

埋設管路-地盤系の復元力特性と地震応答解析

RESTORING FORCE CHARACTERISTICS AND EARTHQUAKE RESPONSE ANALYSIS OF PIPE-SURFACE LAYER SYSTEM

高 田 至 郎*

By Shiro TAKADA

1. ま え が き

ガス管・上下水道管などの管状構造物は、比較的軟弱な地盤中に埋設され、また管路網を形成することなどから考えて、耐震設計上は同系統の構造物と見なし得る。ケーソンなどの地中構造物も、やはり地盤中に埋設され、土との連成振動系を構成するが、地表面と平行な方向での構造物の横幅が地震波の波長と比較して小さい場合には、構造物の2点間の運動の位相が問題となることは少なく、大抵の場合にはある一地点での地震動を入力と考えて耐震性を論議できる。一方、埋設管では、水平方向にかなり長く、地震時には、構造物各点での動きに差異が生じることは容易に推察される。したがって、かかる構造物に関して従来とは異なった耐震設計の概念を確立する必要がある。

これまでに、埋設管あるいは沈埋トンネルなどの管状構造物の耐震性に関して数多くの研究がなされ^{1)~6)}、次の諸点で意見の一致を見ていると思われる。

- 1) 地震時における地盤と構造物の相対的な動きはきわめて小さく、構造物変位は高々地盤変位までである。
- 2) 構造物の固有振動は惹起されない。
- 3) 地震時における構造物の軸ひずみは曲げひずみよりも一般に大きく、この傾向は管径の小さな構造物で著しい。

いずれにしても上記の結果は、地震時における構造物軸方向での地盤変形あるいはひずみ分布が、埋設管の耐震性を考えるうえで重要な要素であることを示唆しているといえよう。

地震時の地盤内での軸ひずみ ϵ_A はその地点での運動速度 V と波動の伝播速度 c_a から $\epsilon_A = V/c_a$ で計算されるが、沖積地盤での 200~300 gal の地震動では ϵ_A は 10^{-3} のオーダーであると考えられる。たとえばこのひずみ

がそのまま鉄筋コンクリート構造物に伝達されると考えればきわめて大きな応力が発生することになり耐震安全性は保証され得ない⁷⁾。著者らが地中埋設構造物と地盤の間にすべりは生じないものと見なして両者の相互作用を理論的に取り扱った結果では⁸⁾、構造物の剛性によるひずみ振幅の減少は地盤内ひずみ振幅の高々 10~20%程度であり、剛性による入力損失を見つめても軸ひずみは 10^{-3} のオーダーを下らないことになる。この程度のひずみによる軸力は、埋設構造物と地盤との接触面での摩擦による運動拘束力よりも大きな値となり得る可能性がきわめて多く、 10^{-3} のオーダーのひずみが構造物断面に生じる以前に、周囲の土との間にすべりが生じていると見なすのが妥当であろう。したがって、従来、直管部では管路と地盤が地震時に一体となって挙動すると見なされているが、埋設管の継手の抜け落ちや接合部での破損の震害例などから考えても軸方向の変位やひずみに関しては両者の間のすべりを考慮した振動解析や耐震性の検討も実施されねばならないと考える。本文では以上の観点から埋設管の静的および動的な復元力特性を模型実験によって明らかにし、実験結果より理論的に考察を加えて、地震時における埋設管のすべり特性と耐震性について論じようとするものである。従来、すべりの影響を検討する目的で、地盤を非線形ばねに置換して解析を行った例や、地盤ばね特性を静的実験より求めた二、三の例^{9),10)}があるが、系の動的復元力特性や地盤変位と埋設管変位の関連を明らかにした研究¹¹⁾は少なく資料の集積が期待されている。

2. 埋設管-地盤系の復元力特性に関する模型実験

地震時における埋設管の動的挙動は、系の慣性力・減衰力・復元力特性および入力としての地震動の特性により左右される。このうち、系の慣性力は従来の研究⁵⁾ か

* 正会員 工博 神戸大学助教授 工学部土木工学科

ら、応答特性に与える影響は小さいことが知られているが、とりわけ埋設管と地盤の相互作用に関わる復元力特性については、いまだ解明されていない点が多く、埋設管の耐震性にすべりを考慮するうえで検討する必要がある。本節では埋設管-地盤系の軸方向摩擦復元力を明らかにするために実施したモデル実験とその結果について述べる。

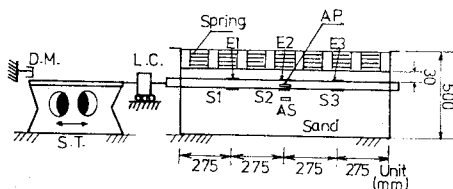
(1) 実験概要

埋設管の軸方向振動が1自由度振動モデルで表示できるものと仮定すれば運動方程式は次式となる。

$$m\ddot{u} + c(\dot{u}) + k(u) = P(t) \dots\dots\dots (1)$$

上式中、左辺各項は順次、慣性力・減衰力・復元力を表わし、右辺は外力を表わす。埋設管の単位長さ当りの質量は比較的小さく、慣性力が無視できうるものと考えれば軸方向外力 $P(t)$ は式(1)から $c(\dot{u}) + k(u)$ と等しいと見てよい。したがって、本実験では埋設管の軸方向に静的あるいは動的に強制変位を与え、その時の軸方向合力が管と地盤の間に生じる摩擦力の合力と等しいと見なして摩擦復元力特性を求めようとするものである。

実験装置の概略図を Fig. 1 に示す。摩擦復元力の特徴を検討することに主眼を置き、埋設管と地盤の材料的特性のみを考慮して、実構造物との相似律については、特に配慮していない。しかし、おもに材料的特性と土圧によって左右される摩擦復元力の特徴については、実際の場合にも適用し得るものと思われる。1500×500×500 mm の鋼鉄製箱中に乾燥砂を充填し、締め固め用バイプレーターによって十分締め固めた。現場では埋設管の布設に際して、掘り起こした土のかわりに、管周辺を砂で置き換えるのが一般の方法であり、本実験でも砂と管との摩擦を調べる意味で上記の地盤模型を用いることにした。また、砂の粒度分布の摩擦復元力に与える影響は大きいと考えられるが Fig. 2 に示す粒度分布の砂を使用している。この地盤中に Fig. 1 に示す位置に、φ55×2000 のアルミ管を埋め込んで模型管とした。本実験では剛性の小さなアルミ管を用いることによって、管



- D.M. : Displacement Meter
- L.C. : Load Cell
- Si : Strain Gage (i=1-3)
- AS : Accelerometer of sand
- AP : Accelerometer of pipe
- Ei : Earth Pressure Cell (i=1-3)
- S.T. : Shaking Table

Fig. 1 Experimental device.

