

# 更生下水道管の地震時挙動に関する遠心模型実験

地盤工学分野 松林 誠

## 1. 緒論

### (1) 背景

東京や大阪などの大都市では、今後、下水道管路網の老朽化が飛躍的に進むことが確実であり、機能低下を防ぐために早急に対策を講じる必要がある。老朽化により損傷した下水道管を復旧する対策の決め手は非開削による管更生工法の採用であり、これまで種々の工法が開発され、施工延長も伸びつつある。

構造的な観点から見た場合、更生管は図-1 に示す 3 つに大別される。①の自立管は、管としての形状を保持しているが残存強度が期待できない既設管を対象とし、外力(土圧および活荷重等)に対して更生材が抵抗するもの、②の複合管は、残存強度がある程度期待できる既設管を対象とし、既設管と更生材が構造的に一体となって外力に抵抗するもの、③の二層構造管は既設管と更生材を一体化させず、既設管が土圧をすべて受け持ち、更生材(内巻きライナー)には外水圧のみが作用するとするものである。二層構造管は既設管と更生材を一体化させないため、複合管よりも施工性や経済性の点で有利であることから近年採用が増えているが、二層構造管の外力分担に対する考え方に以下のような疑問があるため、まだ正式な工法として認められていない。すなわち、この外力分担の考え方は、施工後に外力の変化と既設管の劣化がない場合は許容されるが、将来的には地震などによる外力の変化と既設管の劣化は避けられないので、現実的でないといわれている。ところが、たとえ外力の変化や既設管の劣化があったとしても、二層構造管が土との相互作用によって安全性を保持する可能性があり、これが確認されれば二層構造管は管更生工法として成立することになる。

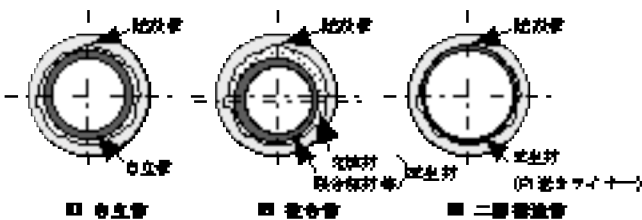


図-1 更生管の分類

### (2) 目的

二層構造管の剛性は外側の既設管の損傷程度によって大きく変わる。そこで本研究では既設管の損傷程度の違いを管の剛性の違いと捉えてモデル化する。そして、種々の剛性を有する二層構造管に地震力が付加された時の管に働く土圧と変形挙動を二次元遠心模型実験によって調べ、地震力が二層構造管へ及ぼす影響について評価することを目的とする。実験条件として、地盤材料および密度、既設管の損傷によって変わる模型管の剛性を変化させ、各要因の影響を捉える。

## 2. 模型と実験方法

### (1) 模型管

図-2 に実験で用いる 3 つの模型管の概要を示す。模型管は硬質アルミニウム製で、外径  $D$  は 90mm または 86mm、管長はいずれも 148mm である。3 つの模型管の管厚  $t$  は 0.95mm、1.5mm、3.5mm の 3 通りに変え、曲げ剛性を変化させている。以下、各管の剛性(Flexible、Medium、Rigid)を表す頭文字をとって、これらの管をそれぞれ F 管、M 管、R 管と呼ぶ。

