

# 地盤沈下時における電力埋設管の変形挙動

SHISHIKURA, Hiroshi / 宍倉, 拓

---

(発行年 / Year)

2008-03-24

(学位授与年月日 / Date of Granted)

2008-03-24

(学位名 / Degree Name)

修士(工学)

(学位授与機関 / Degree Grantor)

法政大学 (Hosei University)

2007 年度

修 士 論 文

地盤沈下時における電力埋設管の変形挙動

DEFORMATION BEHAVIOR OF THE BURIED PIPES FOR CABLES OF  
ELECTRICITY AT GROUND SUBSIDENCE

宍倉 拡

法政大学大学院 工学研究科 機械工学専攻 修士課程

学籍番号 06 R 1113

指導教員 直井 久 教授

主査 直井 久 教授

副査 崎野 清憲 教授

Hiroshi Shishikura

Master's Thesis

Graduate School of Engineering

Hosei University

# 目次

## ABSTRACT

### 1. 緒言

#### 1.1 研究背景

1.1.1 電線類地中化計画 . . . 1

1.1.2 地中埋設管の施工 . . . 4

1.1.3 地盤沈下時の問題点 . . . 6

1.2 本研究の目的 . . . 7

### 2. 供試材及び試験方法

2.1 地中埋設管 . . . 8

2.1.1 スライダー . . . 9

2.1.2 ベローズ管 . . . 10

2.2 ベローズ管の引張及び圧縮試験 . . . 11

2.3 地盤沈下シミュレーション試験（空中試験） . . . 13

2.4 地盤沈下シミュレーション試験（土中試験） . . . 15

2.5 圧縮扁平試験 . . . 17

2.6 FEM 解析法 . . . 18

### 3. 試験結果による解析と考察

#### 3.1 ベローズ管の軸方向変位による変形挙動

3.1.1 引張及び圧縮時のベローズ管の変形挙動 . . . 19

3.1.2 ベローズ管の伸縮特性 . . . 23

#### 3.2 地中埋設管の変形挙動

3.2.1 空中試験による変形挙動解析 . . . 26

3.2.2 ベローズ管の曲げ特性 . . . 31

#### 3.3 土中試験による変形挙動解析

3.3.1 土中における地中埋設管の変形挙動 . . . 38

3.3.2 地中埋設管に作用する鉛直土圧 . . . 41

3.3.3 土中での地中埋設管の曲げモーメント . . . 43

3.3.4 地中埋設管の垂直荷重への耐久力 . . . 46

4. 結言 . . . 48

謝辞 . . . 49

参考文献 . . . 50

## ABSTRACT

In this study, we investigate the piping system buried in the ground at ground subsidence. Therefore, we conduct bending test of bellows pipes for buried piping using experimental equipment which is simulator for assumed ground subsidence. As for structure of buried piping system, a slider is installed between two bellows pipes. We make formula for bending moment, and analyze distribution of bending moment on the buried piping system. By analyzing these experimental results, we clarify deformation characteristic of bellows pipes for buried piping at ground subsidence, and we verify the application of bellows pipe to buried piping.

**Keywords:** bellows pipe, buried pipe, piping system

## 1. 緒言

### 1.1 研究背景

#### 1.1.1 電線類地中化計画

現在、再開発が進む商業地域、オフィス街、駅周辺地区等で住宅の増加や通信技術の発展に伴い、電線、通信ケーブル等の数が年々増加している。その結果、図1(a)に示すように、ケーブルが道路に沿って乱雑に引かれている状況にある。そういった環境状況の改善のために国土交通省は、ケーブル類を配管で保護し、地中に埋設するという「電線類地中化計画」を促進している。この計画のメリットとして以下のことが挙げられる。



(a) 電柱施工



(b) 埋設管施工

図1 電線施工の違いによる町の景観

## 1) 都市景観の向上

京都や奈良など歴史的な街並みを保存しようとする運動は日本各地で行われている。また、オフィス街や住宅地でも景観に配慮したと都市計画が進行している。その計画の1つとして地上に張りめぐらされた電線類が、道路の下に収められることで、図1(b)のように欧米の都市のような美しい街並みが形成される。

## 2) 安全で快適な歩行空間の確保

電柱や電線類がなくなると、道路の見通しが良くなり、信号機や道路標識が見易くなるなど、交通の安全性が向上する。道路に沿って立つ電柱は車両の衝突による重大事故の要因となっており、無電中化はこのような事故の要因を取り除くためにも有効となる。また、歩道が広く使えるため、歩行者はもちろんベビーカーや車いすを利用する人にも安全で利用しやすいバリアフリーの歩行空間が形成される。

## 3) 都市災害を防止

日本で最も多く発生する自然災害として台風や地震が挙げられる。それによる電柱の倒壊、電線の垂れ下がり等の被害は火災や緊急車両の通行の妨げになるなどの二次災害の恐れも考えられる。こうした問題に対して電線類の地中化は大きな被害の未然防止に期待される。

## 4) 情報通信ネットワークの信頼性を向上

昨今の情報化社会の中、インターネット事業を始め通信業界においては今後ますます情報通信ネットワークの発展と需要が見込まれている。さらに災害時にも、そのネットワークにより状況把握や球状活動を迅速化することが求められる。そのため、都市災害の未然の防止をすることでネットワークの信頼性を向上する必要がある。

## 1.1.2 地中埋設管の施工

### (a) 電線共同溝

地中化に伴い、電線、電柱等の撤去のために、電気や通信等の複数のケーブルを通す管路を歩道下の地下空間に共同で埋設する。この施設を電線共同溝と呼ばれ、国土交通省による「電線共同溝の整備等に関する特別措置法」に基づいて施工されている。埋設された管路には所々にハンドホールと呼ばれるコンクリート製の函型連結部が取り付けられており、その壁面からは配線を分岐させるための接合管が取り付けられている。その接合管を本研究では地中埋設管と呼ぶ。鉄製の地中埋設管をこの分岐した先に接合し、それぞれの建物と連結され、その中に電線類を配線する仕組みになっている。地中埋設管の施工例を図2に示す。

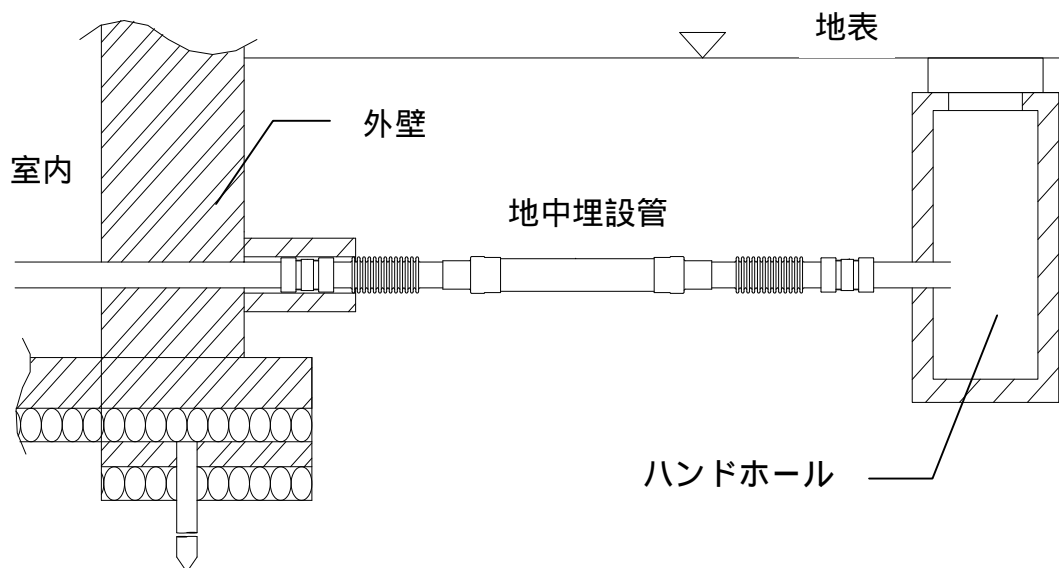


図2 地中埋設管の施工

(b) 施工の現状<sup>1)</sup>

電線類の地中化の現状としては、パリ、ロンドンで無電中化率 100%、その他欧米の主要都市で 70%から 80%以上が施工されている。一方日本国内では、東京 23 区でも 7%、全国的に見れば 2%以下となる。欧米、日本の主要都市の無電中化の現状を図 3(a) に示す。この原因として、電柱による電線の敷設は電線共同溝の施工に比べて、費用の面でも施工速度の面でも勝っている。さらに共同溝の設置にも歩道上にそれなりのスペースが必要とされる。ハンドホール等の蓋が車道にあると振動、騒音などの問題が発生してしまうため広い歩道にしか施工できない。それにより非幹線道路では日本の主要都市でも 3%以下になってしまう。ここで幹線道路は国道、都道府県道を言い、非幹線道路は身近な生活道路である市区町村道を言う。日本国内の幹線、非幹線道路の無電中化率を図 3(b) に示す。

こういった問題を改善する為、電線共同溝の構造をコンパクトにすることで施工スペースの縮小とコストの改善を図り、無電中化率を向上させる。

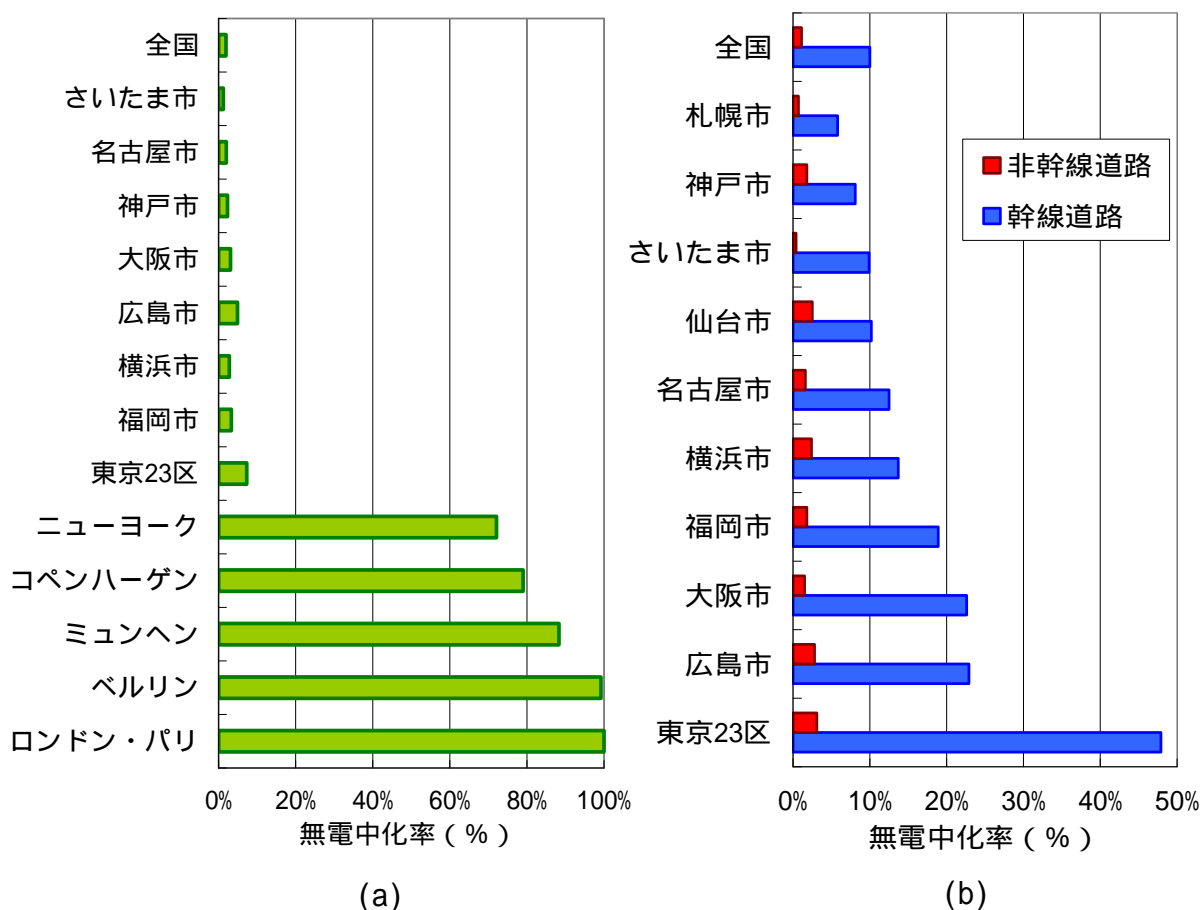


図 3 主要都市の無電中化率(国道交通省による 2005 年末の状況)

### 1.1.3 地盤の変動による問題点

近年、十勝沖地震や新潟中越地震<sup>2)</sup>などでは、震災地において液状化現象によるマンホールの浮上や地盤沈下による建物の沈没が多数報告されている。その様子を図4に示す。

マンホールと似た構造をしているハンドホールにおいても同じ現象が起きると言える。それらの発生時、建物とハンドホールの上に落差が生じ、接合されている地中埋設管は大きな曲げが発生し座屈、破断等の被害を受けることが懸念される。それにより埋設管内部の電線、通信ケーブル等は断裂、圧迫してしまい、都市部の電気、通信に多大な悪影響を及ぼす。



図4 地盤の変動による被害

#### \*液状化現象

液状化現象とは、水分を多く含んだ土の粒子が地震の強い揺れによって散乱する。そして過剰間隙水圧が発生し、一時的に液体のようになり、比重の軽い土管やマンホールなどが浮上し、比重の重い建物等は沈下する。散乱した土の粒子はその後、地盤を沈下させ、再び堆積し地盤を固める。そのため浮上または沈下した物はその位置のまま固定される。液状化現象の概略図を図5に示す。

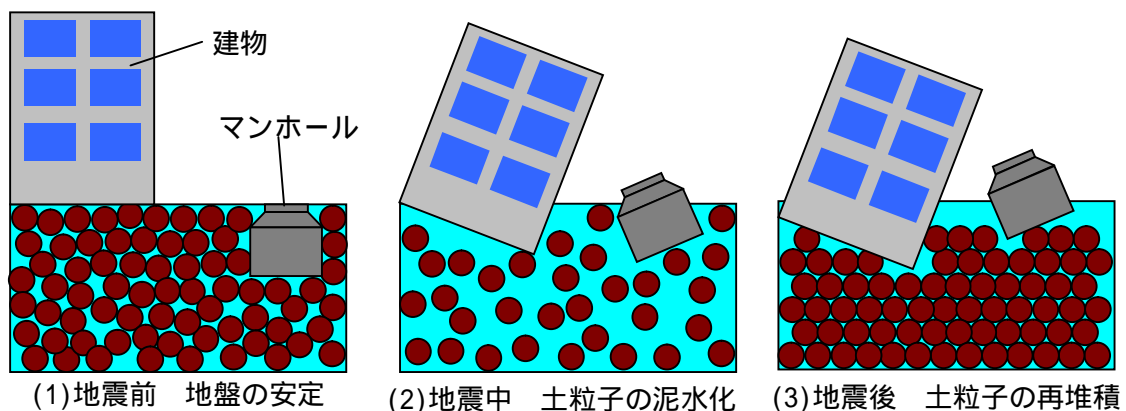


図5 液状化現象概要図



## 1.2 本研究の目的

前章で述べた地盤の変動に対応する為、フレキシブル機能を持った地中埋設管の開発が必要となってくる。さらに土砂による土圧に耐えられる強靱性も備わっていなければならない。

本研究ではその対象として、フレキシブル機能を有するベローズ管と地中埋設管の軸方向へ伸縮するスライダーを組み合わせた配管を使用してこの問題に取り組む。

そして地盤の変動をシミュレーションした試験により、ベローズ管の曲げ特性と地中埋設管への適用を検討する。さらに、ベローズ管及び地中埋設管について有限要素法によるFEM解析を行い、形状による機械特性と変形挙動の関係を解明する。

## 2. 供試材及び試験方法

### 2.1 地中埋設管<sup>3)</sup>

本研究では電線類の耐震保護材として図6に示す地中埋設管<sup>2)</sup>を使用する。この地中埋設管は2本のベローズ管の間にスライダーが組み合わされており、それぞれの管は溶接によって締結されている。それらの軸方向長さの寸法はベローズ管が400mm、スライダーが600mm、全長が1400mmとなっており、これは地盤が変動した際、末端部の1000mmの垂直移動を想定した設計となっている。

地盤沈下時には、ベローズ管が曲がり、スライダーが伸びることによって地盤の落差が生じた際、埋設管の断面の形状を保護する仕組みとなっている。施工時には地中埋設管の両端に直管をねじ無し継手によって締結し、その施工状況に応じて全長の寸法を延ばして使用する。



図6 地中埋設管の形状と寸法

### 2.1.1 スライダー

スライダーは地中埋設管の中で、軸方向の変位を補うために用いられる。構成部品は外管1本、内管2本、Oリング2個、半円型リング2個、ストップリング2個、熱収縮チューブ2個、ソケット2個である。外管は外径が76mm、肉厚が4mm、管長が534mmある。また2本の内管は外径が60.5mm、肉厚が3mm、管長が300mmである。外管と内管の材質はSGPである。図7にスライダーの組立図を示す。

構造は外管の中に、半円型リング、ストップリング、Oリングを付けた2本の内管が入っている。外管の末端部をソケットによって締め込み、内管が飛び出さない様にする。その外側には管内部への雨水の侵入を防ぐための熱収縮チューブが巻き付けてある。ゴム製の半円型リング、ストップリングは、外管と内管が直接接触するのを防ぐ役割を果たす。スライダーが伸びる仕組みは、内管を外側に引き抜くことで内管と外管がスライドする構造になっており、それにより軸方向の変位があっても軸力は生じない。