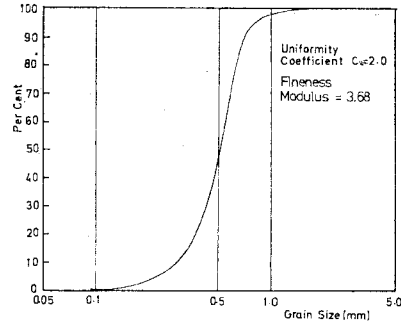


Fig. 2 Grain-size distribution curve.

軸ひずみに関する挙動を詳しく調べようとしている。同図中に示す加圧装置は管に作用する地盤圧力を任意に変えうるものであり、管の埋設深さによる土被り圧が摩擦復元力に与える影響や地表面荷重の影響を調べる目的をもっている。加圧装置の構造は Photo 1 に示すとおりであり、砂層表面においた鉄板を、ばね定数約 15.5 kg/cm² のもの 9 個で加圧し、動的実験においても一定の圧力が作用し得るようにしている。

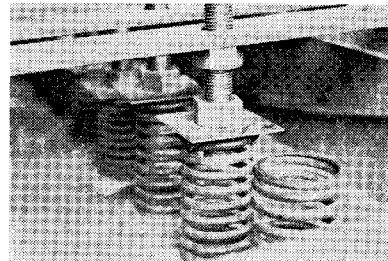


Photo. 1 Loading device

計測の対象としたものは埋設管の3点における軸ひずみ、管加速度、地盤内加速度、入力強制変位、管の上面に働く土圧および管軸方向の合力であり、それぞれストレインゲージ(新興通信工業 S116)、小型加速度計(新興通信工業 BA-5G)、変位計(新光電機 T-1503)、土圧計(共和電業 BE-2KC)、ロードセル(共和電業 LU-500KE)によって測定を行った。計測機器の配置は Fig. 1 に示すとおりである。なお、記録はおもに電磁オシログラフ(三栄測器 5M11C)によって行い、また、動的な復元力と変位はシンクロスコープ(岩崎通信機 SS 5050)に入力させて写真撮影を行うことにより両者の時間履歴を求め、その評価を行った。

実験は振動台(UBC-10A)によって管軸方向に、管に強制変位を加え、静的ならびに動的実験を行った。静的実験では、振動台変位を手動によって増減し、変位速度 0.1 mm/sec の割合で 0~20 mm の範囲で管に軸方向強制変位を加えて、軸力、管ひずみ、加速度等の計測を行っている。また、動的実験では振動台を正弦波加振することによって、管に軸方向強制変位を与えた。この

場合には土圧を 0.02~0.6 kg/cm² の 4 種類, 強制変位を 0.1~4 mm の 5 種類, 振動数を 0.7~5 Hz の 6 種類に変えて, これらの組み合わせによる実験を繰り返し行って, 上記と同様の諸量を計測している。

(2) 静的実験結果

埋設管の軸方向合力として計測されたロードセルの値と管変位の関係を Fig. 3 に示した。加圧装置のばね圧縮量の調整によって管上面に作用する圧力を 4 種類にかえた場合の結果が示されている。すべりが生じる 1~2 mm の変位までは両者はほぼ比例の関係にあり, その変位以上では復元力の増加割合は急激に減少し, 土圧の小さい場合には一定値に漸近する傾向を示す。また, 土圧が大きくなれば管と砂との摩擦力が大きくなるためにすべりの現象が起こりにくいことが分かる。Fig. 3 の結果より, 見かけ上の地盤ばね定数およびすべり始める時の相対変位(実験では地盤は静止しているため管変位に等しい)を求めるために復元力曲線を変位が微小な立上りの曲線とすべりが生じたあとの曲線をそれぞれ直線と仮定し, 両直線の交点の値が求める復元力と変位に相当するものと見なして, 解析を進めた。

Fig. 4 中の○印は, 上記の手法により求めた復元力を埋設管の単位長さ当りに対する値に換算し, その値を地盤の見かけ上の軸方向ばね定数と見なして, 土圧との関係を見たものである。また, ●印は次節で述べる動的な復元力より求めたばね定数である。0.3 kg/cm² の土圧では値に多少のばらつきが見られるが, 土圧と見かけ上のばね定数は 1 次比例関係にあると見なしてよい。見

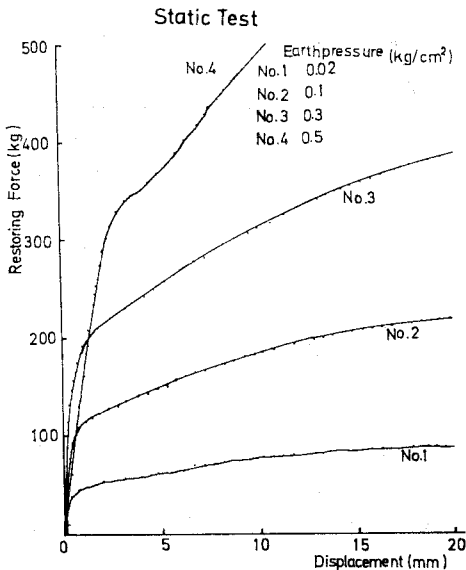


Fig. 3 Relationship between restoring force and displacement.

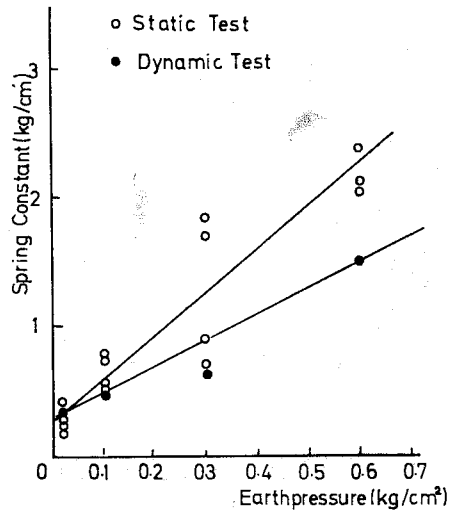


Fig. 4 Spring constant

かけ上のばね定数すなわち管の単位長さ当りに働く摩擦力を F (kg/cm) とすれば, 単位面積当りの摩擦力すなわち平均的な意味での摩擦応力は $F/\pi d$ (kg/cm²) で与えられる。ここに, d (cm) は管の外径である。管表面の上側に働く土圧を p (kg/cm²) とすれば, すべりは始める時の摩擦係数 s は次式で与えられるものと考えてよい。