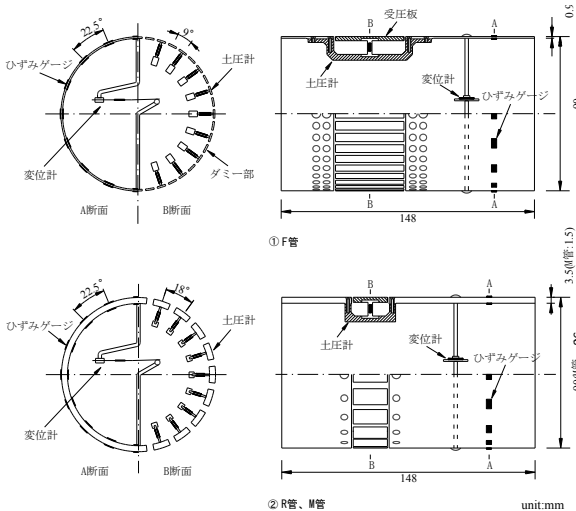


図-2 模型管の概要

表-1 模型管の諸元

| 模型管 | D<br>(mm) | t<br>(mm) | $E_p$<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | $\nu_p$ | $S_p$<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | $W_p$<br>(gf/cm) |
|-----|-----------|-----------|---------------------------------|---------|---------------------------------|------------------|
| F管  | 90        | 0.95      |                                 |         | 0.65                            | 31               |
| M管  | 86        | 1.5       | 740000                          | 0.33    | 2.94                            | 20               |
| R管  | 90        | 3.5       |                                 |         | 32.6                            | 35               |

いずれの模型管も、管に働く垂直土圧 $\sigma$ とせん断土圧 $\tau$ 、管壁に生じる曲げひずみ $\epsilon_M$ 、ならびに鉛直たわみ量 $\delta$ を測定できるようになっている。

表-1 に模型管の諸元を示す。表中の  $E_p$  と  $\nu_p$  は管材料のヤング率とポアソン比を、また  $S_p$  は次式で定義される管の曲げ剛性をそれぞれ表している。

$$S_p = [E_p \cdot t^3 / \{12(1 - \nu_p^2)\}] / R^3$$

ここに、 $t$  は管厚、 $R$  は管厚中心半径 ( $=D/2 - t/2$ ) である。また、表中の  $W_p$  は重力場での模型管の重量である。

## (2) 模型管と二層構造管の対応

$S_p$  の式の中に含まれる定数が異なっても、 $S_p$  値が同じであれば管は相似な変形挙動を示すことが分かっている。そこで、二層構造管の  $S_p$  値を求めて、模型管の  $S_p$  値との対応を調べた。

東田らは遠心力鉄筋コンクリート管(内径 300mm、管厚 30mm、管長 590mm)に対して、管頂と管底へ集中線荷重を載荷して、損傷レベルが異なる 3 本のコンクリート管を作製し、これらに内巻きライナーを施した二層構造管に対して、集中線荷重載荷試験を行って、これらの管の  $S_p$  値を調べている。図-3 に彼らが設定した 3 通りの損傷レベルを示す。損傷レベル L、M、H は載荷試験時のコンクリート管の鉛直たわみがそれぞれ 2mm、10mm、および荷重のピークからのたわみ+5mm に達した時の損傷程度と定義されている。

図-4 の実線は 3 通りの損傷レベルのコンクリート管にライナーを内巻きした二層構造管の載荷試験で得られた線荷重  $P$  と鉛直たわみ量 $\delta$ の関係を示しており、同図には実験で用いた模型管の  $S_p$  値から求められる関係を併せて示している。図より、F 管、M 管、R 管はそれぞれ損傷レベル L の更生管の最後の載荷、損傷レベル M の更生管の最後の載荷、損傷レベル L の更生管の最初の載荷に対応していることがわかる。すなわち、F 管は損傷程度が最も大きく、R 管は損傷程度が最も小さい二層構造管と対応している。