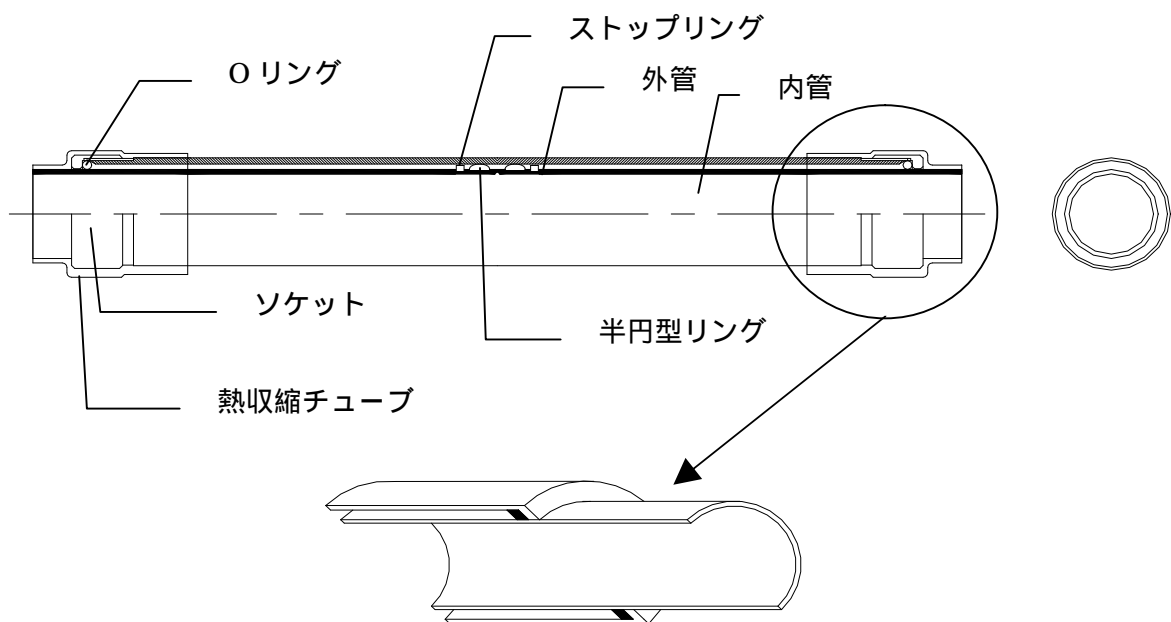


図7 スライダーの構造

## 2.1.2 ベローズ管

ベローズ管は地中埋設管において地盤沈下起きた際に、管の曲げを担う。成形については、バルジ法により 60.5mm、肉厚  $t$  1.5mm の直管の内部に圧力を加え蛇腹形状に加工した。本研究では形状の違いによる変形挙動の変化を検証するため、最外径 OD が 85、80、75 のベローズ管を使用した。これらは加工の際、加える内部圧力を調整することによって山高さの異なる 3 本のベローズ管を作成した。ベローズ管の寸法は山高さ  $h$  が 13.75mm、11.25mm、8.75mm、ピッチの間隔  $p$  はそれぞれ 13.82mm、山数  $n$  が 13 山となっている。図 8 にベローズ管の形状、表 1 にそれぞれの寸法表を示す。鋼種は継ぎ目に自動アーク溶接を施した配管用ステンレス鋼 (SUS304 TP) である。直管部から JIS 12B 号試験片<sup>7)</sup>を切り出し、引張試験を行った結果から機械特性はヤング率が 193GPa、ポアソン比が 0.28、密度が  $7.9 \text{ g/cm}^3$  である。

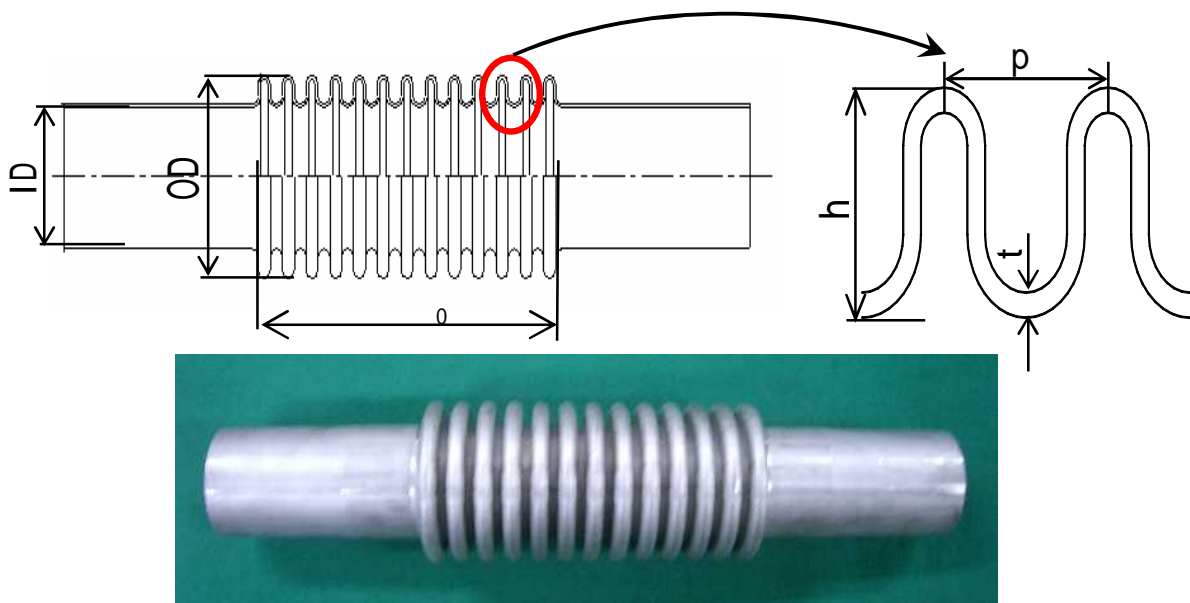


図 8 ベローズ管の形状

表 1 ベローズ管の寸法

	最内径 ID(mm)	最外径 OD(mm)	山高さ $h$ (mm)	ピッチの間隔 $p$ (mm)	肉厚 $t$ (mm)	ベローズ部長さ $l_0$ (mm)	山数 $n$
1	57.5	85	13.75	13.82	1.5	180	13
2		80	11.25				
3		75	8.75				

## 2.2 ベローズ管の引張及び圧縮試験

ベローズ管の伸縮性を調べるために、最大荷重 250 kN の万能試験機を使用し引張及び圧縮試験を行う。引張試験管は 85、80、75 のベローズ管と成型前の 60.5 の直管で行う。直管の軸方向長さはベローズ管の蛇腹部の寸法と同じ 180mm とした。引張試験はそれぞれの管の末端部に溶接した鋼棒をチャックにはめて試験する。圧縮試験管は引張試験管と同じ 3 本のベローズ管を使用する。圧縮試験は管の座屈の防止と圧縮しやすくするため、直管部を切り出しベローズ部のみで試験を行う。直管及びベローズ管の引張試験管を図 9、図 10 に、圧縮試験管を図 11 に示す。またそれぞれの試験管を万能試験機に設置した様子を図 12、13 に示す。試験条件として、引張圧縮速度は 10mm/min とする。

両試験とも、軸方向変位とその変位ごとの荷重  $P$  を測定する。引張試験では管の山高さがなくなるまで引き伸ばされ、荷重  $P$  が急激に上昇するまで、圧縮試験では山と山の間の溝の間隔がなくなり、同じく荷重  $P$  が上昇したところで試験を終了とする。

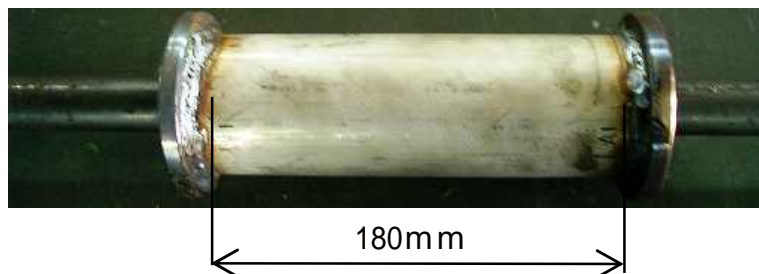


図 9 引張試験管(直管)

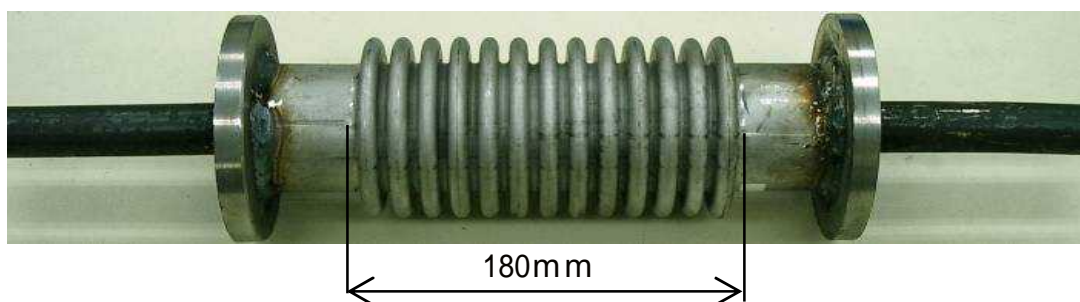


図 10 引張試験片(ベローズ管)

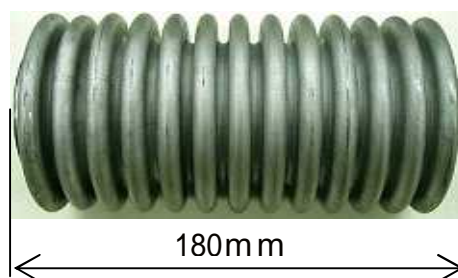


図 11 圧縮試験管(ベローズ管)



図 12 引張試験概要

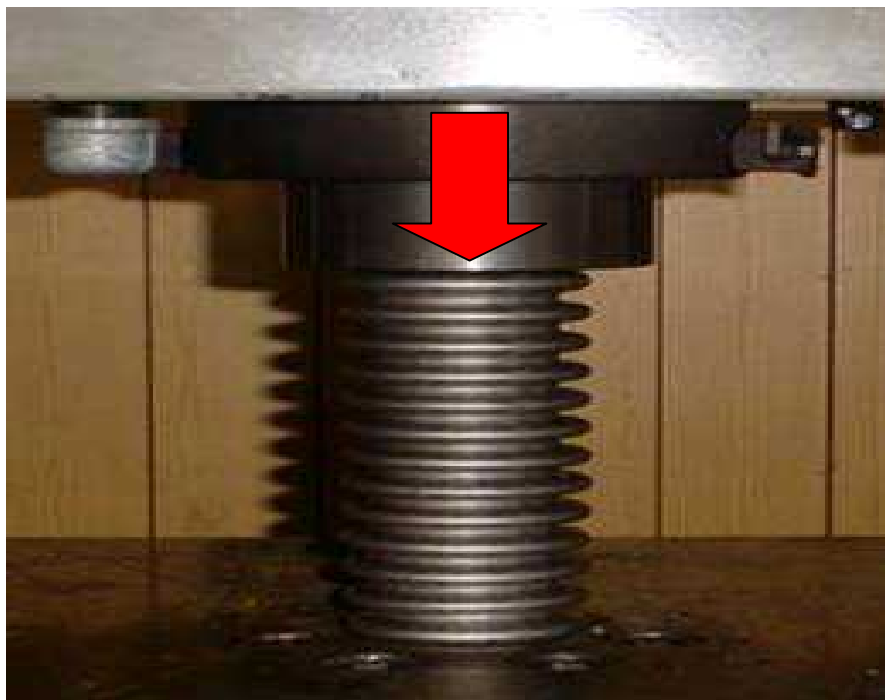


図 13 圧縮試験概要

### 2.3 地盤沈下シミュレーション試験（空中試験）

地中埋設管に組み合わされたベローズ管が地盤沈下によるハンドホールの沈下時どのような変形挙動を示すかをシミュレーションする。試験の際、ベローズ管は前述した最外径 85、 80、 75 の 3 本のベローズ管を使用した。図 14 に使用した試験装置の概要を示す。

地中埋設管を試験装置に設置する際、埋設管の両側に 580mm の直管をねじ無し継手によって締結する。締結後、その両端を試験装置のチャックに完全固定する。右側のチャックは油圧ジャッキによって垂直に下降する仕組みとなっている。最大下降距離は 1000mm、垂直下降速度は 5.8mm/s である。

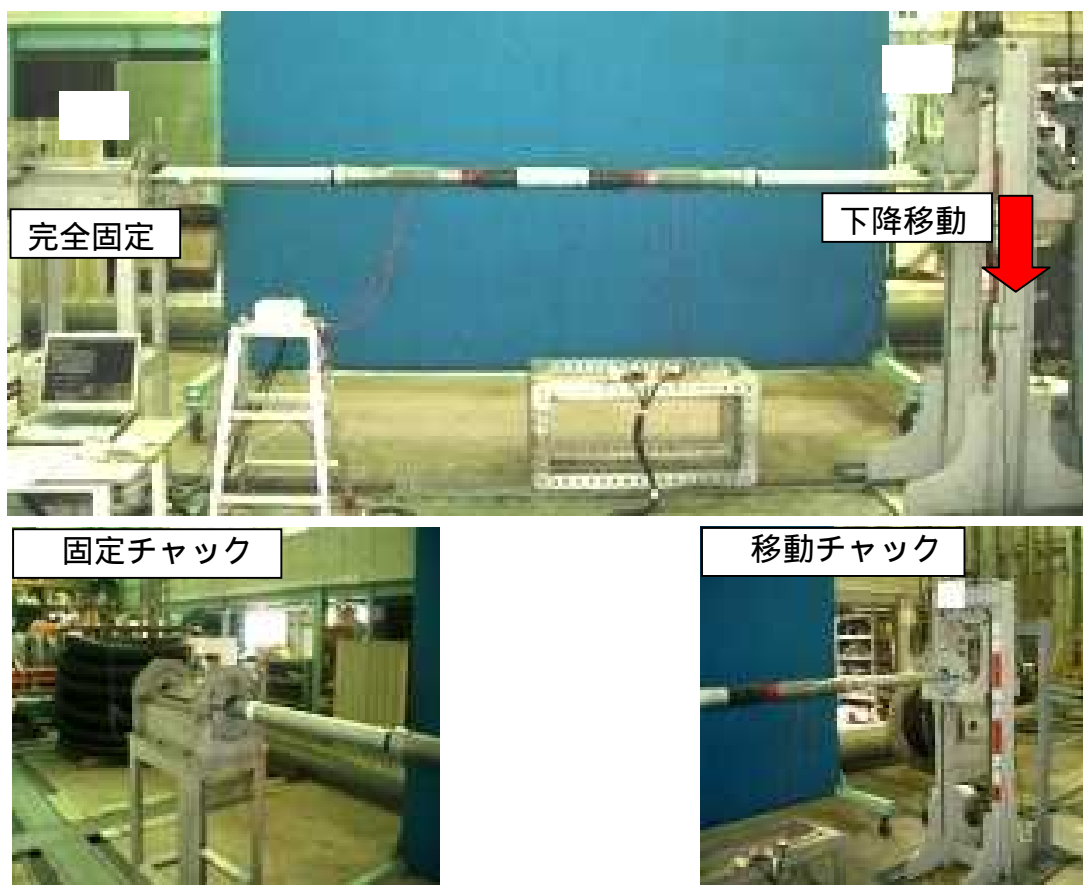


図 14 地盤沈下シミュレーション試験装置(空中試験用)

測定において、地中埋設管の下降に伴う垂直荷重  $F$  とベローズ管及び直管に貼ったひずみゲージによりひずみを測定した。ひずみゲージの貼り付け位置を図 15 に示す。ひずみゲージは左側のベローズ部から 200mm 離れた直管部に 90° 間隔に貼った 3 点を A 部、左側のベローズ管 7 山目に 45° 間隔に貼った 5 点を B 部、右側のベローズ管の曲げ内周部 7 山目に 1 点、曲げ外周部の 1、7、13 山目に 3 点貼った部分を C 部とする。このとき B、C 部のひずみゲージの貼る位置は山部の頂点とした。そして降下距離ごとの垂直荷重  $F$  を測定するため、油圧ジャッキに内蔵されたロードセルを使用する。さらに垂直下降距離を移動チャック部に変位計を設置し測定する。

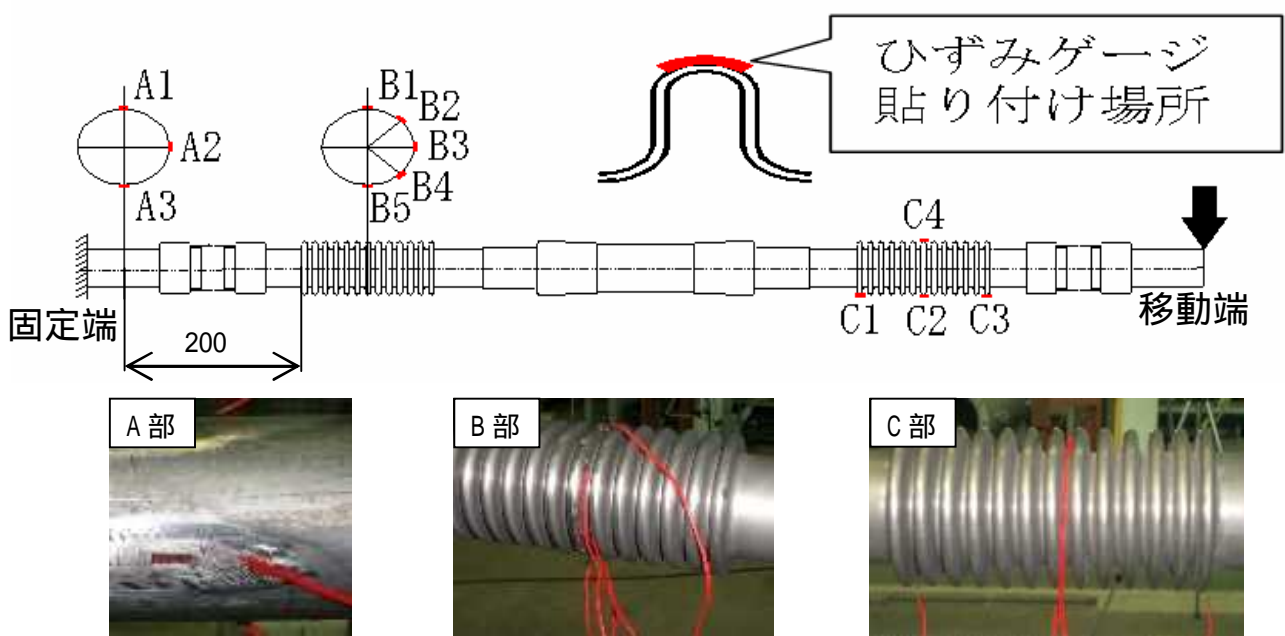


図 15 ひずみゲージ貼り付け位置



## 2.4 地盤沈下シミュレーション試験（土中試験）

本試験においては土中での地中埋設管の変形挙動について検討する。地中埋設管の周りに箱型のコンパネを建て、コンパネの中に何も入れない空中の状態と土砂を入れた土中の状態で試験をし、それらを比較することによって土中での埋設管の影響を観察する。土砂の重量は 18.6kN である。図 16 に試験装置の概略図を示す。