$$s = F/\pi p d \dots\dots\dots(2)$$

式(2)によって, 本実験の結果より求めた静的な摩擦係数を Fig. 5 に示した。同時に北出⁹⁾, 桜井¹⁰⁾, 宮本¹¹⁾らによる実験結果より算出した摩擦係数を図示した。上記諸研究は埋設管の径は $\phi 50 \sim \phi 355.6$ mm と異なるがいずれも模型あるいは実際の砂地盤中に埋設された鋼またはアルミ管の静的な引き抜き試験を実施したもので, その資料を式(2)によって整理し直して管径の影響を取り除くようにして求めたものである。本実験では 0.15~0.45, 桜井らの資料では 0.18~0.22, 宮本らでは 0.40~0.58, 北出らでは 0.52 程度で値に多少の変動が認められるが諸条件の異なる実験としては比較的類似していると考えられ, 静的に管がすべり始める時の摩擦係数は図中の斜線の範囲で示した 0.2~0.6 程度と考えてよからう。一方, すべり始める時の変位と土圧の関係は Fig. 6 に示すとおりである。両者はほぼ比例関係にあると見てよい。北出ら⁹⁾の研究より算出されているすべり出し変位は土圧 0.05 kg/cm² のときに約 0.5 mm と得られており, 図中に示した直線上に乗ってくる。北出らの実験が $\phi 355.6$ mm の鋼管による結果であることを考え合わせれば, 管表面の単位面積当りに働く摩擦力によってすべり出しの現象が左右されるために, 管径にかかわらず, 土圧のみによってすべり出しの変位が決定され得るとも考えられる。Fig. 6 より, す

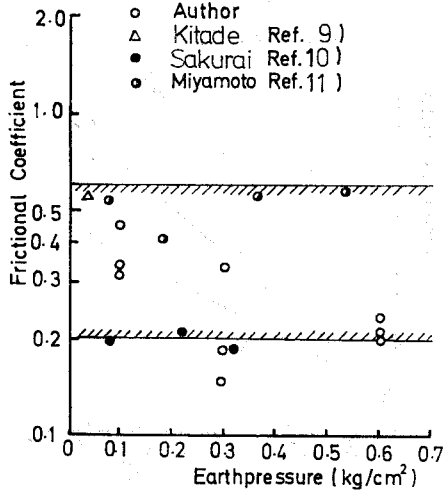


Fig. 5 Coefficient of friction.

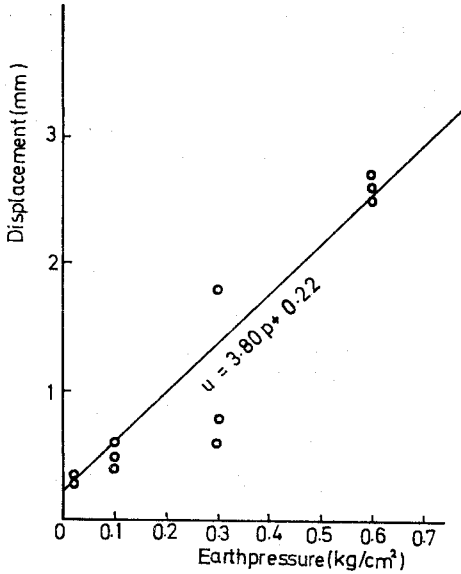


Fig. 6 Relationship between earthpressure and displacement.

べり出しの変位 u (mm) と土圧 p (kg/cm²) の間の関係はほぼ次式で表現できる。

$$u = 3.80 p + 0.22 \dots\dots\dots (3)$$

式 (3) の結果は、同様の金属表面をもつ鋼管が砂質土中に埋設されている場合についてもすべり出し変位と土圧の関係を推測する上で一つの指標となると思われる。ただ、桜井ら¹⁰⁾の実験結果では土圧の値にかかわらずすべり出し変位は 0.1 mm 以下ではほとんど一定となっており、今後の検討を必要とする。

Fig. 7 には管の軸ひずみと変位の関係を示した。管の中央部における軸ひずみについて整理したものであるが、他の 2 測点においても同様の結果が得られている。両者の関係は Fig. 3 に示した変位と復元力の関係に相

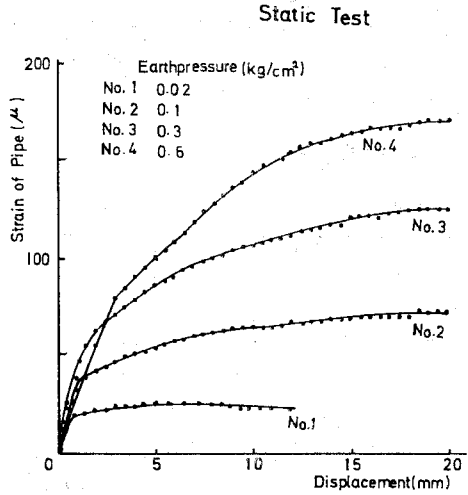


Fig. 7 Relationship between axial strain and displacement.

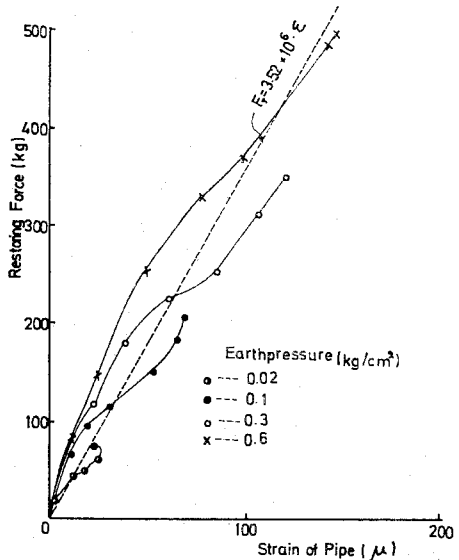


Fig. 8 Relationship between restoring force and axial strain (static test).

似しており、すべりが生じていると考えられる変位ではひずみの増大率も小さくなっていることから、摩擦力によって管にひずみが引き起こされているのは明らかである。このことは Fig. 8 に示した軸ひずみと復元力の関係からも知られる。図より土圧の変化にかかわらず、ひずみと復元力は比例しているのが分かる。また、管自体の非線形挙動は上記の程度の摩擦力では起こっていないと考えてよい。

先に検討した単位面積当りの摩擦力を c_0 (kg/cm²) とすれば、管のひずみが摩擦力によるものと考えて次式が成立する。

$$\epsilon_A = \pi d l c_0 / A E \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 ϵ_A は管の平均的な軸ひずみ、 $d(\text{cm})$ は管径、 $l(\text{cm})$ は管長、 $A(\text{cm}^2)$ は管の断面積、 $E(\text{kg/cm}^2)$ は管材料(アルミ)の弾性定数を表わしている。 $\pi d l c_0$ は摩擦力の合力を表わしており、Fig. 8 の縦軸そのものである。式(4)より摩擦力の合力 $F_T(\text{kg})$ とひずみの関係は次式で与えられる。

$$F_T = AE \cdot \epsilon_A \dots\dots\dots(5)$$

本実験の場合には $AE = 3.52 \times 10^6 \text{ kg}$ となり、この場合の式(5)の直線を Fig. 8 中の破線で示した。各実験値は比較的良好に直線の近傍に分布しており、式(4)によるひずみ算定の妥当性を示しているものと思われる。なお、本実験では式(4)の c_0 値は約 0.06 kg/cm^2 となっている。