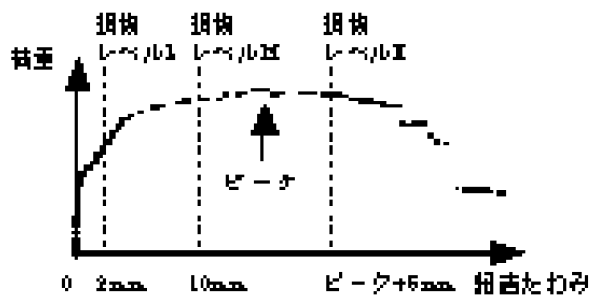
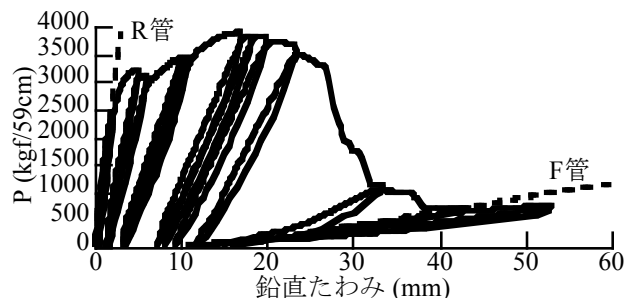


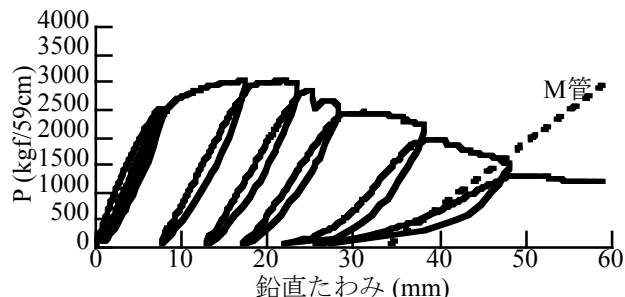
図-3 損傷レベルの設定

## (3) 実験方法

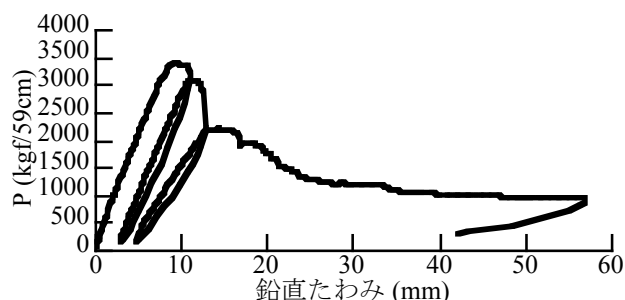
地盤材料として瀬戸珪砂とまさ土(表-2)を用いて 2 通りの密度(表-3)で作製した模型地盤中に模型管を図-5①に示すように土被り高  $H=D$  で埋め、模型容器を遠心場で $\theta=\pm 13.6^\circ$  (静的最大震度  $k_h=0.242$ )まで左右に 10 回繰り返して



① 模型管と二層構造管(損傷レベルL)の対応



② 模型管と二層構造管(損傷レベルM)の対応



③ 模型管と二層構造管(損傷レベルH)の対応

図-4 模型管と二層構造管の対応

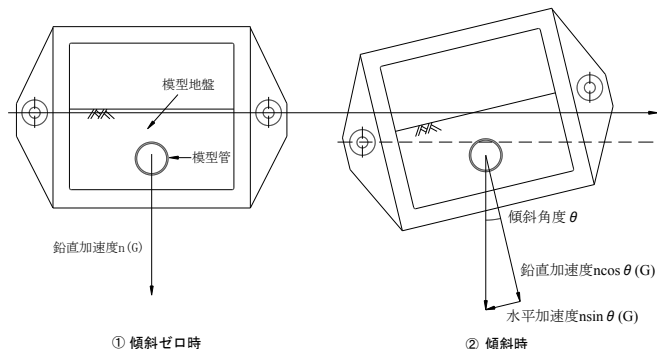


図-5 実験方法と地震力の与え方

表-2 地盤材料の一次性質

| 地盤材料 | $D_{max}$<br>mm | 砂分<br>% | 細粒分<br>% | $U_c$ | $\rho_{dmax}$<br>g/cm <sup>3</sup> | $\rho_{dmin}$<br>g/cm <sup>3</sup> | $w_{opt}$<br>% |
|------|-----------------|---------|----------|-------|------------------------------------|------------------------------------|----------------|
| 瀬戸珪砂 | 1.4             | 100     | 0        | 1.75  | 1.58                               | 1.32                               | -              |
| まさ土  | 2.0             | 84      | 16       | 70    | 1.92                               | 1.42                               | 11.4           |