本試験で使用するペローズ管は最外径 85 のみとする。そして地中埋設管には、右側に 150mm、左側に 1950mm の直管をねじ継手によって締結する。移動チャック側は土砂をかき分けながら上昇する為、大きい荷重を受けることが予想される。そのため右側に短い直管を締結し、変形部を右側に設置することで荷重を軽減させる構造とした。

試験装置の構造として、地中埋設管の両端をチャックによって完全固定し、右側のチャックのみ 2 つの滑車を通したワイヤーが油圧シリンダーによって引き上げることで、垂直方向に上昇する仕組みで、最大上昇距離が 1000mm の構造となっている。前章と異なり移動チャック部を上昇させたのは、埋設管上面に作用する土圧の効果を検証するため、コンパネ内に埋設管を敷設する深さが 1m 程度なければならない。その条件で 1000mm 降下させる場合、高さ 2m 以上の試験装置が必要となり、降下装置の構造上不可能なため上昇する構造とした。

測定については、前章で行った試験と同様の測定を行う。ロードセルは油圧シリンダーに内蔵されている。

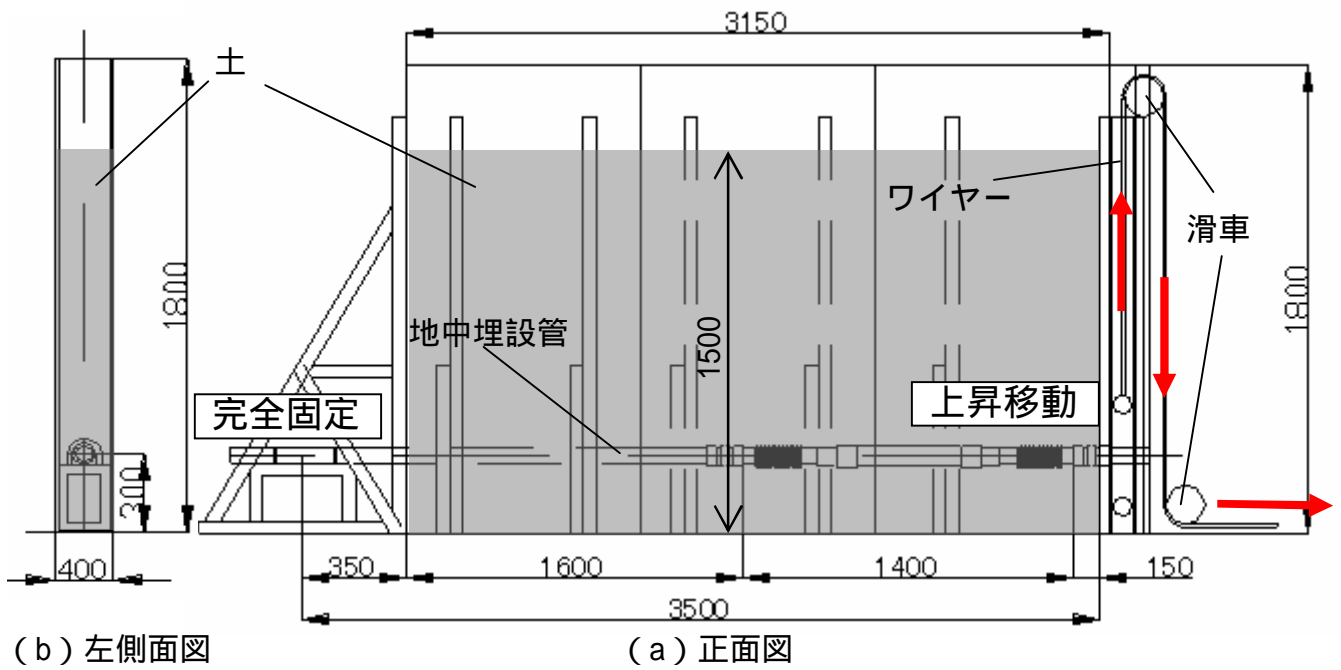


図 16 地盤沈下シミュレーション試験装置(土中試験用)

## 2.5 圧縮扁平試験

地中埋設管を土中に埋める際、土砂による垂直荷重への耐久性を検証する。図 17 に示した試験装置を使用し、垂直方向に圧縮荷重をかけ直管とベローズ管を押しつぶした時、圧縮荷重と断面積の扁平率との関係を求める。使用したベローズ管は図 3 で示した 85 のベローズ管である。直管は直径 60.5、肉厚が 4.5mm、軸方向長さ 50mm の円筒管を使用する。それぞれの管は鉄製の治具で挟むようにして固定し、上側の治具が下降し荷重をかける仕組みとなっている。試験条件は圧縮速度が 10mm/min、最大圧縮荷重が 500kN になったとき試験を終了とする。

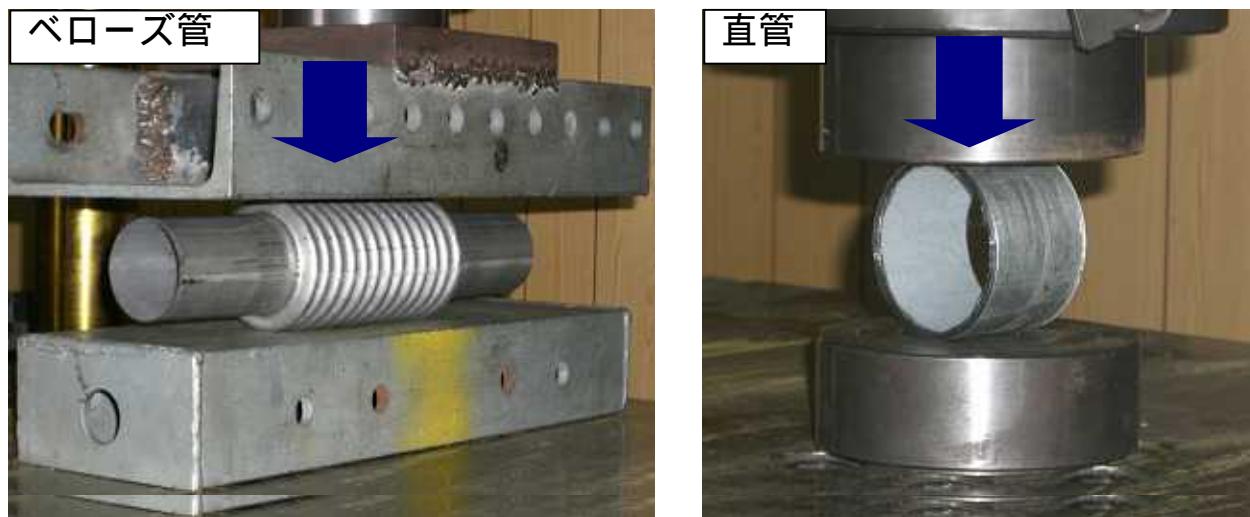


図 17 供試材を試験装置に設置した様子

## 2.6 FEM 解析法<sup>4)</sup>

MARC/MENTAT プログラムを使用して、引張、圧縮試験及び地盤沈下シミュレーション試験の有限要素法による解析（FEM 解析）を行った。

ベローズ管モデルを締結させた地中埋設管モデルを図 18 に示す。スライダモデルの内管、外管、ソケット、そして地中埋設管の両端に締結した直管モデルにおいては SGP、ベローズ管モデルとストッピングには SUS304 の機械特性を与え加工硬化する塑性体とした。スライダに組み込まれている O リング、半円型リングは弾性体とした。それぞれの機械特性による応力 ひずみ線図をモデル化した加工硬化曲線を図 19 に示す。

各パーツの要素について、ベローズ管モデルは肉厚を 2 分割、山部及び谷部の曲がり部を 8 分割し、山と谷の間の平行部を 4 分割、円周方向に 12 分割した。スライダ及び直管モデルは軸方向に 10mm 刻みに分割し、肉厚は 2 分割、円周方向に 12 分割した。また、モデルは左右対称な形状をしているため垂直方向に半分に切断した形状とする。

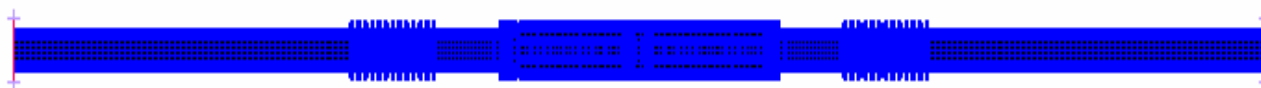


図 18 地中埋設管モデル

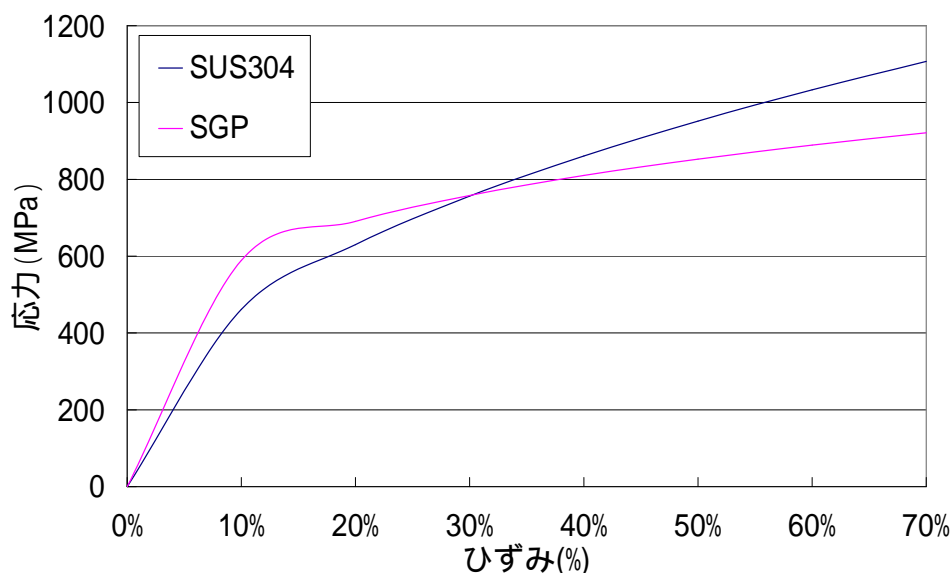


図 19 加工硬化曲線

### 3. 試験結果による解析と考察

#### 3.1 ベローズ管の軸方向変位による変形挙動

##### 3.1.1 引張及び圧縮試験によるベローズ管の変形挙動解析

引張試験においては、ベローズ管は軸方向に伸ばすことで山高さが徐々に減少した。最外径が大きい管ほどベローズ部の表面積が広いいため軸方向の変位は山高さに比例して大きくなる。引張試験終了時の直管及びベローズ管を図 20、図 21 に示す。ベローズ部の軸方向変位は 85 が+292mm、80 が+219mm、75 が+145mm、直管が+52mm となった。圧縮試験では、山と山の間の溝が徐々に縮まり、山高さはほとんど変化がなかった。図 22 に示すように溝がふさがり、すべての隣り合った山同士が接触したところで試験を終了した。ベローズ部の軸方向変位は 85 が-13.1mm、80 が-8.8mm、75 が-6.4mm となった。試験前後におけるベローズ管の軸方向長さ と最外径 OD の変位を表 2 に示す。

また FEM 解析によって最外径 85、80、75 の 3 種類のベローズ管モデルで試験と同様の引張圧縮解析を行った。図 23、24 にベローズ管の変形挙動の解析結果を示す。図の色の分布はミーゼスの応力状態である。この応力状態図からベローズ管は軸方向に引張、圧縮をする際、山と谷の頂点部で最も高い応力を示す。一方で山と谷の間の平行部では山、谷部に比べて応力が極端に小さい。このことからベローズ管は山、谷部の曲げ、曲げ戻し変形により軸方向へ変位する。

引張、圧縮試験の実験及び解析により求められた変位 量ごとの荷重  $P$  の値を図 25、26 に示す。この結果からベローズ管は一定変位量ごとの荷重は山高さが高いほど低くなることからわかる。山、谷部に作用する応力が等しくても山高さに比例してピッチの開き方も大きくなるため変位量に差が出てくる。また山高さが低いほど直管に近い形状ということになるため、荷重の上昇する傾きが直管に近づく。

実験値と解析値は多少の誤差があるが比較的一致していると言える。解析の再現性を向上するためには、ベローズ管を成形する段階の細かいひずみの履歴を追っていき、その結果をモデルに反映させる必要がある。



図 20 引張試験終了後の直管

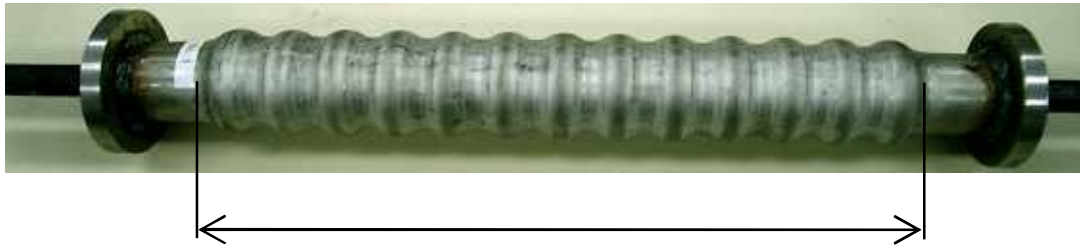


図 21 引張試験終了後のベローズ管



図 22 圧縮試験終了後のベローズ管

表 2 ベローズ管の変位表

		85		80		75	
		引張	圧縮	引張	圧縮	引張	圧縮
軸方向 長さ (mm)	試験前	180					
	試験後	472	99	399	75	325	63
	変位	+292	-81	+219	-105	+145	-117
最外径 OD(mm)	試験前	85		80		75	
	試験後	71.9	86.6	71.2	82.5	68.6	78.9
	変位	-13.1	+1.6	-8.8	+2.5	-6.4	+3.9