(3) 正弦波加振実験結果

次に振動台を加振し、管の軸方向に正弦波強制変位を与えて行った動的実験の結果について述べる。埋設管-地盤系の耐震性は静的に取り扱われる場合が多く、動的復元力について研究された例は少ない。本節では、実験結果の整理とともに、静的に取り扱うことの妥当性の有無について述べる。なお、動的実験の場合には、振動数によっても異なるが、ほぼ 10 数回の繰り返して応答特性が急激に変化することが知られ、本文では各載荷試験の初期の段階での結果を用いて整理している。

Fig. 9 には管表面の上側に作用する土圧を 0.3 kg/cm^2 とした場合の振動数と復元力の最大値(正弦波応答のピーク値)との関係を強制変位をパラメーターとして示した。また、Fig. 10 には同じく振動数と管の軸ひずみ最大値との関係を示した。0.7~5 Hz の 6 段階に振動数を変えているが、この範囲の周波数域ではある変位に対して復元力、ひずみともにほとんど一定値となって管-地盤の共振現象は見られない。

上記の結果は系の復元力あるいはひずみの最大値に与

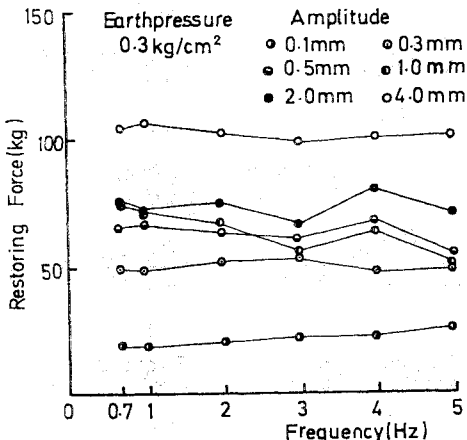


Fig. 9 Frequency response of restoring force.

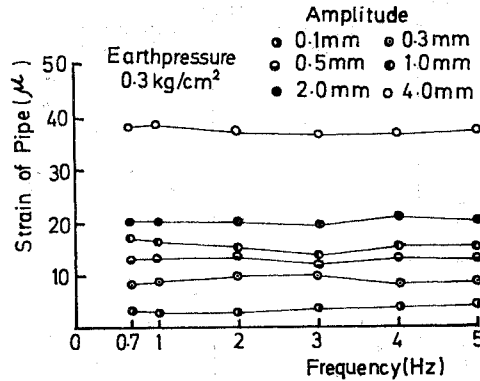


Fig. 10 Frequency response of axial strain.

える慣性力の影響が小さいことを表わしているといえよう。振動数による影響が小さいことより、Fig. 9 の復元力を縦軸に、Fig. 10 のひずみを横軸にプロットして両者の関係を求めたものが Fig. 11 である。図中には前述の静的実験で土圧が 0.3 kg/cm^2 の場合のひずみ-復元力の関係をも ●印で示してある。動的、静的いずれの場合にもほぼ比例関係にあり直線で置きかえられるものとすれば、その傾きは前者では $2.7 \times 10^6 \text{ kg}$ 、後者では $4.0 \times 10^6 \text{ kg}$ となり、動的な場合には静的な場合の 7 割程度の値となっている。すなわち、式(4)における静的な摩擦力 c_0 が動的な場合には見かけ上、その 7 割程度となることを意味している。動的摩擦力を c_0' とすれば、他の研究例¹⁰⁾からも推察して、次の関係が成り立つものと思われる。

$$c_0' \approx (0.7 \sim 0.8) c_0 \dots\dots\dots(5)$$

次に管の加速度応答特性より慣性力の影響を検討する。Fig. 12 は土圧が $0.02, 0.3 \text{ kg/cm}^2$ の場合の変位と管加速度の関係について調べたものである。振動数が一定の時、管に加えた変位の増加とともに直線的に増加

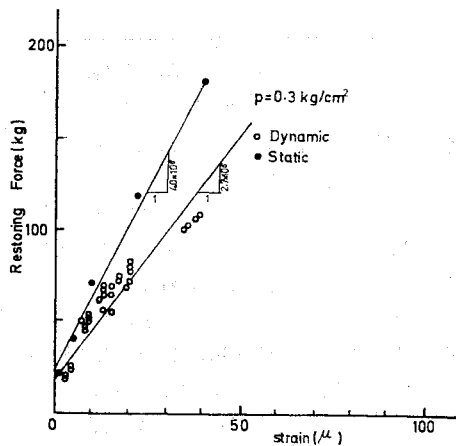


Fig. 11 Relationship between restoring force and axial strain (dynamic test).

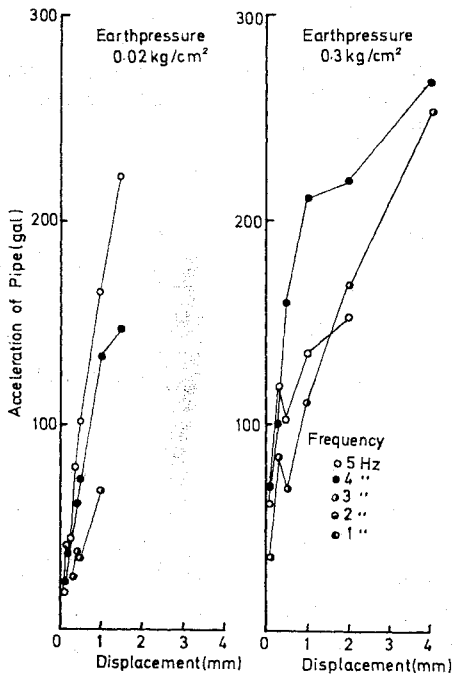


Fig. 12 Relationship between acceleration and displacement.

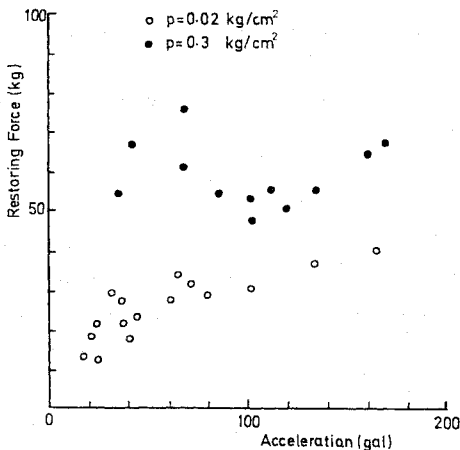


Fig. 13 Effects of inertia force to restoring force.