表-3 地盤材料の二次性質

| 地盤材料 | w<br>(%) | $\rho_d$<br>(g/cm <sup>3</sup> ) | $D_r$<br>(%) | $D_c$<br>(%) | $S_r$<br>(%) | $c_d$<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | $\phi_d$<br>(deg) |
|------|----------|----------------------------------|--------------|--------------|--------------|---------------------------------|-------------------|
| 瀬戸珪砂 | 0        | 1.43                             | 47           | 91           | 0            | 0                               | 36                |
|      | 0        | 1.55                             | 90           | 98           | 0            | 0                               | 42                |
| まさ土  | 10       | 1.50                             | 20           | 78           | 34           | 0.06                            | 33                |
|      | 10       | 1.70                             | 63           | 89           | 47           | 0.09                            | 32                |

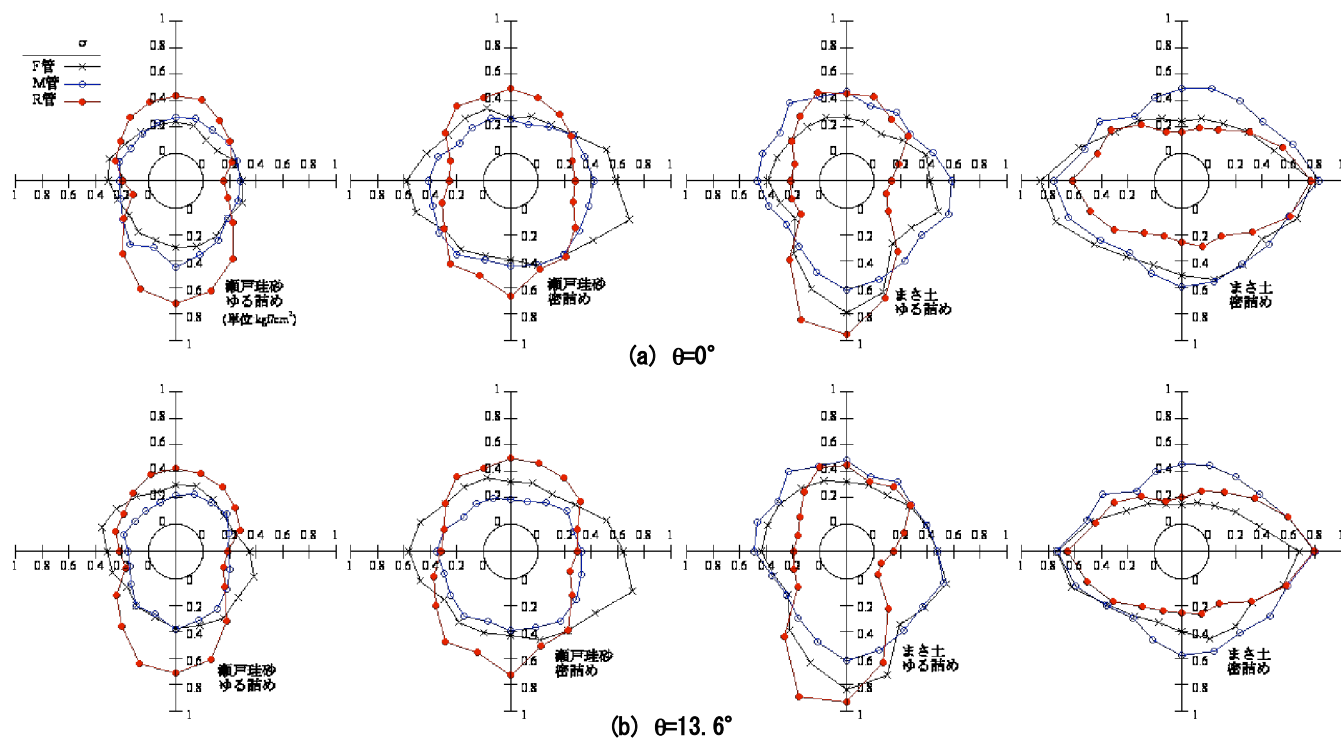


図-6 垂直土圧 $\sigma$ の分布

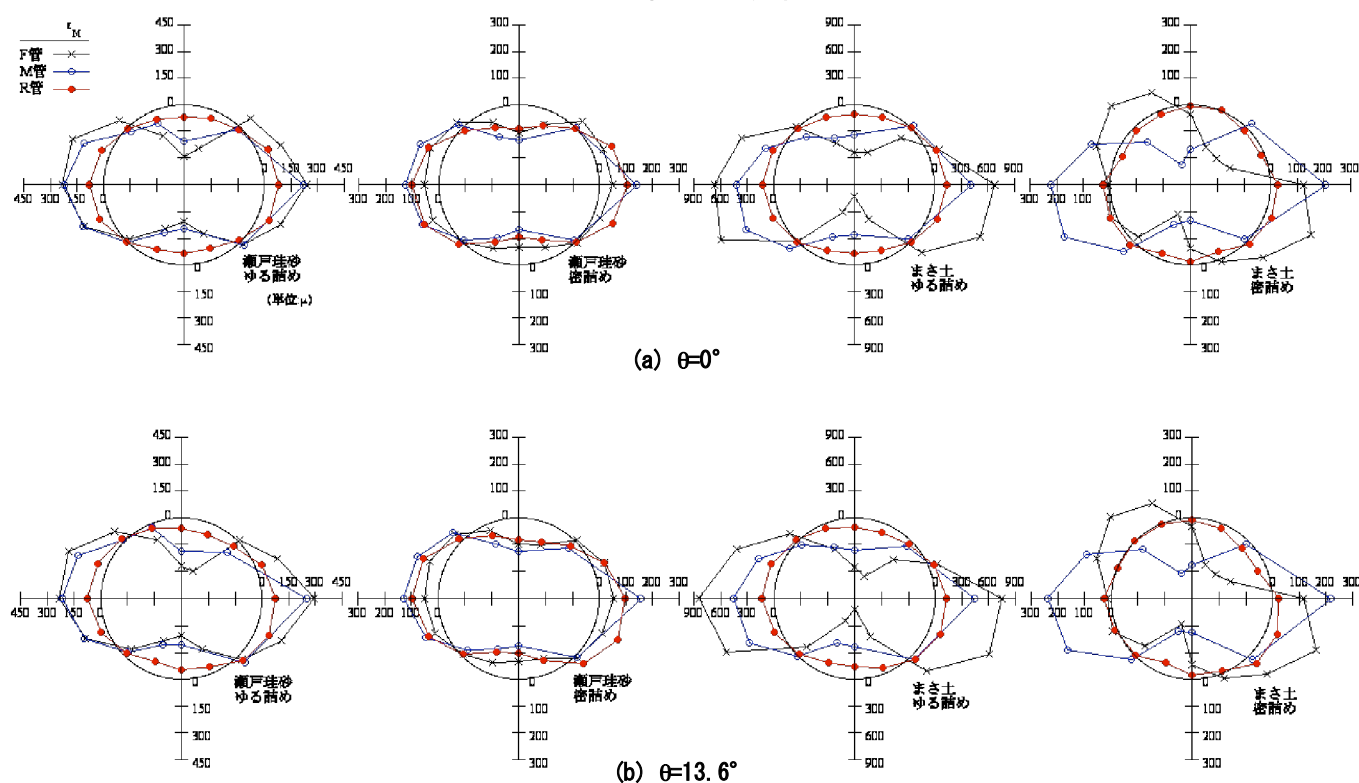


図-7 曲げひずみ $\epsilon_M$ の分布

表-4 実験条件

| 地盤材料 | 含水比   | 密度                            | 模型管     | 実験数 |
|------|-------|-------------------------------|---------|-----|
|      | w (%) | $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> ) |         |     |
| 瀬戸珪砂 | 0     | 1.43, 1.55                    | F, M, R | 6   |
| まさ土  | 10    | 1.50, 1.70                    | F, M, R | 6   |