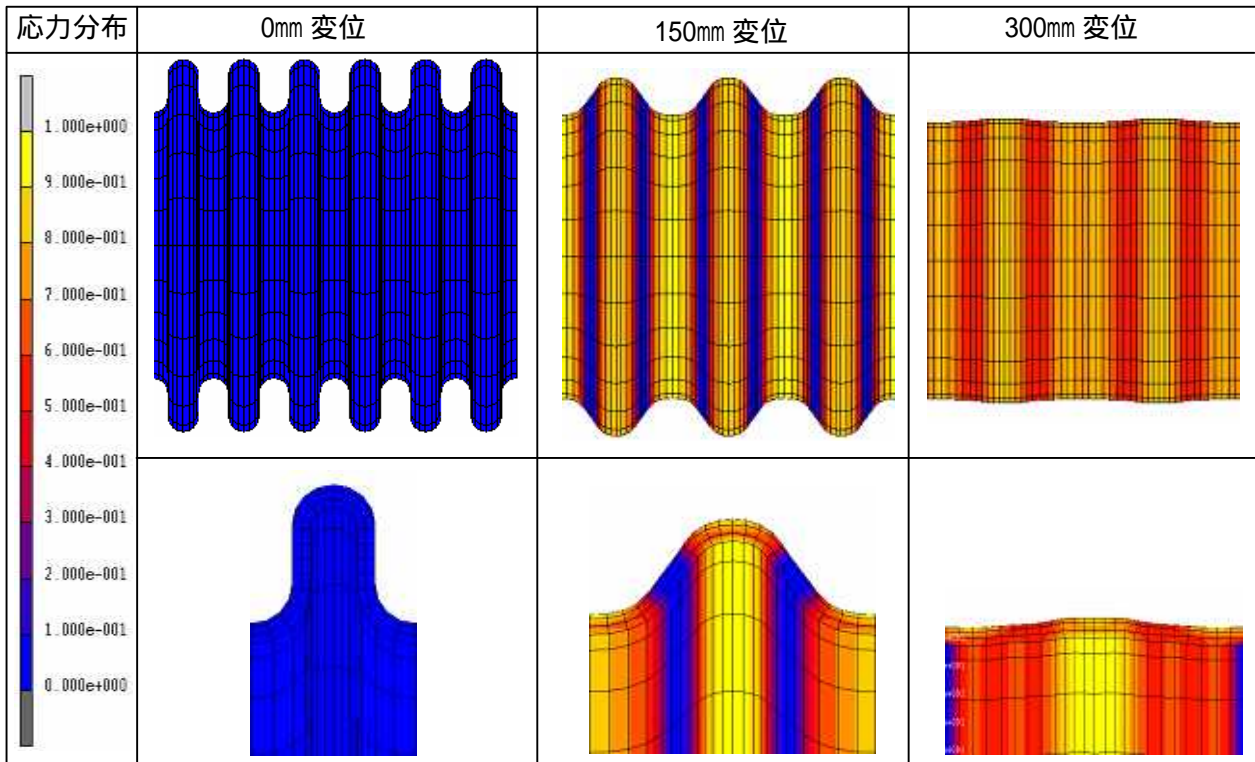


図 23 引張解析によるペローズ管の変形挙動

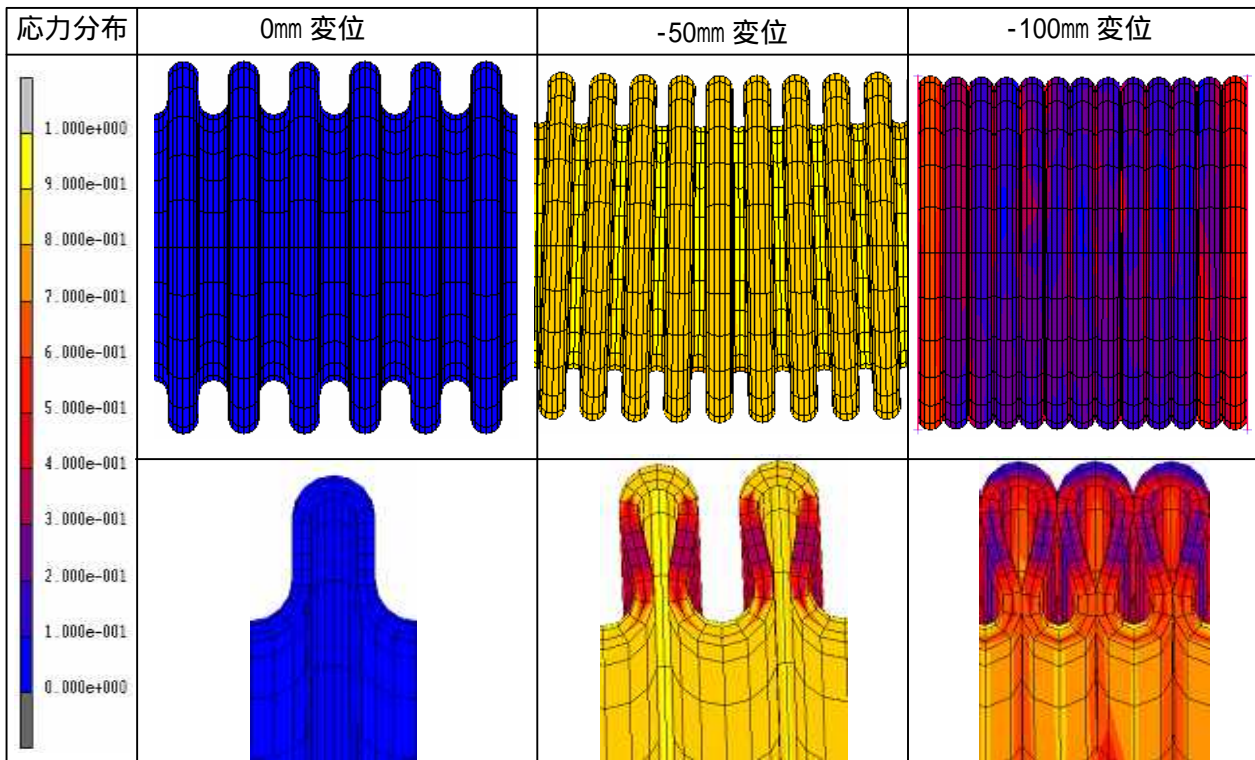


図 24 圧縮解析によるペローズ管の変形挙動

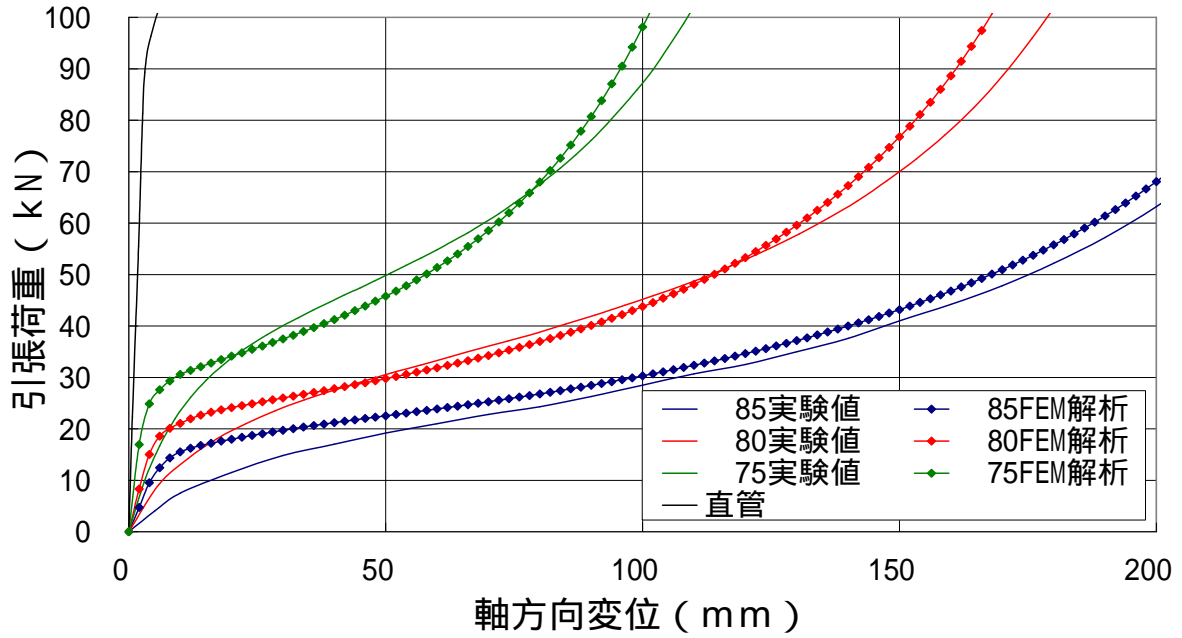


図 25 引張荷重-軸方向変位線図

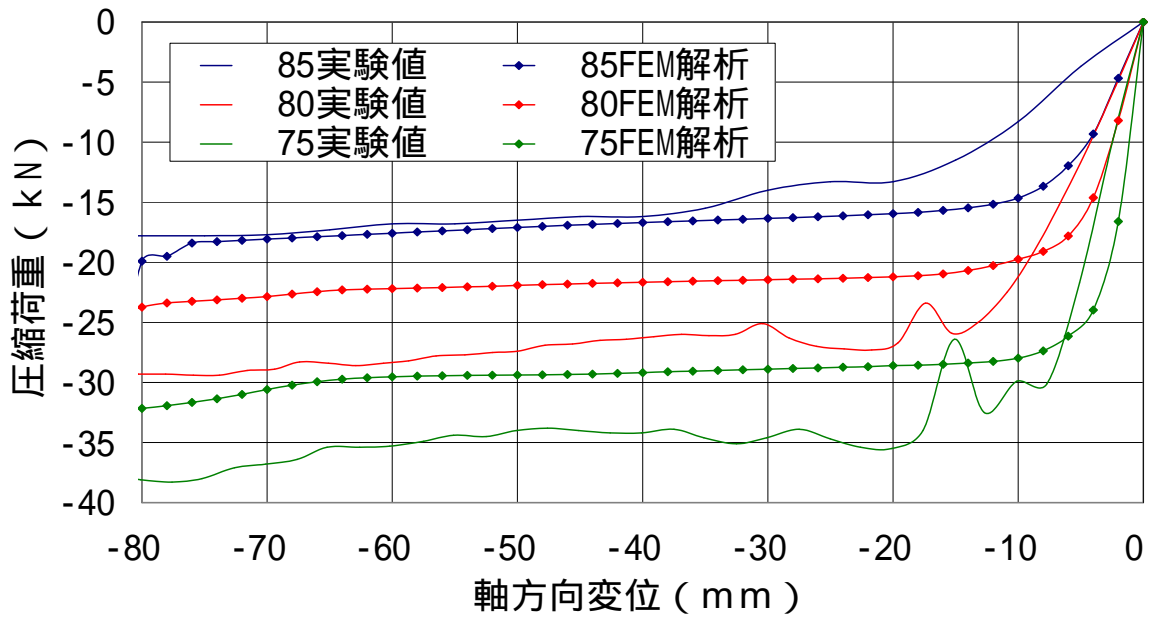


図 26 圧縮荷重-軸方向変位線図



### 3.1.2 ベローズ管の伸縮特性

引張圧縮試験で測定された荷重  $P$  と変位  $\Delta$  より、谷部の断面積  $A$  から応力  $\sigma$  を式 (1) より求める。応力を求める際、谷部の外径をした直管と仮定して計算する。谷部から求めたのは軸方向変位により山部の変化が極めて大きいのにに対し、谷部においてはその変化がほぼない。それにより真応力に近い値が求められると考えた。またベローズ管の軸方向の初期長さ  $\lambda_0$  と変位  $\Delta$  からピッチ変化率  $\lambda$  を式 (2) より求め、応力とピッチの変化率の関係を導く。ベローズ管の変形前後の概略図を図 27、応力-ピッチ変化率線図を図 28、29 に示す。

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (1)$$

$$A = \frac{1}{4} \pi \{d^2 - (d - 2t)^2\}$$

$$\varepsilon = \ln \left( \frac{\lambda_0 + \Delta}{\lambda_0} \right) \quad (2)$$

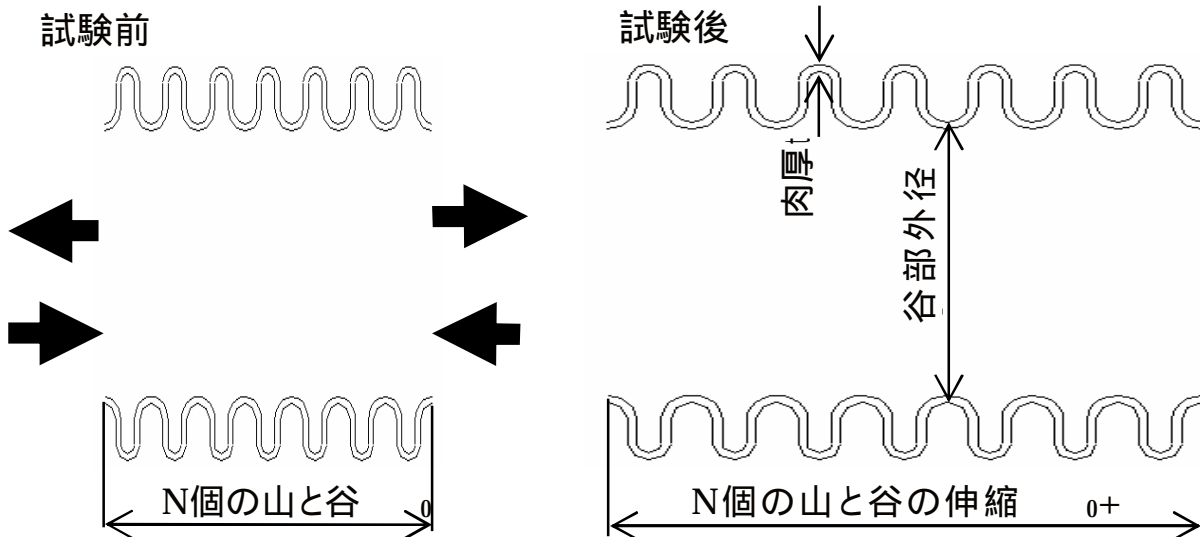


図 27 ベローズ管の変形前後の概略図

また応力とピッチ変化率の関係を式 (3) より  $n$  剰硬化則<sup>5)</sup> で近似線を求める。ここで  $n$  値は加工硬化指数、 $F$  値は塑性係数である。表 3 に示す  $n$ 、 $F$  値を代入したとき実験値と近い値をとった。

$$\sigma = F \cdot \varepsilon^n \quad (3)$$

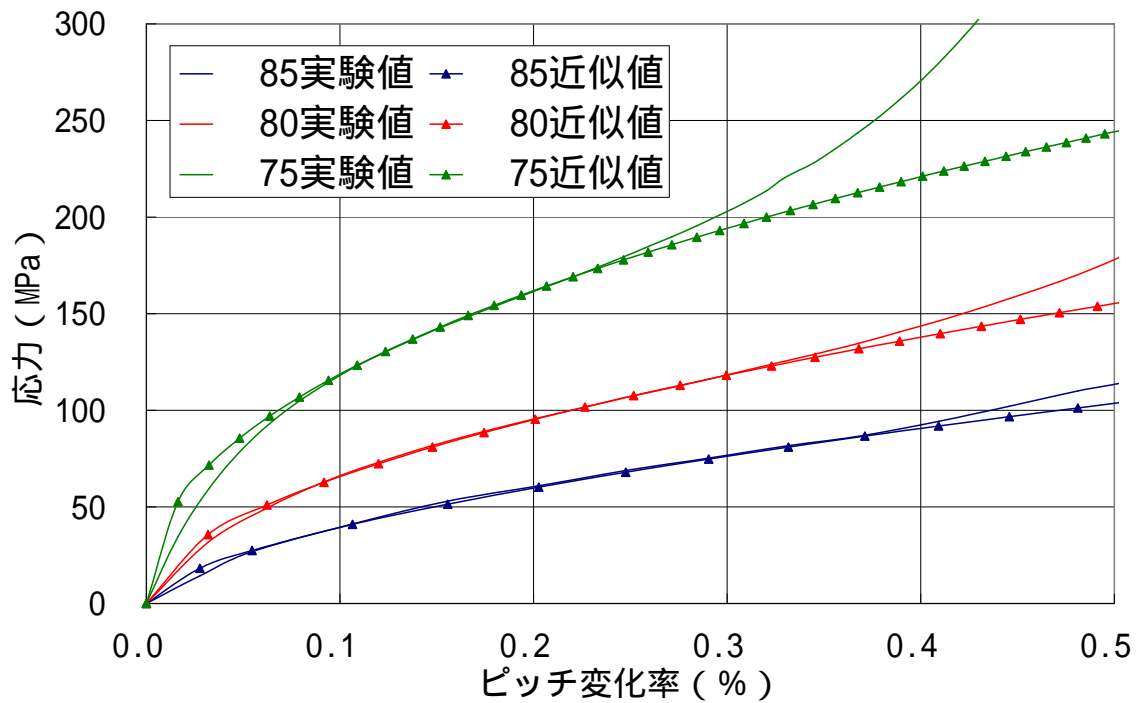


図 29 引張試験応力 ピッチの変化率線図

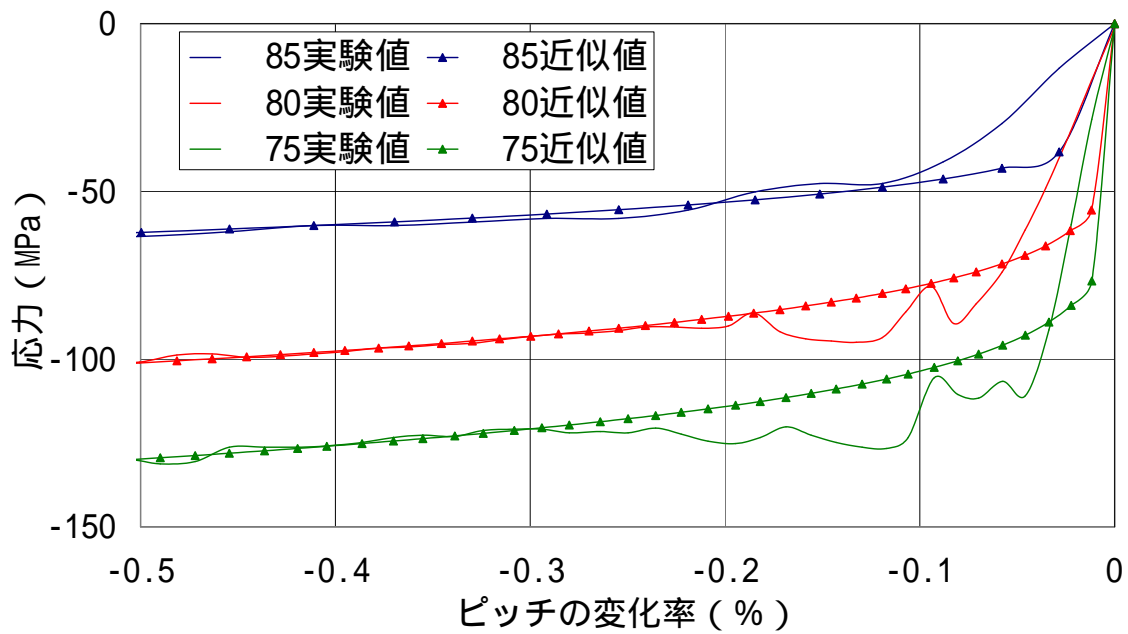


図 30 圧縮試験応力 ピッチの変化率線図

表 3 ベローズ管 n、F 値表

	85		80		75	
	引張	圧縮	引張	圧縮	引張	圧縮
塑性係数 F	157	70	225	113	333	143
加工硬化指数 n	0.6	0.17	0.54	0.16	0.45	0.14

ここで引張と圧縮で  $F$ 、 $n$  値がそれぞれ異なる。それは山、谷部の変形の違いが原因であると考えられる。FEM 解析による引張圧縮変形時のベローズ管モデルを図 31 に示す。また同解析上で山部頂点の肉厚断面上の軸方向ひずみを測定した。ベローズ管の変位毎の肉厚断面のひずみを図 31 に示す。引張試験管においてはすべての山、谷部が曲げ戻し変形によりほぼ等しいピッチの開き方をするため、図 32 に示すように直線上にひずみの値が上昇するが、圧縮試験管では山、谷ごとの曲げ変形が統一されていないため、変形量が少なく、ひずみが一定になる部分ができる、その間他の部分が変形することになる。それによりベローズ管の圧縮力が分散されこのような結果となったと思われる。