しており、管加速度は入力加速度に比例的であることが知られる。振動数 f 、入力変位 a_0 のとき入力加速度は $a_0(2\pi f)^2$ で与えられるので、管加速度をこの値で除すと、1~5 Hz の範囲では、ほとんど 2 倍以下の値となり応答倍率は大きくないことが知られる。

また、同じ土圧の場合について管加速度と復元力最大値の関係を示したものが Fig. 13 である。管加速度が増加しているにもかかわらず、復元力の増加は著しくない。また、本実験の場合、100 gal の管加速度のとき慣性力は 0.2 kg となる。このことは、管のもつ慣性力が復元力におよぼす影響が小さいことを示すものであり、

実験概要の項で、式 (1) の $c(\dot{u}) + k(u)$ で近似的に復元力を評価できると仮定したことの妥当性を示すものといえよう。

次に動的復元力の履歴曲線について述べる。Fig. 14 (a)~(d) はオシロスコープ撮影により得られた変位-復元力の履歴曲線である。Fig. 14 (a), (b) は土圧を 0.1 kg/cm^2 、変位を片振幅 4 mm の一定とし、振動数が 1 Hz, 3 Hz の場合の結果であり、低振動数の場合には、すべりの現象に伴う軟化型の曲線を描くが、3 Hz 以上では運動速度の符号が変わる箇所では硬化型の傾向を示すようになり、見かけ上は地盤の摩擦力が増加する傾向が見られる。また、Fig. 14 (c), (d) は土圧を 0.3 kg/cm^2 振動数を 2 Hz で一定とし、管変位の振幅が 0.5 mm, 1 mm のときの履歴曲線の違いを調べたものである。すべり始めると思われる変位までは復元力-変位は線型の関係を示し、振幅がその値以上では完全弾塑性的な履歴曲線を描くようになる。管変位あるいは振動数の相違が履歴曲線の形状に与える影響を種々の組み合わせの実験により検討した結果、同一の振動数に対しては、すべりが生じる変位以上では、履歴の囲む面積が異なっても形状はほぼ相似形であることが知られた。

次に Fig. 15 には土圧 0.1 kg/cm^2 、振動数 2 Hz の場合の各変位における履歴曲線とその最大復元力をもつ点を結んだ曲線（最大点曲線）を示し、Fig. 16 には同様にして求めた土圧 0.1 kg/cm^2 の場合の各振動数での最大点曲線を示した。また、同図中には土圧が異なる場合および静的な変位-復元力の関係を示してある。最大点曲線は変位の増加に伴って復元力の増加割合が減少していく、いわゆる軟化型の曲線となっていることが認め

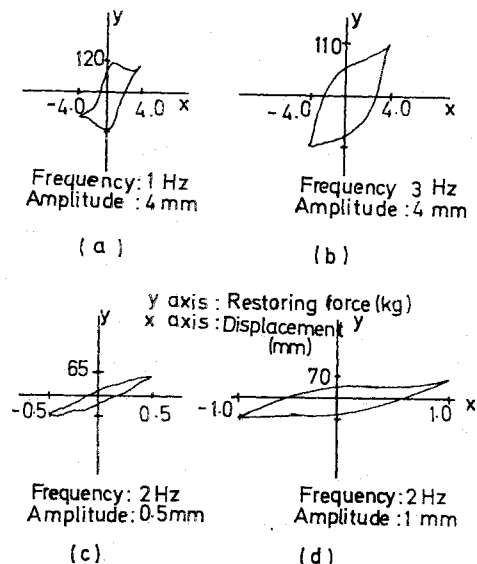


Fig. 14 Hysteresis curves of restoring force.

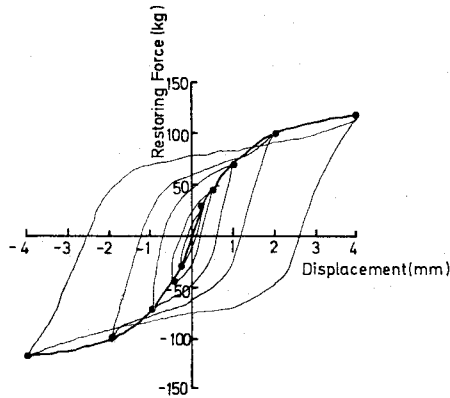


Fig. 15 Hysteresis curves and maximum point curve of restoring force.

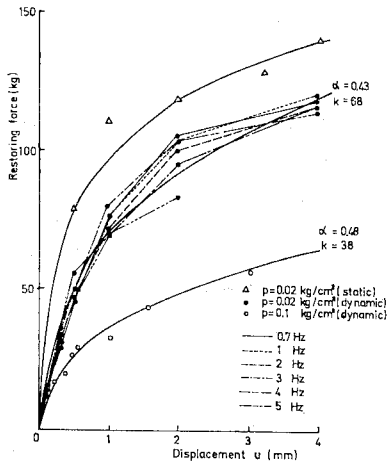


Fig. 16 Maximum point curves of restoring force.

れる。さらに、Fig. 16 より動的復元力の最大点曲線は振動数が増加すれば復元力の値は若干減少するが、その傾向に大差はない。動の実験の復元力平均値は静的実験の値の約7割程度となっており、復元力-ひずみ関係より知られる式(5)の結果とも一致している。上記の結果は土圧が0.1 kg/cm²の場合であるが、他の土圧についてもほぼ同様の結果が得られた。復元力値の減少はあるが、動的と静的の場合の変位と最大復元力関係には同様の傾向が見られ、慣性力の影響も小さいことを考慮すれば、履歴の影響を無視したときには動的な問題を静的に取り扱っていただける可能性があることが知られる。

また、最大点曲線より振動数に関しては平均的な値をとって、静的実験の場合と同様の手法を用いて見かけ上の動的ばね定数を各土圧について求め、前出のFig. 4中に示した。静的なばね定数よりも動的な値は当然小さくなっており、土圧の増加とともにこの傾向は著しくなることが知られる。Fig. 4のばね定数はあくまでも管がすべり始めるときに相当する値であり、この値を用い

ての解析で管のすべり現象が十分に明らかにされることはなく、Fig. 16の変位-復元力関係を何らかの形で振動解析に取り入れていく必要がある。

3. 埋設管の耐震性に関する考察

一般に、管と周辺の地盤との相対変位を考えない場合には管軸方向に伝播する波動の時間と空間における微係数の交換則⁸⁾より管軸ひずみ、曲げひずみは地盤の運動速度あるいは加速度に比例的であるとして断面力等が計算され、相対変位を考える場合には弾性床の上のはりとして埋設管を取り扱って、管と地盤の剛性の違いに見合った管変位の減少量が算出され、それより各ひずみの最大値が求められる。上述の計算ではいずれも管軸方向に伝播する波動の変位振幅あるいは波速がきわめて重要であり、地表面近くの地盤挙動がFEM、重複反射理論あるいは、ばね-質点系として解析されるのが一般的手法である。

さらに、管と周辺地盤にすべりを考える場合には、非線形解析となっており、かなり困難な数値計算を個々のケースについて行う⁹⁾のが普通であり、解析結果より一般的な見通しをつけ難い。