傾斜させた。傾斜の各段階で管に働く土圧( $\sigma$ ,  $\tau$ )、曲げひずみ $\epsilon_M$ および鉛直たわみ量 $\delta$ を測定した。

模型は原型寸法(管外径  $D=270\text{cm}$ 、土被り高  $H=270\text{cm}$ 、

基礎砂厚  $H_b=120\text{cm}$ )が同じになるように、外径  $D=90\text{mm}$  の F 管と R 管を用いる場合は 1/30、外径  $D=86\text{mm}$  の M 管を用いる場合は 1/31.4 に縮小した二次元模型で遠心加速度はそれぞれ 30G、31.4G である。

表-4 に実験条件を示す。実験は地盤材料を 2 通り、密度を 2 通り、模型管の種類を 3 通りに変えた計 12 ケースである。

### 3. 実験結果と考察

すべての実験ケースで得られた垂直土圧 $\sigma$ の分布を図-6に、また曲げひずみ $\epsilon_M$ の分布を図-7に示す。各図の(a)が傾斜開始前( $\theta=0^\circ$ )、(b)が1回目の最大左傾斜時( $\theta=13.6^\circ$ )のデータである。また、各図の3種類のプロットとそれらを結んだラインがF管、M管、R管のデータである。

次に図-8は傾斜開始前( $\theta=0^\circ$ )のデータを初期値とする最大左傾斜時、最大右傾斜時の増分で表した垂直土圧差 $\Delta\sigma$ と曲げひずみ差 $\Delta\epsilon_M$ の分布を、まさ土・密詰め地盤におけるR管の場合を例にとって示したものである。

これらの測定結果から以下のことがわかる。

#### (1) 垂直土圧 $\sigma$ の傾斜による変化と各要因の影響

①図-6(a)と(b)の比較から、傾斜による模型管への影響に関して、今回の静的震度  $k_h=\pm 0.242$  の実験では、 $\sigma$ は値の変化量は小さいものの、分布形に変化が見られた。これは、図-8(a)からもわかるように傾斜によって土圧分布の対称軸が管中心を基準に回転したために変化したものと考えられる。

②まさ土密地盤を除くすべてのケースにおいて、R管の $\sigma$ は管頂・管底への集中傾向が強く、F管の $\sigma$ は均等な分布に近い。

③瀬戸珪砂地盤とまさ土地盤とでは、垂直土圧 $\sigma$ の分布が異なる。瀬戸珪砂地盤の場合、R管に働く $\sigma$ は管頂と管底付近に集中するが、F管に働く $\sigma$ は均等な分布に近づく。また、まさ土地盤の場合、ゆる詰め地盤の $\sigma$ は管頂と管底付近に集中するが、密詰め地盤の $\sigma$ は管側付近に集中する。

④どの場合も管頂、管底の $\sigma$ はまさ土のゆる詰め地盤が最大となり、管側の $\sigma$ はまさ土の密詰め地盤が最大となっている。

#### (2) 曲げひずみ $\epsilon_M$ の傾斜による変化と各要因の影響

①図-7(a)と(b)の比較から、傾斜による模型管への影響に関して、 $\epsilon_M$ は、管の曲げ剛性、地盤材料および密度の違いに関わらず、傾斜によって管頂から $\pm 22.5^\circ$ 付近が最も大きく変動していることが確かめられた。さらに、図-8(b)から $\theta=0^\circ$ 時に比べ、 $\Delta\epsilon_M$ の対称軸は最大左傾斜時には反時計回りに、また最大右傾斜時には時計回りにそれぞれ回転しているのがわかる。

