547，pp. 27～39，昭和 55 年 4 月。
- 8) 高田至郎：埋設管路-地盤系の復元力特性と地震応答解析，土木学会論文報告集，第 249 号，pp. 1～11，1976 年 5 月。

(1981.7.11・受付)