そこで、本文では前節の実験結果より得られたすべりの特性を表わす復元力曲線の関数形を仮定し、それを用いたはりの軸方向運動方程式の解析によって耐震性を検討する。

(1) 復元力の模式化

動の実験による復元力の最大点曲線は静的実験による復元力曲線とほぼ相似形であり、振動数による影響は大きくない。また、復元力におよぼす慣性力の影響は小さい。そこで、すべりを考慮した管の耐震解析を静的に取り扱うこととして、解析の都合上履歴の効果を無視することにする。

前出のFig. 16には土圧が異なる場合の復元力の実験値と関数形をも示したが、摩擦力の合力 F_T (kg)と変位 u (mm)は次式によって比較的良好に近似される。

$$F_T = ku^\alpha \dots \dots \dots (6)$$

土圧0.02 kg/cm²のときには最小二乗近似より $k=38$ 、 $\alpha=0.48$ となり0.1 kg/cm²では $k=68$ 、 $\alpha=0.43$ 程度の値となる。単位面積当たりの摩擦力に換算する場合には、それぞれの土圧に対して k 値は $k'=0.015$ 、 0.027 となる。

Fig. 17には k 、 α の値を変えた場合の曲線形を示し、実線は $k=80$ 、 $\alpha=0.1\sim0.5$ の場合を、破線は $\alpha=0.3$ 、 $k=30\sim100$ の場合の形状を表わしている。式(6)はパラメーターの組み合わせによって復元力の特性を多くの

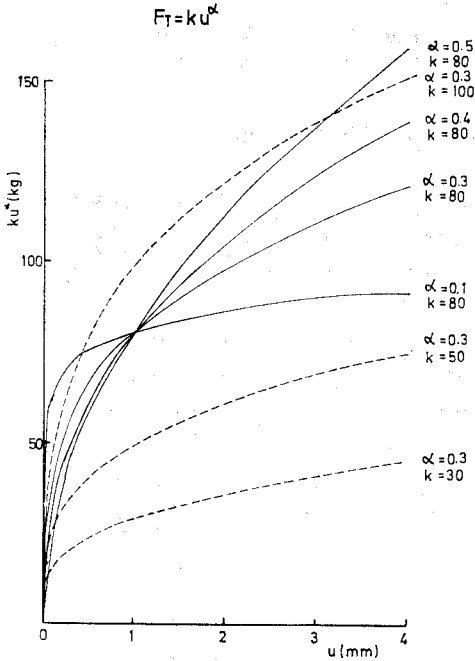


Fig. 17 Curves of $F_T = kU^\alpha$.

場合について表わし得ることを示している。

式(6)における u は管と地盤との相対変位に相当するものであることはいうまでもない。復元力が式(6)で表示される時、管がすべり始めると考えられる変位 u_s はおおよそ次のように計算される。復元力と変位が線形の関係にある場合 $F_T = ku$ で表わされるが、この直線と平行な傾きを有し、 $F_T = kU^\alpha$ の曲線に接する直線との交点の変位は、実験結果の整理に際して直観的に引いた2直線の交点より得られるすべり出し変位 u_s を比較的確りよく表わし得ることが知られた (Fig. 18 参照)。

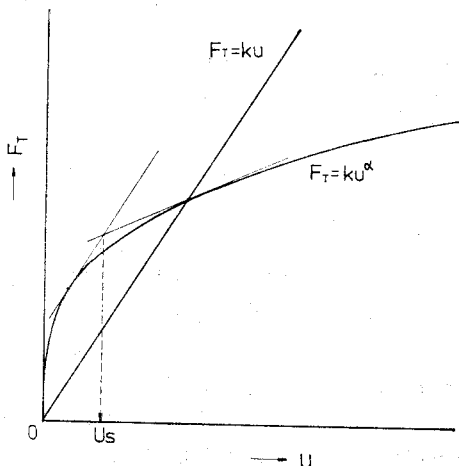


Fig. 18 Determination of u_s .

演算の結果、 u_s は次式となる。

$$u_s = \frac{1}{1-\alpha} \{1 - \alpha + \alpha^{1/(1-\alpha)} - \alpha^{\alpha/(1-\alpha)}\} \dots\dots (7)$$

$\alpha = 0.43$ の時 $u_s = 0.471$ mm となって Fig. 16 より知られる動的なすべり出し変位に近い値が得られる。

(2) 埋設管の耐震性

前節の式(6)で復元力が表示される時、管軸方向の静的な運動のつり合い式は次式となる。

$$EA \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - k's(U-u)^\alpha = 0 \dots\dots\dots (8)$$

ここに u, U はそれぞれ管、地盤の変位であり、 s は管の外周、 EA は断面剛性を表わしている。

$$U - u = u^* \dots\dots\dots (9)$$

とおけば u^* は管と地盤の相対変位を表わしており、このとき、式(8)は次式に書き直せる。

$$EA \frac{\partial^2 u^*}{\partial x^2} + k's(u^*)^\alpha = EA \frac{\partial^2 U}{\partial x^2} \dots\dots\dots (10)$$

右辺は地震動による外力項である。入力波動として管軸方向に波速 c_a で伝播する速度 V の粗密波を仮定すれば式(10)は次式となる。

$$EA \frac{\partial^2 u^*}{\partial x^2} + k's(u^*)^\alpha = -EA \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{V}{c_a} \right) \dots\dots (11)$$

x に関する u^* の2階微分が $(du^*/dx)^2$ の微分を $2 du^*/dx^2$ で除したものに等しいことを利用して、式(11)を x に関して積分して次式を得る。

$$\left(\frac{du^*}{dx} \right)^2 + \frac{2k's}{EA} \frac{1}{1+\alpha} (u^*)^{1+\alpha} = -2 \frac{V}{c_a} \frac{du^*}{dx} + c \dots\dots\dots (12)$$

c は積分定数であり、 u^* がゼロの時、 du^*/dx がゼロであることを考慮すれば $c=0$ となる。したがって、式(12)より次式が得られる。

$$\frac{du^*}{dx} = -\frac{V}{c_a} + \sqrt{\left(\frac{V}{c_a} \right)^2 - \frac{2k's}{EA} \frac{1}{1+\alpha} (u^*)^{1+\alpha}} \dots\dots\dots (13)$$

上式より、式(9)を考慮すれば管の軸ひずみ ϵ_A は次式のように演算される。

$$\epsilon_A = \frac{du}{dx} = -\sqrt{\left(\frac{V}{c_a} \right)^2 - \frac{2k's}{EA} \frac{1}{1+\alpha} (u^*)^{1+\alpha}} \dots\dots\dots (14)$$

上式より、管と地盤の相対変位がないと見なした場合すなわち $u^*=0$ では $\epsilon_A = -(V/c_a)$ となり、従来の解析結果に等しいことが知られる。