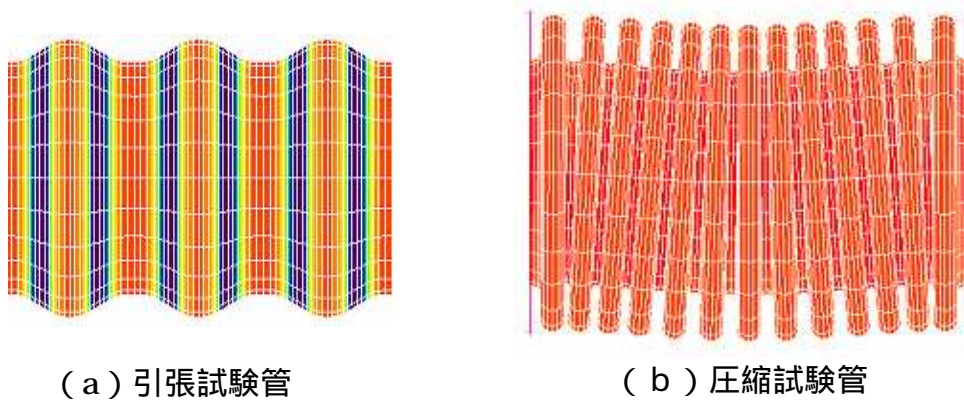


図 31 引張圧縮時のベローズ管の変形挙動

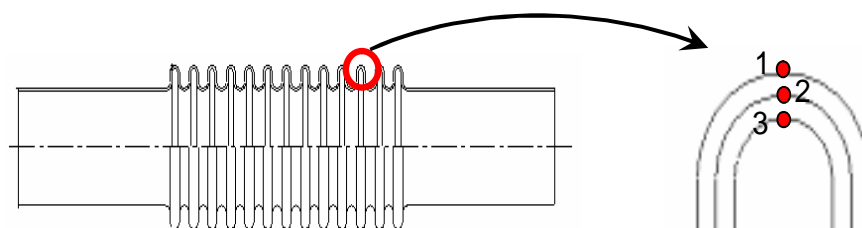
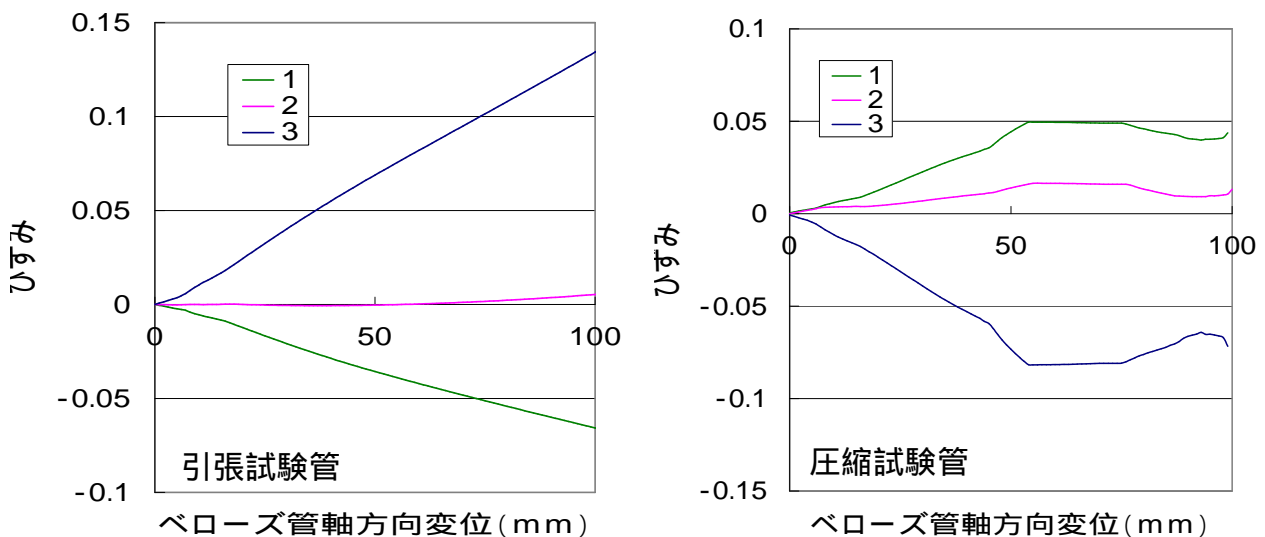


図 32 ベローズ管軸方向変位毎の肉厚断面ひずみ

## 3.2 地中埋設管の変形挙動

### 3.2.1 空中試験による変形挙動解析

#### a) ベローズ管の曲げ変形

図 33 に下降距離ごとの地中埋設管の変形挙動を示す。また FEM 解析による地中埋設管モデルの沈下シミュレーション解析についての結果を図 34 に示す。変形においてベローズ管が曲げの要素、スライダが伸びの要素を持つことで他の直管部は元の水平を保っている。FEM 解析による応力分布からも、地中埋設管の変形においてベローズ管に応力が集中し、他の直管部にはほとんど応力が作用していない。このことから埋設管に受ける荷重の大部分をベローズ管の曲げ変形により補われていることになる。地中埋設管は 2 本のベローズ管の間を軸に対称の変形をする。またベローズ管においては曲げ外周部ではピッチの間隔が開き、曲げ内周部では閉じる挙動を示した。また下降距離が増すにつれ、山ごとのピッチの開きに差が出始め、ベローズ管に作用される応力にも偏りが出ている。FEM 解析により山ごとのピッチの間隔を測定する。図 35 に移動チャック部 1000mm 時のピッチの間隔を示す。

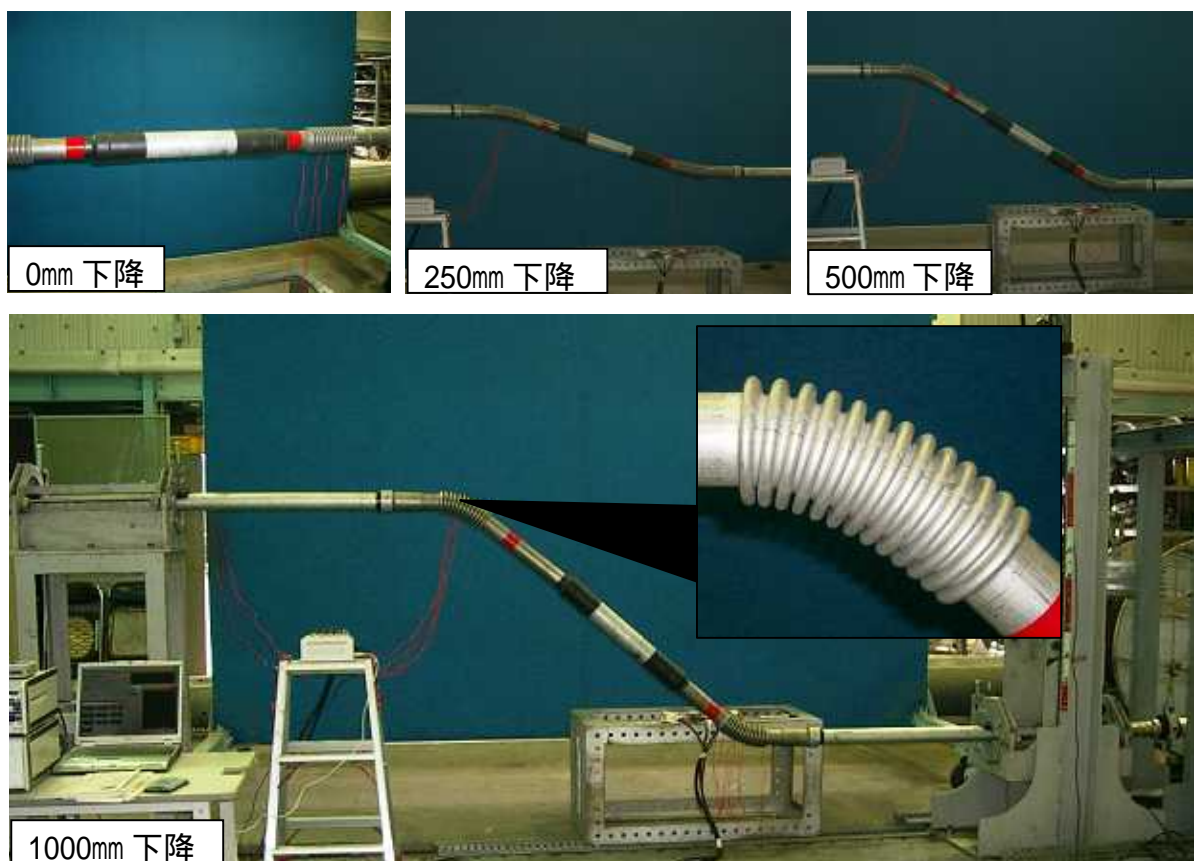


図 33 地中埋設管の変形挙動

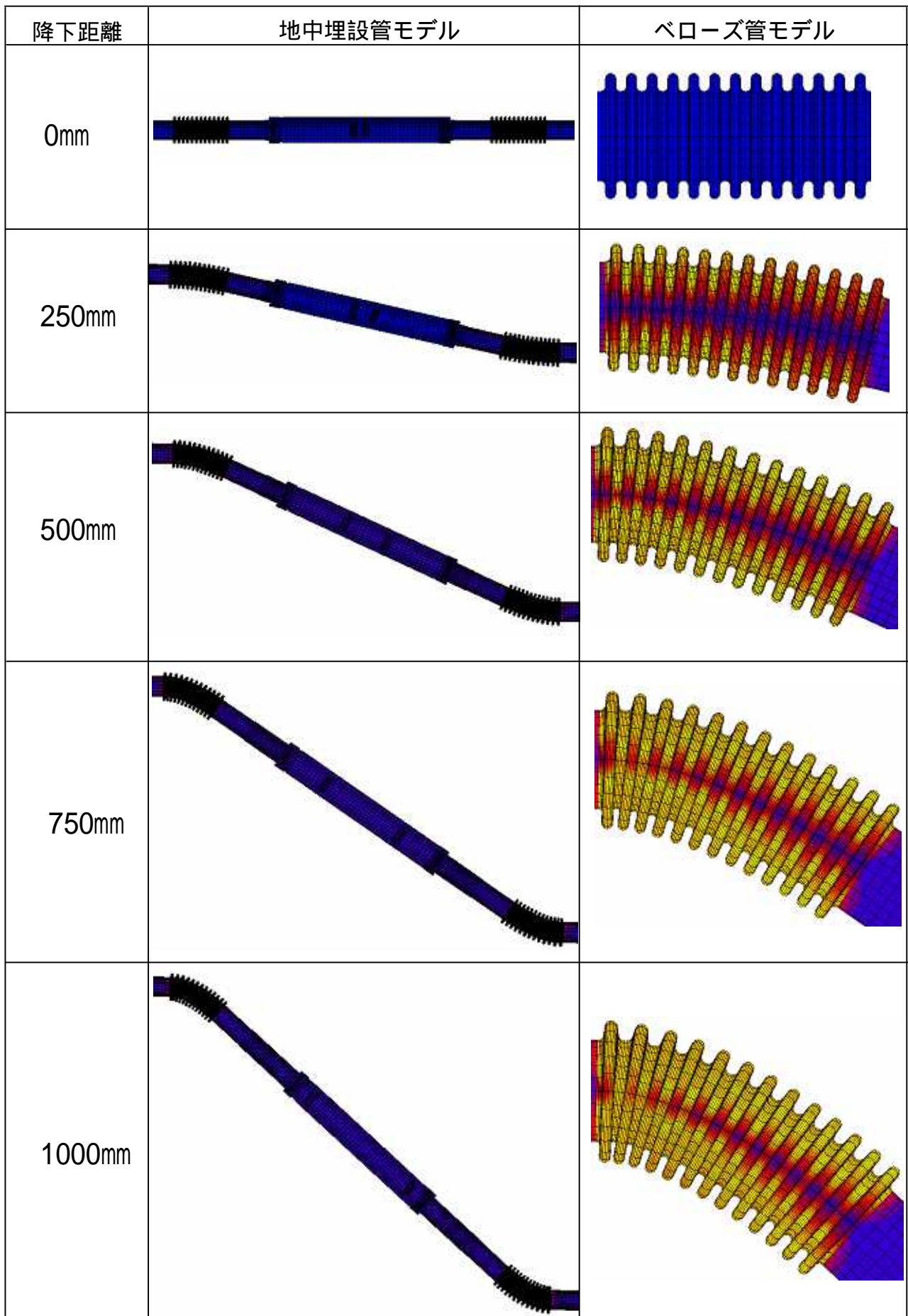


図 34 地盤沈下シミュレーション解析による変形挙動



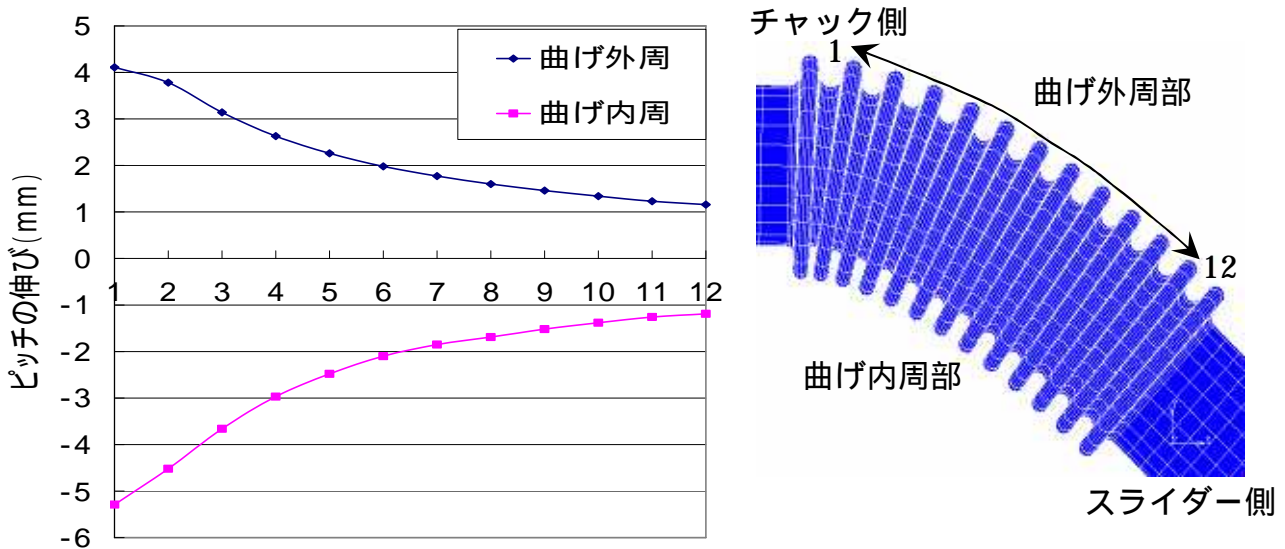


図 35 山ごとのピッチの間隔

図 35 に示すようにスライダ側のピッチの間隔がチャック側に比べて極端に開きが小さい。この原因としてチャック側において強い力が働いているためだと思われる。

b) 地中埋設管に作用される曲げモーメント<sup>6)</sup>

地中埋設管はつり合いの関係から移動チャック部の垂直荷重  $F_1$  は固定チャック部の反力  $F_2$  と等しくなる。そして両端が固定されていることから、両端部には固定モーメント  $M_1$ 、 $M_2$  が作用される。地中埋設管のスパン長さを  $L$  とした時、固定チャック部の固定モーメント  $M_2$  は  $F_1 \times L - M_1$  で表せる。ここで左右対称の構造をしたモデルであることからモーメントのつり合いにより  $M_1$  と  $M_2$  は等しい。これは FEM 解析においても確認された。それにより  $M_2 = F_1 \times L / 2$  となる。さらに固定チャックからの距離  $x$  に作用する曲げモーメント  $M_x$  は  $F_2 \times x - M_2$  となり、先ほどの式を代入し、式(4)が求められる。このことから  $x = L/2$  のとき曲げモーメントが 0 になり両端部において最大値を示す。よって次のような分布となる。曲げモーメント分布を図 36 に示す。

この曲げモーメント分布からも表わすように、チャック側に近づくほど曲げモーメントが大きくなるためベローズ管のピッチの開きが大きくなる。

$$M_x = F \left( x - \frac{L}{2} \right) \quad (4)$$

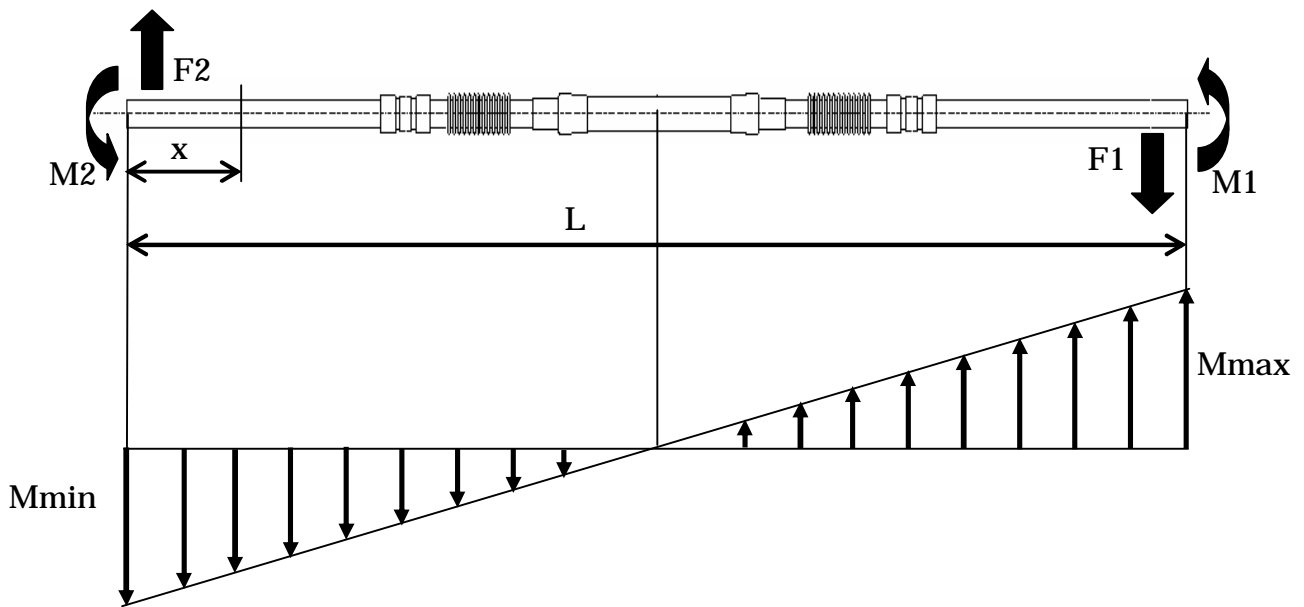


図 36 曲げモーメント分布

c) ベローズ部山数の減少による影響

ベローズ管は曲がる際、チャック側のピッチの伸縮量に比べてスライダ側側のピッチの伸縮量が小さい。このことから同試験で使用するベローズ管の山数を減らすことが可能だと考えられる。FEM 解析で 85 のベローズ管の山数を 13 山、10 山、7 山、5 山、3 山と変えていき、地中埋設管の空中試験と同様の解析を行う。それぞれのベローズ管を使用した時の下降距離と垂直荷重との関係を図 37 に示す。また下降距離 1000mm 時の各ベローズ管の変形挙動を図 38 に示す。