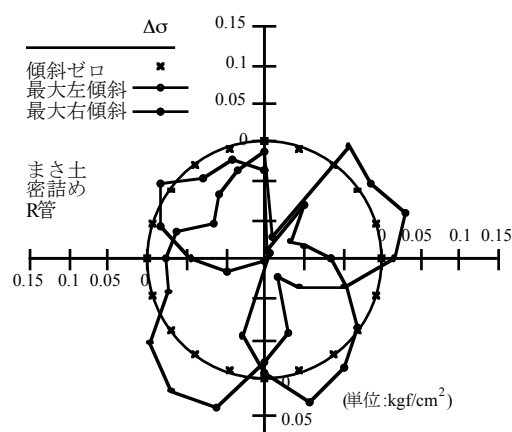
②この対称軸の回転は管剛性に関わらずみられたが、回転角はR管で $45^\circ$ 、F、M管で $22.5^\circ$ と違いがみられた。また、曲げひずみの変化量は剛性の低いF管が最大で、剛性の高いR管が最小である。

③管頂から $\pm 22.5^\circ$ 付近の $\Delta\epsilon_M$ の最大値はまさ土のゆる詰め地盤におけるF管で生じた。

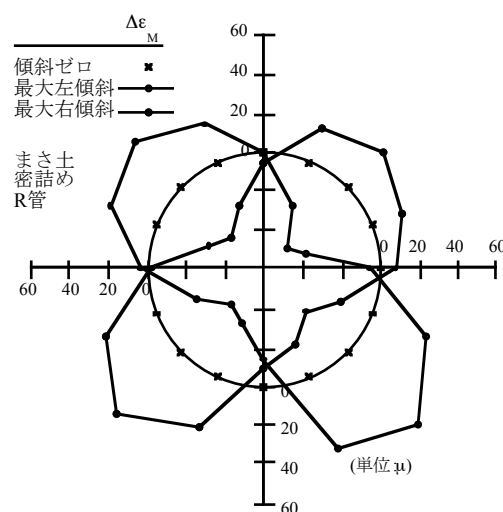
④管の曲げ剛性によらず、まさ土のゆる詰め地盤の $\epsilon_M$ が管側で最大、管頂と管底で最小となっている。

### 4. 結論

地盤材料として瀬戸珪砂とまさ土を用い、土の密度と管



(a) 垂直土圧差 $\Delta\sigma$



(b) 曲げひずみ差 $\Delta\epsilon_M$

図-8 垂直土圧差 $\Delta\sigma$ と曲げひずみ差 $\Delta\epsilon_M$ の分布

の曲げ剛性の各要因を変化させて組み合わせた12通りの条件のもとで、模型容器を遠心加速度場で傾斜させることにより、模型に静的な地震力(水平力)を加え、管の地震時挙動をシミュレートした遠心模型実験を行って、以下の結論を得た。

①地震力によって、 $\sigma$ の分布の対称軸が管中心を基準に回転し、 $\epsilon_M$ は管頂から $\pm 22.5^\circ$ 付近が最も大きく変動することが確かめられた。また、まさ土のゆる詰め地盤における損傷程度の大きい既設管を更生した二層構造管の管頂から $\pm 22.5^\circ$ 付近が最も大きな $\epsilon_M$ を生じた。

②瀬戸珪砂を地盤材料として用いた場合とまさ土を地盤材料として用いた場合とでは、 $\sigma$ の分布が異なる。すなわち、二層構造管の $\sigma$ は、瀬戸珪砂を地盤材料として用いた場合、既設管の損傷程度の方が土の密度よりも強く影響を受けるのに対し、まさ土を地盤材料として用いた場合、土の密度の方が既設管の損傷程度よりも強く影響を受ける。

③どの場合も管頂、管底の $\sigma$ はまさ土のゆる詰め地盤が最大となり、管側の $\sigma$ はまさ土の密詰め地盤が最大となっている。