式(14)は外力としての地震動、管の軸ひずみ、および相対変位の関係を与えるものであり、外力を考えない場合には式中の根号内第1項がゼロとなる。

地震時に管がすべっているときの管軸ひずみは相対変位の増大に対してもあまり大きくならないと考えられ、

すべり出しの相対変位に相当する軸ひずみ ϵ_s が管に発生する最大のひずみ量に近似的であると仮定すれば次式が成立する。

$$-\sqrt{\left(\frac{V}{c_a}\right)^2 - \frac{2k's}{EA} \frac{1}{1+\alpha} (u^*)^{1+\alpha}} \leq \epsilon_s \dots (15)$$

ここに、

$$\epsilon_s = \sqrt{\frac{2k's}{EA} \frac{1}{1+\alpha} (u_s)^{1+\alpha}} \dots (16)$$

式 (16) 中の u_s は式 (7) によって与えられるすべり出しの変位量である。

したがって、式 (15) を満足する最大の相対変位は次式となる。

$$u^* = \left[\frac{EA(1+\alpha)}{2k's} \left\{ \left(\frac{V}{c_a}\right)^2 - \epsilon_s^2 \right\} \right]^{1/(1+\alpha)} \dots (17)$$

見方を変えれば、式 (17) は管に生じる最大ひずみを ϵ_s 以下に押えるためには、式 (17) を満足する u^* だけ管がすべる必要のあることを意味している。

上式より、管の特性を表わす EA , s , 摩擦復元力の特性を示す k' , α および地震動の性質 V , c_a が与えられれば、地盤と管の間に生じる最大の相対変位が計算されることになる。

また、すべりによる相対変位 u^* が生じる基準位置よりの区間 l_s は、その符号を考慮して次式で計算される。

$$l_s = -\int_0^{u^*} \frac{du}{du^*} du^* \dots (18)$$

式 (9), (14) を考慮すれば、上式 (18) より l_s は次式で表わされる。

$$l_s = u^* \left/ \left(\frac{V}{c_a} + \epsilon_s \right) \right. \dots (19)$$

次に式 (17), (19) の数値計算例を示し、管の耐震性に関する考え方について述べる。

Fig. 19 は外径 600 mm, 管厚 9.5 mm の鉄管を例にとって、地震動の加速度 A (gal), 速度 V (kine) と相対変位量 u^* およびすべり区間 l_s の関係を示したものである。地震動の加速度と速度の関係については、著者ら¹²⁾が以前に、管状構造物のひずみ算定の目的より 60 個の強震記録を積分した結果求めたもので、地震動の卓越周期 T とは次の関係にある。

$$\left. \begin{aligned} T > 0.7 : V &\approx 0.2 \times A \\ 0.7 > T > 0.3 : V &\approx 0.1 \times A \\ T < 0.3 : V &\approx 0.05 \times A \end{aligned} \right\} \dots (20)$$

(T ; sec, V ; kine, A ; gal)

式 (20) の関係を **Fig. 19** の第 1 象限に示し、式 (17) より V に対応する u^* の値を、管軸方向の波速 c_a をパラメーターにとって第 2 象限に示し、また式 (19) より u^* に対応する l_s を第 3 象限に示してある。本計算例では摩擦復元力の特性を示す α , k' をそれぞれ、0.4, 0.03 にとって計算してあり、土圧 0.1 kg/cm² 程度の砂中に埋設されてある管を対象としている。たとえば、地震動の卓越周期 0.7 秒以上、加速度 150 gal, 波速 200 m/sec では地盤運動速度 30 cm/sec, 相対変位量 17 mm, その区間 10.2 m と求められ図中に示した矢印のように値を読みばよい。

地盤速度と相対変位量は必ずしも 1 次比例的でないことが知られる。また、波速 c_a が小さくなれば相対変位量は逆比例的に増大し、従来から指摘されているように、波速の決定は管の耐震設計上きわめて重要である。

次に、**Fig. 20** には α と u^* の関係を k' をパラメーターとして示した。 α , k' は管-地盤系の摩擦復元力曲線の特性を表わすものであり、前出 **Fig. 17** より分かるように α , k' が小さな値ほどすべりやすい特性があり、

Fig. 20 の結果はこの傾向をよく表わしている。また、 k' の値は静的実験結果の所で検討した単位面積当りの摩擦力である c_0 値の動的な値に対応するものであり、0.1 以下の値をとるものと考えてよい。なお、**Fig. 20** における計算は同様の管を対象にして、 $V=30$ cm/sec, $c_a=200$ m/sec の場合について行ったものである。

管径の影響を検討するために、図中の諸数値を用いて管と地盤の相対変位を計算したが **Fig. 21** である。管の外半径を r , 管厚を t とすれば、式 (17)

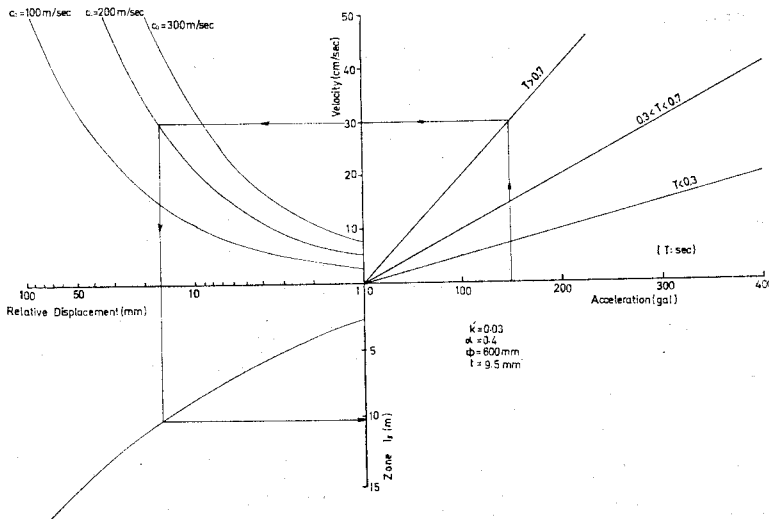


Fig. 19 Estimation of relative displacement

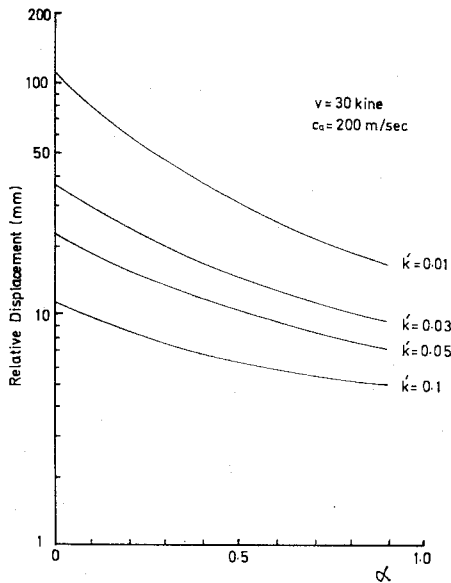


Fig. 20 Effects of α , k' to relative displacement.