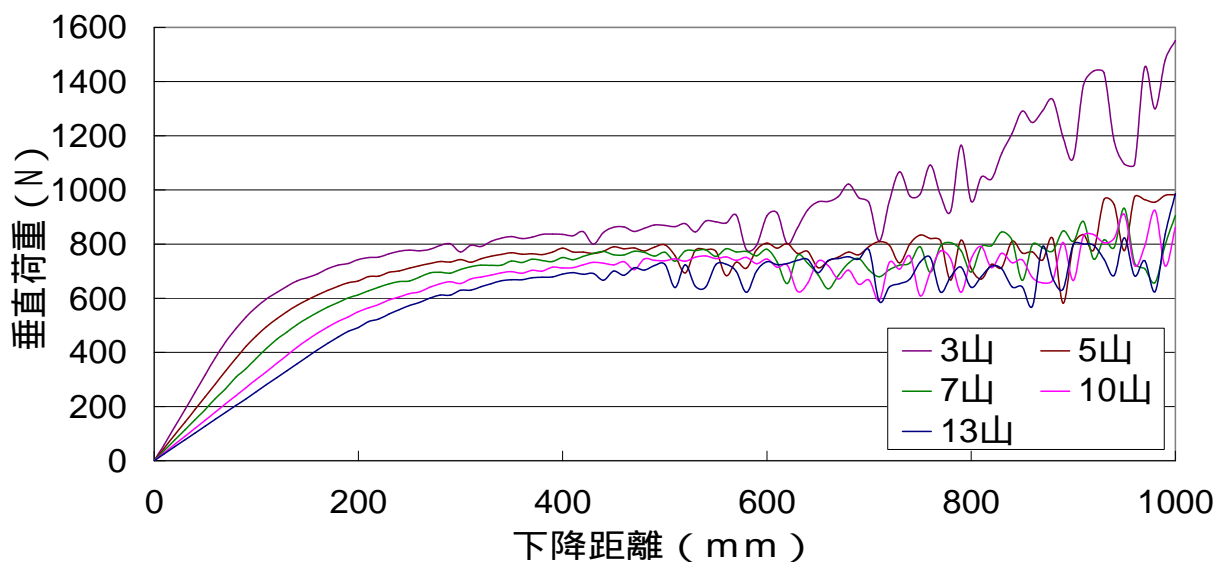


図 37 垂直荷重 下降距離線図 (山数比較)

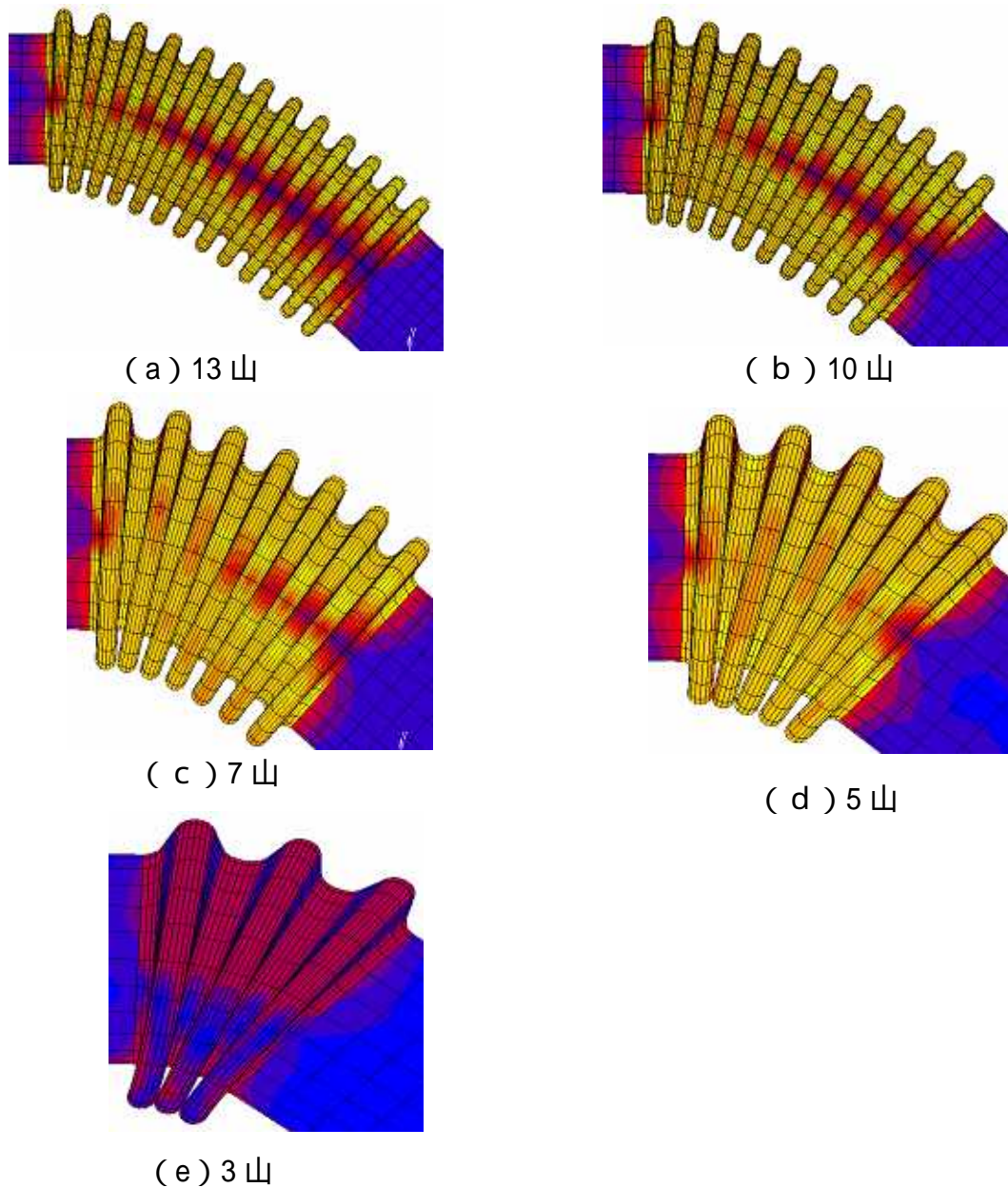


図 38 ベローズ管の変形挙動（山数比較）

図 37 から山数が少ないほど荷重は上昇する結果となったがその差は極めて小さい。しかし山 1 つずつの変形は山数を減らすほど大きくなり、ベローズ管に作用する応力も全体的に大きくなっている。しかし断面形状の潰れや座屈等は見られなかった。図 38 (e) よりベローズ管の山数が 3 山の時、曲げ内周部の隣の山と接触したことで荷重は上昇してしまう。これらのことから、山同士が接触しない曲率に合わせてベローズ管の山数を調整すれば、山数を変更することに問題はない。



### 3.2.2 ベローズ管の曲げ特性

#### a) 曲げ変形による荷重の増加傾向

図 37 に移動チャック部に内蔵されたロードセルによって測定された下降距離ごとの荷重を示す。また FEM による地盤沈下シミュレーション解析による結果も合わせて図 37 に示す。

荷重と下降距離の関係は図 37 に示すようには山高さに反比例して荷重の傾きが大きくなっている。これは図 25、26 で示した変位ごとの荷重は山高さが高いほど低くなるという結果と一致する。また 85 のベローズ管による結果は実験値と FEM 解析でほぼ等しくなったが 80 と 75 のベローズ管の場合は大きく異なった。これは 85 のベローズ管は軸力のない純曲げをしたことで、軸方向圧縮の時と同様、ベローズ管が山ごと違う変形をすることで力を分散させながら曲がったためである。圧縮試験と同じように荷重の増え方も下降距離 400mm を過ぎてから荷重の増加がなくなきほぼ一定となった。また FEM 解析による 80 と 75 のベローズ管にも同じ傾向が見られる。しかし、80 と 75 のベローズ管は 1000mm 降下時まで荷重が上昇し続けた。これは軸力が負荷されたことで、引張方向への荷重が作用し、力が分散しきらず最後まで荷重が増え続ける結果となった。FEM 解析ではスライダの外管と内管の間の摩擦係数を 0.1 としスライドしやすい状態にしていたため 3 本とも純曲げをした。一方 80 と 75 のベローズ管を使用したシミュレーション試験の時は、使用したスライダの摩擦抵抗が高かったために軸方向に充分伸びず、ベローズ管に軸力が作用したと思われる。

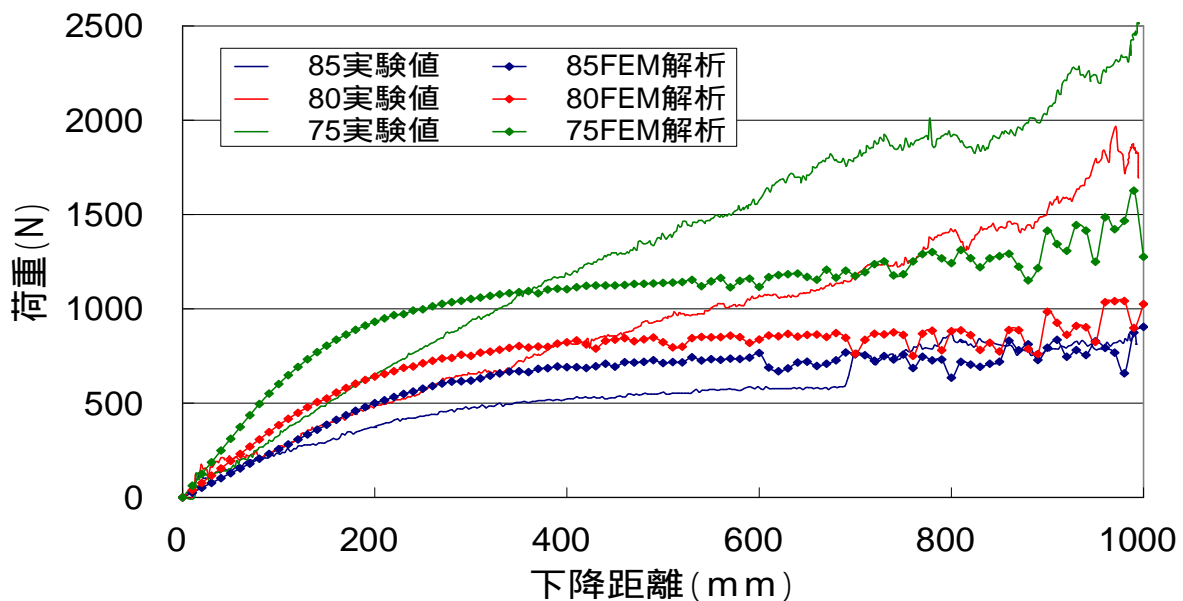


図 37 垂直荷重 下降距離線図

b) 曲げ変形に伴うベローズ管山頂点部のひずみ分布

移動チャック部 1000mm 降下後のひずみの分布を図 38 に示す。

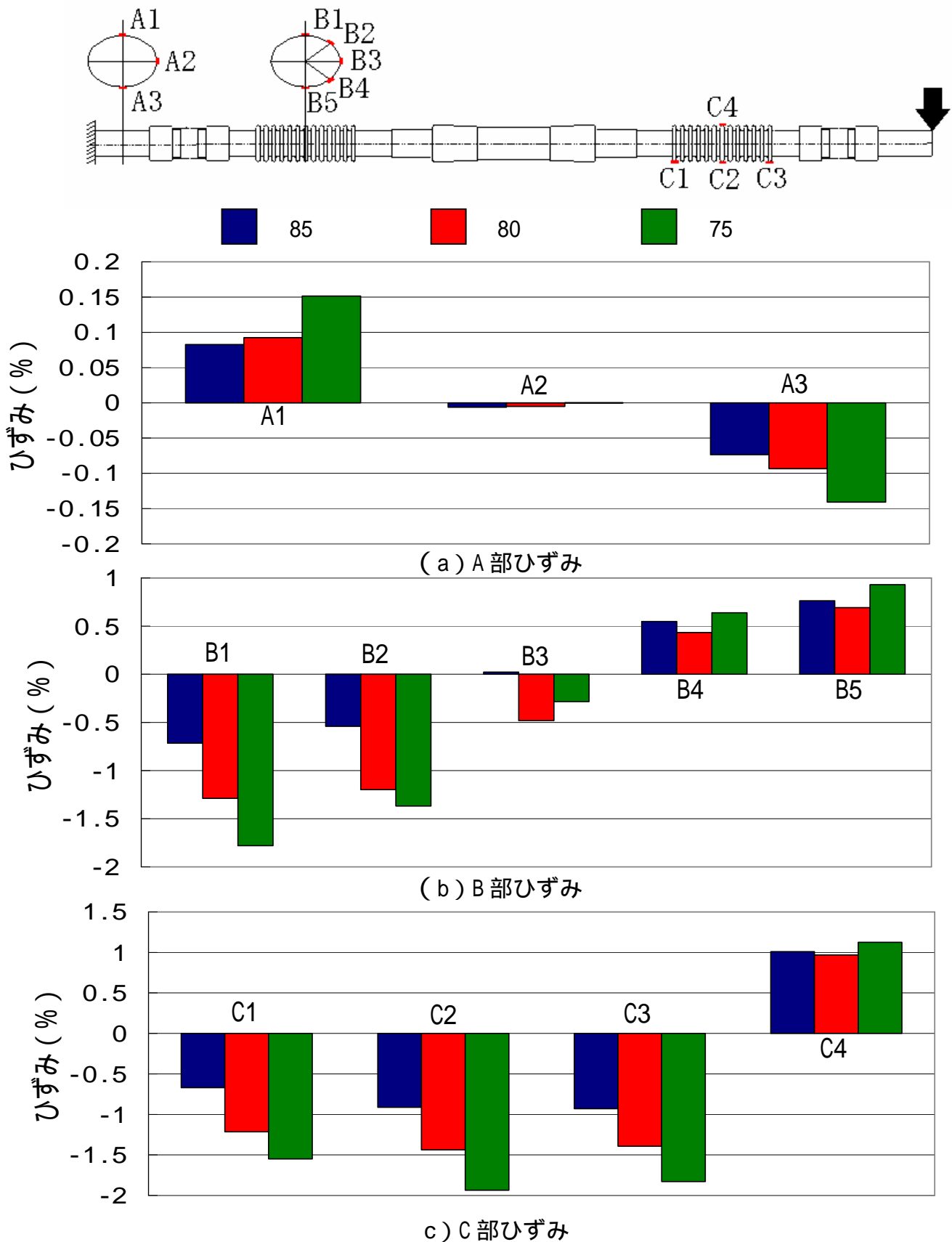


図 38 移動チャック部 1000mm 下降時のひずみ分布

図 38 からひずみの正の値を引張、負の値が圧縮となる。ひずみゲージの貼り付け位置 B 部で計測したベローズ管円周上のひずみは、A 部で計測した直管の円周ひずみの 10 倍以上となった。このことからこの地中埋設管はベローズ管が曲がることによって他の直管部の変形を極力抑えていることがわかる。

図 33、34 によるベローズ管の変形挙動からベローズ管は曲げる際、ベローズ管全体としては曲げ外周部が伸びて、曲げ内周部が縮むという一般的な変形をする。しかし図 38 の A、B 部による直管部及びベローズ管山頂点部の円周上のひずみの引張と圧縮の傾向が逆になっている。これはベローズ管の曲げ外周部については、ピッチの間隔が広がる際、山の頂点部では曲げ戻し変形によって圧縮ひずみを受ける。一方で曲げ内周部はピッチの間隔が縮まり、山頂点部では曲げ変形により引張ひずみを受ける。このことから図 39 のように直管とベローズ管が同じ方向に曲がったにもかかわらず、ひずみゲージの出力結果が逆になったことを説明できる。

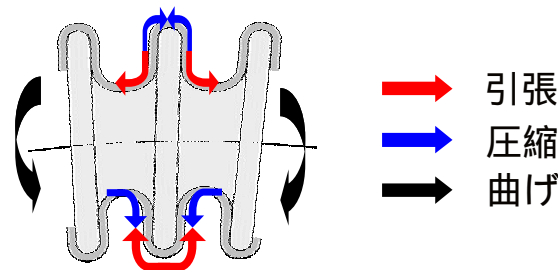


図 39 ベローズ管の頂点部に受けるひずみ

ベローズ管円周のひずみ分布において、最外径 85 のベローズ管は引張と圧縮のひずみが対称となっている。このことから、ベローズ管は軸力のない純曲げをしたことになる。しかし 80 と 75 のベローズ管は圧縮ひずみが引張ひずみより大きい値を示している。これはベローズ管が引張方向に軸力を負荷されてしまったため曲げの中立軸が曲げ内周部寄りに定まったためである。ひずみ分布の概略図を図 40 に示す。80 と 75 のベローズ管に軸力が負荷されたのは、図 37 に示す荷重-降下距離線図による結果と一致する。

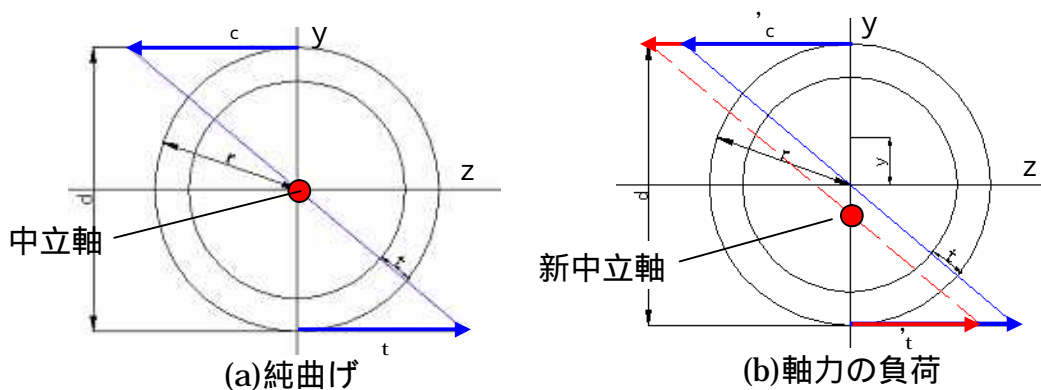


図 40 軸力の有無によるひずみ分布

c) 曲げモーメント解析

3.2.1章(b)において式(4)より曲げモーメントを算出したがベローズ管は図25に示すように直管と比べて、極めて柔軟性に優れた形状と言えるため、直管の円管梁と仮定して算出した式(4)には疑問が残る。そこで、地盤沈下シミュレーション試験によって曲げ変形をしたベローズ管に作用する曲げ応力から曲率を算出し、数値解析により曲げモーメントを求め、計算法の妥当性を検証する。

ベローズ管は純曲げをするとき、図41(a)で示すように変形前、平行だった断面  $p_1q_1$  と  $p_2q_2$  は変形後、点  $o$  で交わるようになり、曲げ外周部では山のピッチ  $p_1p_2$  は広がり、一方で曲げ内周部のピッチ  $q_1q_2$  は閉じる。その中間で中立面上のピッチ  $n_1n_2$  は伸縮しない面(中立面)が存在する。

$p_2n_2$  と平行な線を  $n_1$  から伸ばし  $p_1p_2$  と交わった点を  $p_3$  としたとき  $p_1p_3$  はピッチの間隔の変位量となる。ここで変形後の曲率半径を  $\rho$ 、ベローズ管の半径(最外径)を  $r$  とし、 $p_1p_3n_1$   $p_1p_2o$  の関係を得ることから、 $p_1p_3/n_1n_2 = r/\rho$  となる。

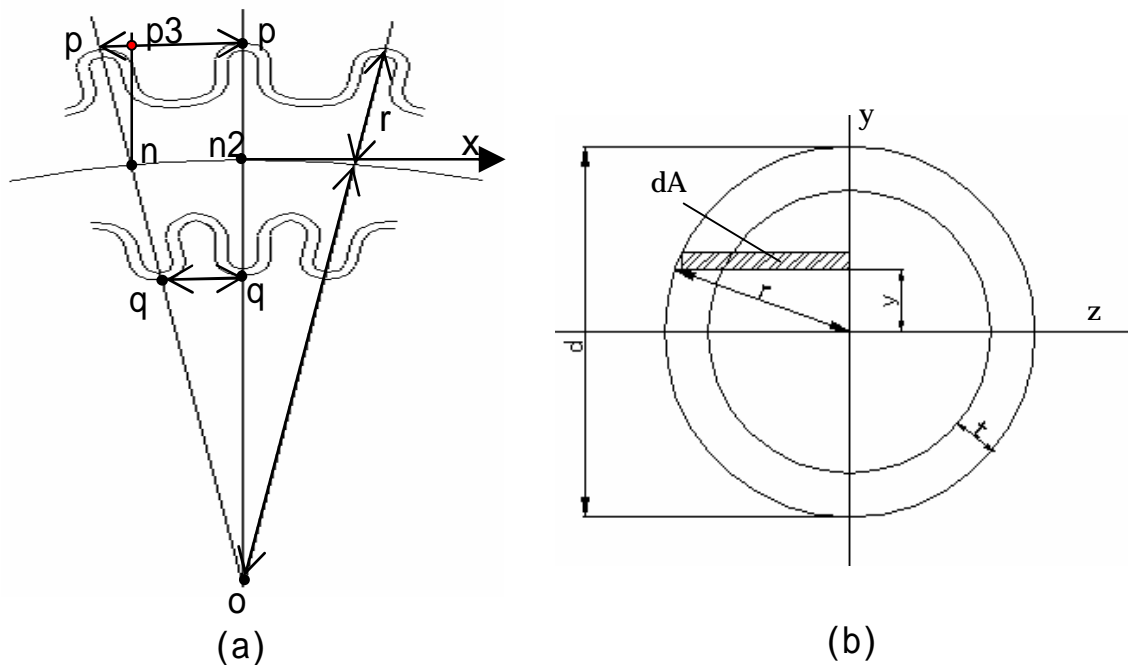


図 41 ベローズ管横断面図

これらのことから変形前のピッチの間隔  $n_1n_2$  を  $l_0$ 、変形後のピッチの間隔  $p_1p_2$  ( $q_1q_2$ ) を  $l$  としたときピッチ変化率  $\varepsilon$  が式(5)より求める。

$$\varepsilon = \frac{l}{l_0} - 1 = \frac{r}{\rho} \quad (5)$$

ここで FEM 解析より地中埋設管のモデルで移動チャック部の下降距離ごとのピッチの間隔を測定する。その際、測定したピッチは最もピッチ変化率が大きかった部位である。そのデータを式(5)に代入し、曲率  $1/\rho$  を算出する。そして曲率  $1/\rho$  と式(4)で算出されたベローズ管に作用する曲げモーメント  $M_x$  の関係を実験値として図 42 に示す。

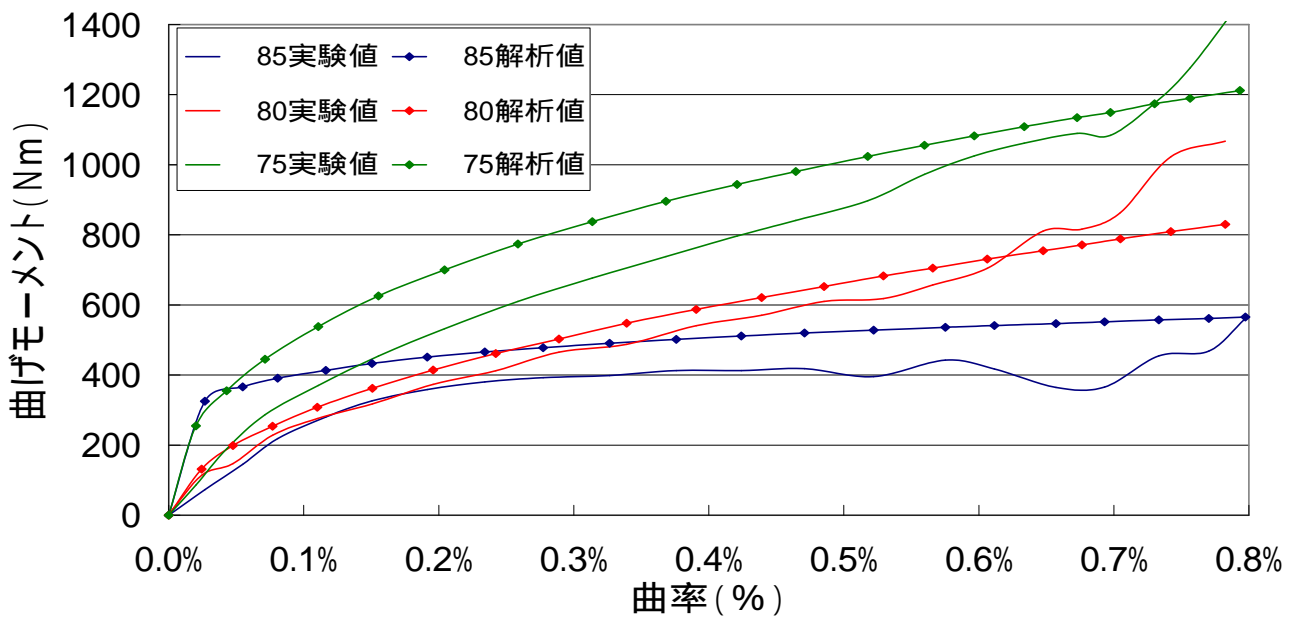


図 42 曲率-曲げモーメント線図

曲げモーメント  $M_x$  を図 41(b)のベローズ管横断面の微小面積  $dA$  に作用する曲げモーメントを積分することで数値解析する。ここで 80、75 のベローズ管に図 37、38 から軸力が負荷されていることが考えられる。純曲げをするとき管に作用する応力分布は対称となるが、軸力  $T$  が負荷された場合、対称だった応力分布は軸応力  $\sigma_t$  だけ引張方向に偏り、中立軸が中心から距離  $y_t$  の位置に定められる。応力分布の概略図<sup>6)</sup>を図 43 に示す。よって軸力を考慮に入れた時、曲げモーメントの計算式は式(6)で引張面を、式(7)で圧縮面を求め、それらの絶対値を足すことで曲げモーメントを算出する。式(6)、(7)に式(3)と式(5)をそれぞれ代入することで曲げモーメントを式(8)、(9)のように曲率の関数として表す。その際、式(5)は  $\sigma = (y+y_t)/\rho$  と変換する。図 17 から B1 の圧縮ひずみ  $\epsilon_c$  と B5 の引張ひずみ  $\epsilon_t$  の差から求める。ベローズ管の最外径を  $d$  とし、座標  $(d, \epsilon_c)$ 、 $(0, \epsilon_t)$  の 2 点を結ぶ。そのとき  $y = ax+b$  の一次関数となり、 $y$  軸と交わる点  $(0, b)$  が新しい中立軸の位置となる。軸力の算出は引張面の応力の総和を式(10)、圧縮面の応力の総和を式(11)から求め、その差から軸力を算出する。そのため純曲げをするとき、引張面と圧縮面で対称の応力分布となるため軸力は 0 となる。数値解析の結果も合わせて図 42 に示す。式(6)~(11)で用いる  $n$  値、 $F$  値、 $y_t$ 、及び移動チャック部 1000mm 降下時に発生した軸力を表 4 に示す。

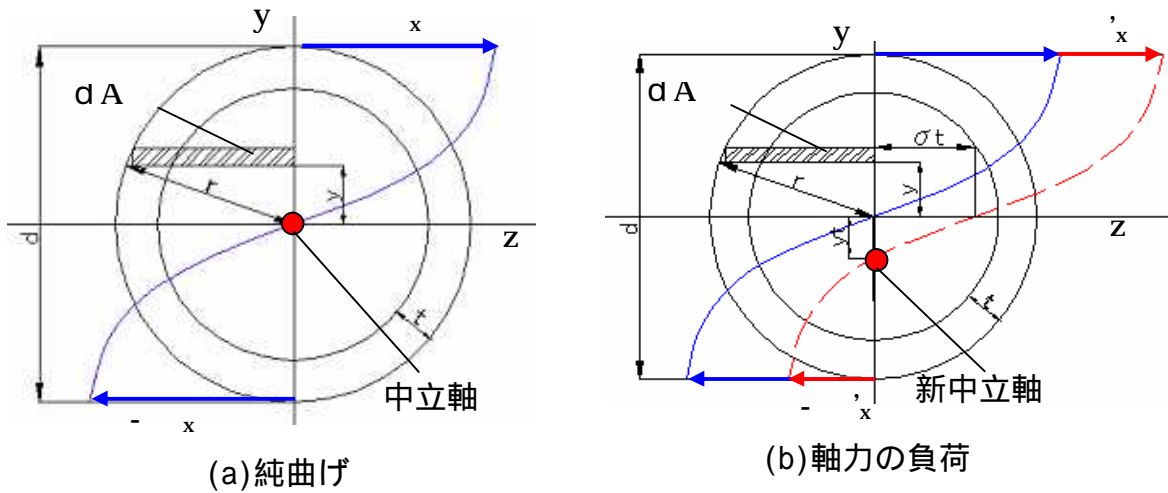


図 43 軸力の有無による応力分布

$$M_1 = 2 \cdot \int_{-y_t}^{\frac{d}{2}} \sigma \cdot (y + y_t) dA \quad (6)$$

$$M_2 = 2 \cdot \int_{-\frac{d}{2}}^{-y_t} -\sigma \cdot (y + y_t) dA \quad (7)$$

$$M_1 = \frac{2 \cdot F}{\rho^n} \left\{ \int_{-y_t}^{\frac{d}{2}} (y + y_t)^{n+1} \sqrt{r^2 - y^2} dy - \int_{-\frac{d}{2}}^{-y_t} (y + y_t)^{n+1} \sqrt{(r-t)^2 - y^2} dy \right\} \quad (8)$$

$$M_2 = \frac{2 \cdot F}{\rho^n} \left\{ \int_{-\frac{d}{2}}^{-y_t} (y + y_t)^{n+1} \sqrt{r^2 - y^2} dy - \int_{-\frac{d}{2}}^{-y_t} (y + y_t)^{n+1} \sqrt{(r-t)^2 - y^2} dy \right\} \quad (9)$$

$$T_1 = \int_{-y_t}^{\frac{d}{2}} \sigma \cdot dA \quad (10)$$

$$T_2 = \int_{-\frac{d}{2}}^{-y_t} -\sigma \cdot dA \quad (11)$$

表 4 n 値、F 値、 $y_t$ 、T 値一覧表

	加工硬化指数 n	塑性係数 F	$y_t$ (mm)	軸力 T (kN)
85	0.17	70	0	0
80	0.54	225	12.0	2.5
75	0.45	333	11.3	4.5

図 42 から数値解析値が実験値をすべてわずかに上回っている。これは地盤沈下シミュレーション試験において、山のピッチの間隔はそれぞれ均一ではなかった。そのため測定された垂直荷重は圧縮変形のと様と同様に、山ごとに変形を変え、力を分散したため、著しい荷重の増加は見られなかった。埋設管の変形の大半をベローズ管が担っているため地中埋設管全体に作用する曲げモーメントも減衰している。また今回数値解析をする際、曲率を求めた位置は最もピッチの間隔が開いている部分から測定し曲げモーメントを算出した。それによりベローズ管の曲率が大きくなり、曲げモーメントも増大したため解析値が実験値を上回ったと思われる。しかし、その誤差はわずかなもので、測定するピッチの間隔によって、作用する曲げモーメントの傾向も変わってくると思われる。このことから曲げモーメントの計算式は円管梁として計算する方法で妥当であると言える。

また表 3,4 より数値解析をする際、式に代入した  $n$ 、 $F$  値は 85 のベローズ管では圧縮変形により算出した値で実験値と近似でき、80、75 においては引張変形による値から実験値と近似した。これは純曲げをした 85 のベローズ管は受ける荷重に対して図 37 から力を分散させながら変形する傾向があり、これは圧縮変形の傾向と似ている。一方で、80 と 75 のベローズ管においては軸力が負荷されたことで引張方向への軸応力が作用し、力の分散を抑制する。その傾向が引張変形に近づいたことから  $n$ 、 $F$  値が定まったと思われる。

このことからベローズ管の基本的な変形傾向は山部の不均一な挙動から力を分散させながら変形する。しかし軸力が負荷されるとき、軸応力がベローズ部に均一に作用するため力の分散を抑制し、変形抵抗が増大する。よってベローズ管の柔軟性を最大限生かすには軸力の作用されない条件で使用されるのが好ましい。



### 3.3 土中試験による変形挙動解析

#### 3.3.1 土中における地中埋設管の変形挙動

本試験において、地中埋設管は前章の降下試験と同様の変形挙動を示した。しかしコンパネ内に土砂を入れた土中試験においては、地中埋設管の外表面にクラック、座屈等は見られなかったが、継手部分が垂直移動 500mm 時に緩みだし、最終的に抜けてしまった引き抜け位置を図 44 に示す。このことから地中埋設管に材質的な問題はないが、締結部等に強い軸力がかかる場合その考慮も課題の一つになってくる。空中、土中試験の変形挙動及び、試験終了時のベローズ管の概要を図 45、46 に示す。

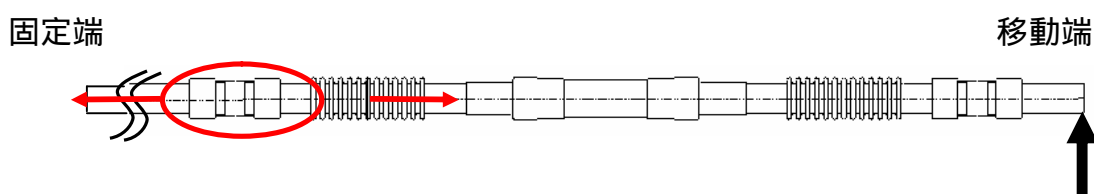


図 44 継手部引き抜け位置

土中試験において、図 46 から全体図からは継手部が抜けてしまい両端部の拘束力がなくなったためスプリングバックによって空中試験と似た変形挙動をしているが、土砂を完全に取り除く前、移動チャック側のベローズ管のみ掘り出された時、ベローズ管の曲げ角度が空中試験時に比べて著しく大きいことが見られた。またベローズ部の溝部を見たとき、山部の開いた部分には土砂が詰まっているが、ピッチの間隔が狭くなっている部分においては、土砂がかき出されている。このことからベローズ管の溝部に土砂が詰まり、拘束される影響は比較的小さいと思われる。

試験中、地中埋設管表面のひずみを測定した。上昇距離 500mm 時、直管部及びベローズ管山頂点部のひずみ分布を図 47 に示す。なお継手部での引き抜けが起きたため 500mm までのデータを使用する。図 47 から A 部、C 部において空中試験時の引張、圧縮ひずみの傾向と逆になる部分が数か所ある。これは下向きに働く鉛直土圧の影響で埋設管の中央部を軸に U 字型にたわんだためだと思われる。直管上に張り付けた A 部のひずみにおいて、空中試験の時は、A3 部の引張ひずみが A1 部の圧縮ひずみより高い値を示していることから、左側のベローズ管の曲げ変形に引っ張られ、上向きにわずかに変形したが、土中試験においては土圧によって下向きにたわんだためにひずみゲージの出力結果が逆になった。移動チャック部付近のベローズ管の山頂点部のひずみにおいては、土砂をせん断しながら上昇したため、力を分散するように曲がろうとした。それにより C 部に示すようなひずみの方向に曲がったと思われる。