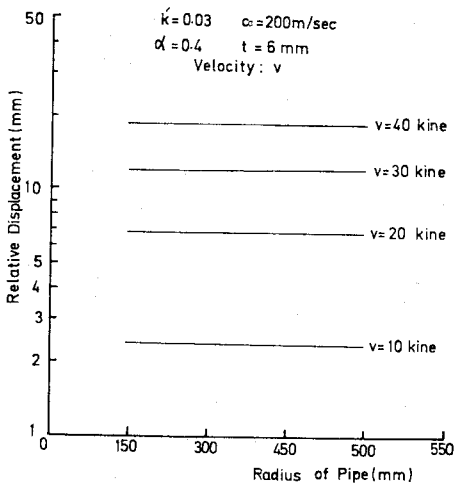


Fig. 21 Effects of pipe-radius to relative displacement.

中の A/s は $t-t^2/2r$ となり、 $t^2 \ll 2r$ を考慮すれば、管厚が一定のとき管径にかかわらず、 u^* はほぼ一定値となることが知られ、Fig. 21 にはこの傾向が見られる。すなわち、動的なすべり特性を表わす α , k' の値が決まれば管径は相対変位量にあまり影響を与えないといえる。

一般に、埋設管はマンホールあるいはその他の諸施設に接合されており、地震時には周辺地盤と同様な動きを示す箇所を有している。地盤と管との間にすべりがある場合には上記箇所は無理な力が生じることは容易に推察され、耐震安全上好ましくない。したがって、地震時に管が地盤の動きに順応していくことによってその耐震性が確保されていくという柔構造の考えに立てば、相対変

位を吸収できる伸縮継手を配置していけばよいことになる。

すなわち、前出 Fig. 19 の計算例によれば埋設管の長さ 10.2 m 当り 17 mm の変位を吸収できる伸縮継手がある場合には管ひずみが ϵ_s 以下におさまると考えてよい。上記の伸縮量は現行の柔構造管路では必ずしも大きな値ではないが、地震規模、管の曲がり等を見込めばさらに大きな伸縮量が必要とされるとも考えられる。式 (17) は埋設管の柔構造耐震性を検討する上で、1つの目安となろう。

4. む す び

本研究は、地震時に管と地盤の間ですべりが生じる場合の管の耐震安全性を検討する目的で実施されたものである。管-地盤系の摩擦復元力特性などを模型実験によって調べ、その結果を用いて、地震時の管と地盤の相対変位を求める式を誘導して耐震性を議論している。

本研究によって得られた成果を要約すれば以下のとおりである。

(1) 静的に管がすべり始める時の摩擦係数は、若干の幅があるが、0.2~0.6 程度と考えられる。

(2) 静的に管がすべり始める時の相対変位 u (mm) と管に働く土圧 p (kg/cm^2) との間には、ほぼ $u=3.80p+0.22$ の関係が成立する。

(3) 管に生じる静的な軸ひずみは $\epsilon_A = \pi d l c_0 / AE$ によって計算し得る。ここに ϵ_A は軸ひずみ、 d , l , A , E はそれぞれ、管の外径、長さ、断面積、弾性定数であり、 c_0 は単位面積当りの摩擦力である。

(4) 見かけ上の動的な摩擦力 c_0' と静的な摩擦力 c_0 とは、 $c_0' \approx (0.7 \sim 0.8) \times c_0$ の関係にあると考えられる。

(5) 動の実験による管-地盤系の摩擦復元力の最大点曲線は静的実験による復元力曲線と相似形であり、振動数による影響は大きくない。そして、 $F_T = ku^\alpha$ の曲線によって良く近似し得る。

(6) 復元力を ku^α と仮定して、管の軸方向運動を解析した結果、管と地盤の相対変位は、

$$u^* = \left[\frac{EA(1+\alpha)}{2k's} \left\{ \left(\frac{V}{c_a} \right)^2 - \epsilon_s^2 \right\} \right]^{1/(1+\alpha)}$$

で求められることを示した (記号は本文参照)。

(7) 地震時に、管が地盤の動きに順応していくことによって、その耐震性が確保されるという柔構造管路の立場より、相対変位を吸収できる伸縮継手の必要を述べた。

今後、管周辺の土質の違いが摩擦復元力に与える影響を明らかにしていく必要があると思われる。なお、本研究の実験に際してお世話になった神戸大学大学院生 元

山峰夫, 稲垣智彦両君に感謝の意を表する次第である.

参 考 文 献

- 1) Kuesel, T.R. : Earthquake design criteria for subways, ASCE, ST 6, 1962, pp. 1213~1230.
- 2) Aoki, A. : Seismic design spectra for trench type tunnel, 土木学会論文報告集, 第 211 号, 昭 48.3, pp. 77~87.
- 3) Sakurai, A. and Takahashi, T. : Dynamic stresses of underground pipe lines during earthquakes, Proc. of the 4th WCEE, 1969, pp. 81~95.
- 4) 後藤尚男・土岐憲三・高田至郎 : 地中埋設管の振動特性に関する二, 三の研究, 土木学会論文報告集, 第 207 号, pp. 15~25, 昭 48.1.
- 5) 後藤尚男・土岐憲三・高田至郎 : 表層地盤内にある埋設管の耐震性について, 京都大学防災研究所年報, 第 15 号 B, pp. 513~516, 昭 47.4.
- 6) 後藤尚男・柴田 徹・土岐憲三・高田至郎・角南 進 : 地盤構成の急変部に埋設された構造物の振動特性, 京都大学防災研究所年報, 第 16 号 B, pp. 631~655, 昭 48.4.
- 7) 土岐憲三 : 地中埋設構造物の耐震性に関する研究, 大阪市防災会議地震専門部会報告書, 昭 49.8.
- 8) Toki, K. and Takada, S. : Earthquake response analysis of underground tubular structures, Bull. Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ. Vol. 23, 1974. 9. pp. 107~124.
- 9) 北出浩三・白木万博・福沢 清 : 地中埋設管の耐震強度, 三菱重工技報, Vol. 11, No. 4, pp. 38~54, 昭 49.7.
- 10) 桜井彰雄・栗原千鶴子・矢島 浩 : 多入力系としての長大構造物の地震応答解析法, 電力中央研究所報告, No. 72004, 昭 47.11.
- 11) 宮本 宏・北条貞宗・古庄健次 : 地震時の埋設管路挙動把握のための振動実験について, 土木学会第 13 回地震工学研究発表会講演概要, pp. 129~132, 昭 49.7.
- 12) Takada, S. and Komatu, A. : Analysis of Strong Motion Accelerograms, Bull. Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., Vol. 25, pp. 147~203, 1974.11.

(1975.4.20・受付)