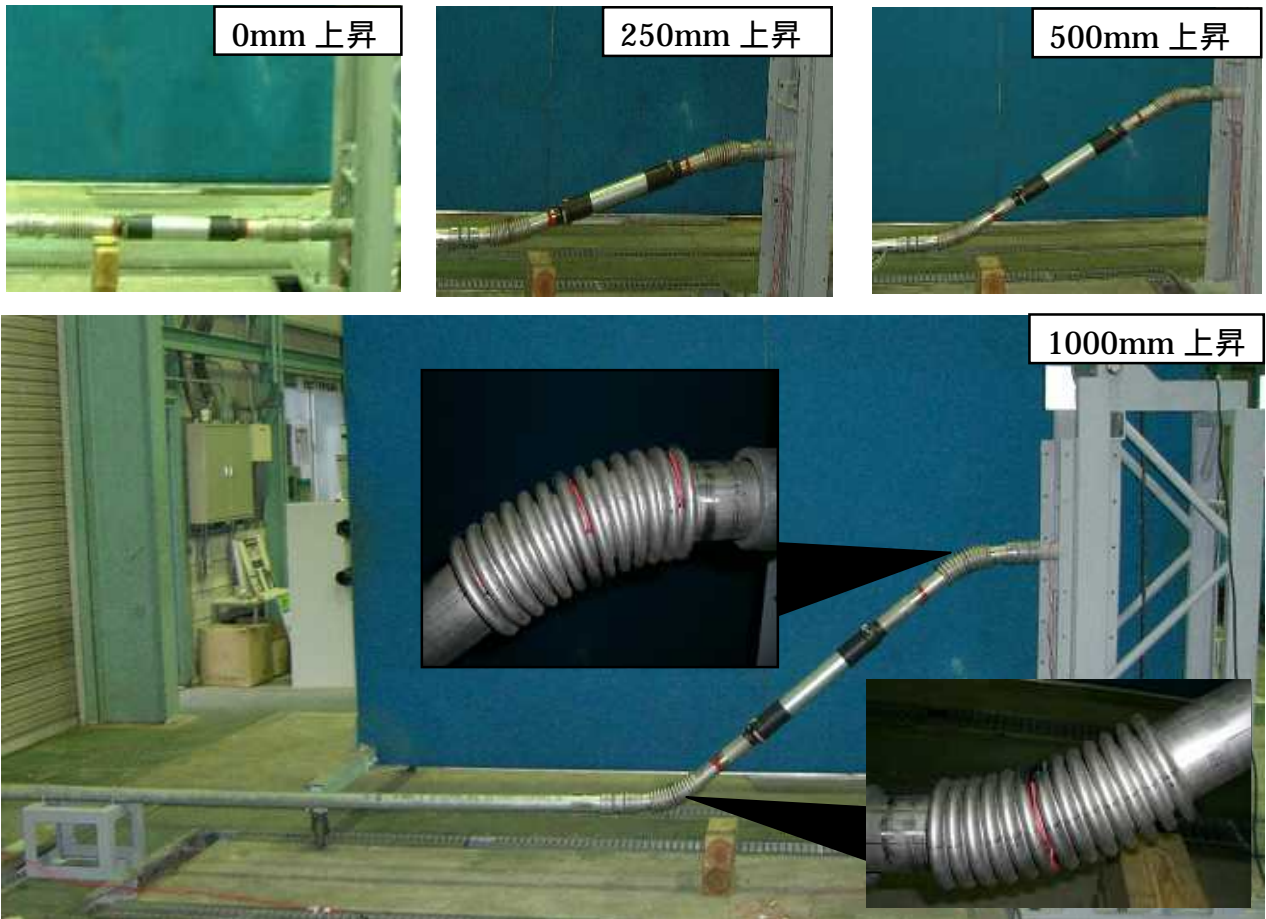


図 45 空中試験における地中埋設管及びペローズ管の変形挙動

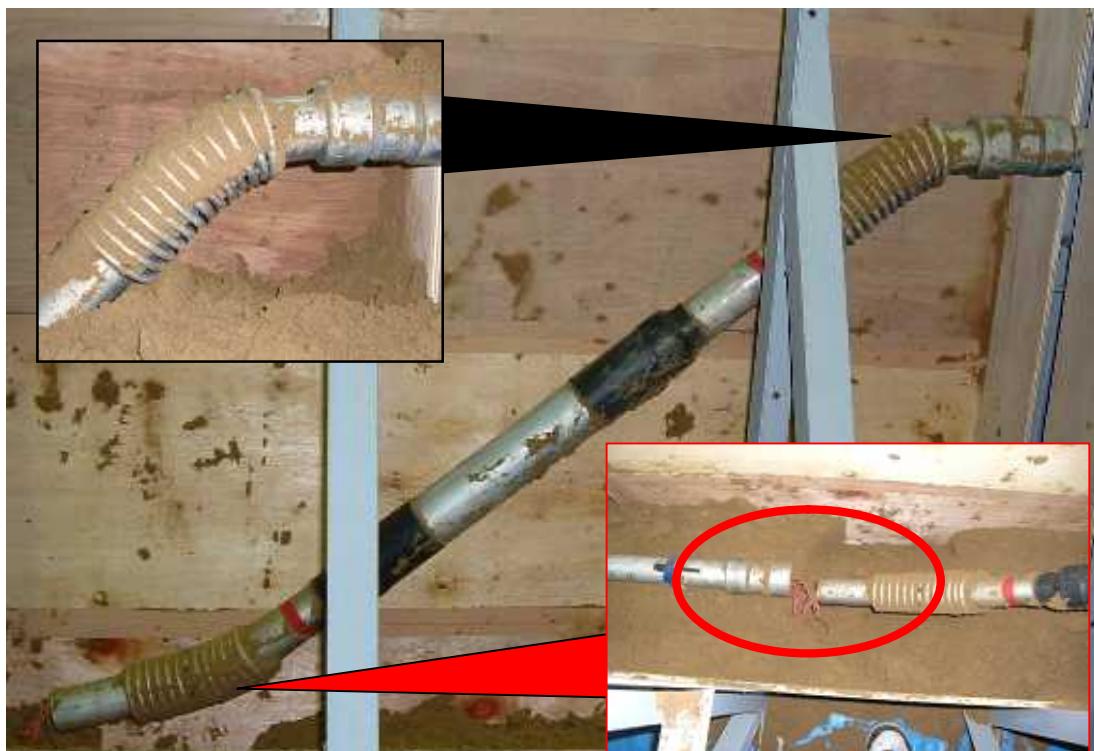
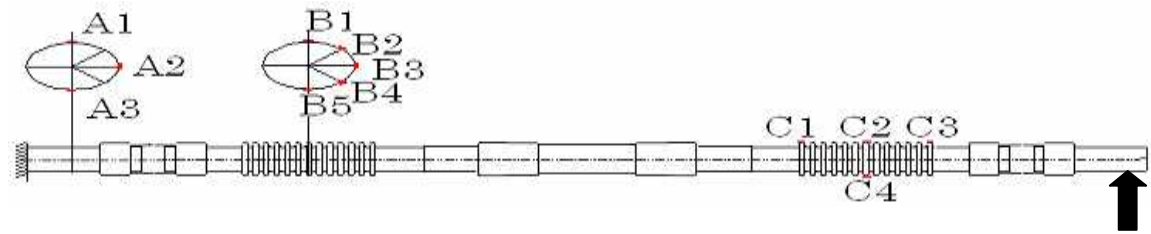
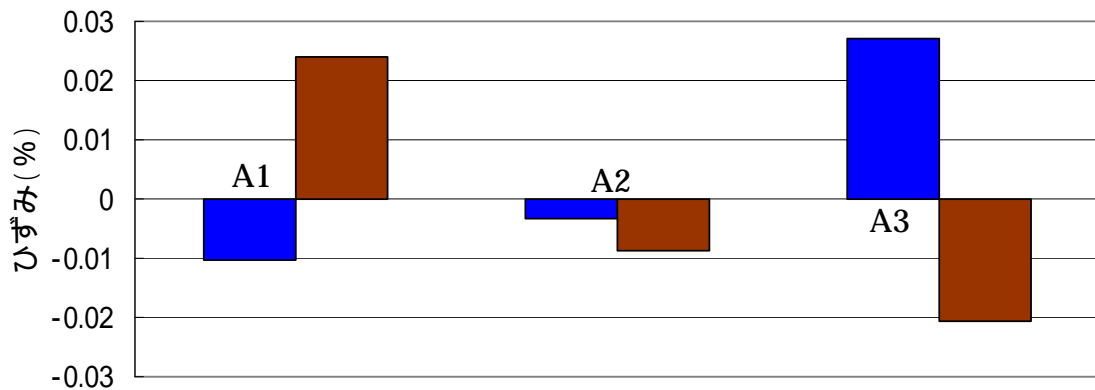


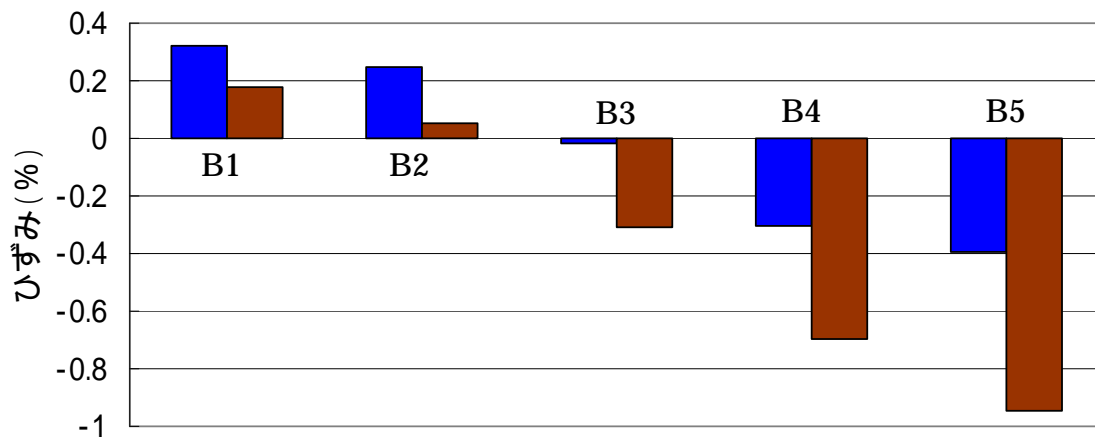
図 46 土中試験における地中埋設管及びペローズ管の変形挙動



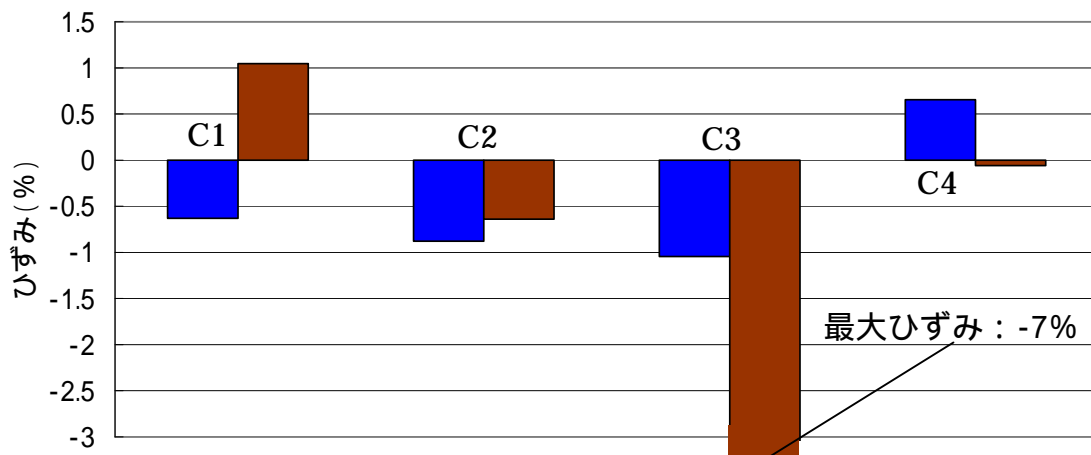
■ 空中      ■ 土中



(a) A部ひずみ



(b) B部ひずみ



(c) C部ひずみ

図 47 移動チャック部 500mm 上昇時のひずみ分布

### 3.3.2 地中埋設管に作用する鉛直土圧

試験中測定された上昇距離ごとの荷重を図 48 に示す。図 47 と同様、500mm 上昇時までのデータを使用する。図 48 に示すように土中での地中埋設管の変形において、空中試験と比較して約 20 倍の荷重がかかった。ベローズ部が機能していたことから、土砂による鉛直土圧が強く作用し、それによる埋設管の拘束力が高かったと思われる。コンパネ内を土砂で埋める際、木の棒で全体を押し固めながら詰めたことによりコンパネ内は極めて高い密度の土砂だったと思われる。その土砂の中、埋設管の管端部を上昇させる際、敷き詰められた土砂をかき分けながら上昇したため、土砂に働くせん断力が大きくこのような結果になったと思われる。

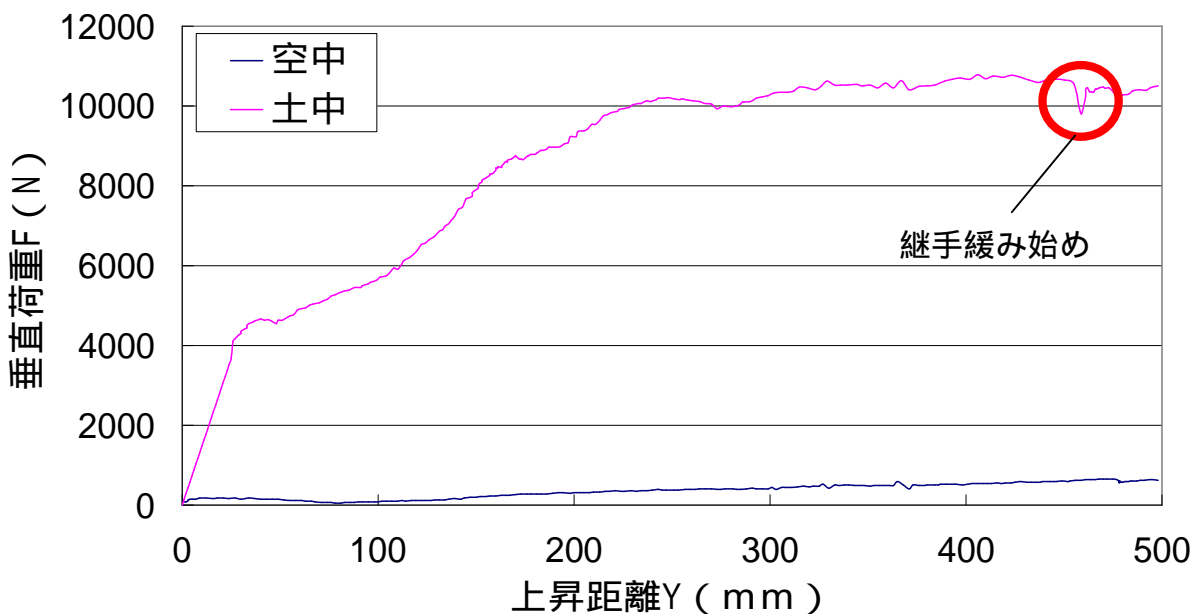


図 48 荷重 垂直上昇距離線図 (土中 空中比較)

これらのことから土砂の鉛直土圧による影響が極めて大きかったことが確認された。ここで埋設管に作用された鉛直土圧を求める。

コンパネ内に作用する鉛直土圧の概要図を図 49 に示す。図 49 (a) に示すように、土中試験において地中埋設管は垂直に上昇しようとする際、埋設管上部の土砂も同じように上向きに持ち上がろうとする。それにより周辺の土砂はその持ち上がる土砂に対して下向きの摩擦力  $f$  が作用される。図 49 (b) のように、コンパネの横幅を  $2b$  とした微小断面積  $2b \cdot z$  に作用する力のつり合いを考える。鉛直土圧を  $\gamma_v$  としたとき、微小断面積の上面、下面に  $2b \cdot z \cdot \gamma_v$ 、 $2b \cdot z \cdot (\gamma_v + \gamma_v)$  という力がそれぞれ加わる。また微小断面積における自重を  $2b \cdot z \cdot r_t$  と表す。 $r_t$  は単位体積あたりの重量である。そして、鉛直面に作用する摩擦力を  $f$  とする。下向きの力を正としたとき、鉛直方向の力のつり合い式は式 (12) となる。

$$2b \cdot z \cdot r_t - 2b \cdot \sigma_v + 2f = 0 \quad (12)$$

鉛直面に作用する水平応力を  $h$  とし、土圧係数  $K$  を用いて  $h = K \sigma_v$  と表現できる。摩擦力  $f$  は水平応力  $h$  にすることから式(13)が成り立つ。 $\delta$  は鉛直面についての壁摩擦角である。

$$f = K \sigma_v \cdot \tan \delta \cdot z \quad (13)$$

式(12)に式(13)を代入し、得られた常微分方程式を  $z=0$  のとき  $\sigma_v=0$  の初期条件で解いたとき鉛直土圧  $\sigma_v$  は式(14)より求まる<sup>7)</sup>。

$$\sigma_v = \frac{r_t \cdot b}{K \tan \delta} \left( e^{\frac{K \tan \delta}{b} \cdot z} - 1 \right) \quad (14)$$

本研究において、コンパネの横幅  $2b$  は  $400\text{mm}$ 、単位体積あたりの重量  $r_t$  は  $12.94 \times 10^{-6}\text{N/mm}^3$ 、埋設管の上面から土砂の上面までの高さ  $z$  は  $1170\text{mm}$ 、 $K \tan \delta$  は  $0.15$  となった。これにより鉛直土圧  $\sigma_v$  は  $0.024\text{MPa}$  となる。

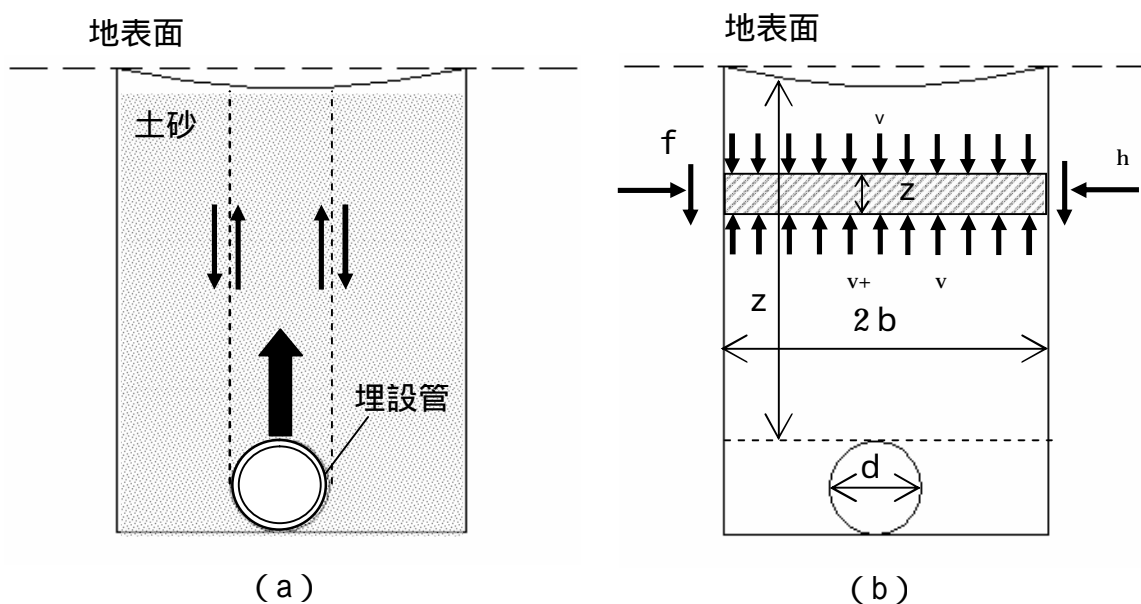


図49 土中での力のつり合い

### 3.3.3 土中での地中埋設管の曲げモーメント

土中での地中埋設管の変形挙動を埋設管に作用する曲げモーメントから考察する。土中試験での移動チャック部で測定された垂直荷重  $F_1$  は前章と同じくつり合いの関係から固定チャック部の半力  $F_2$  と等しくなる。また両端部に作用される固定モーメント  $M$  がほぼ近い値になることが FEM 解析から確認できた。そして土中試験においては垂直荷重が前章と逆向きになっているため負の値として考える。それにより、埋設管のスパン長さを  $L$  とするとき土中試験時、両端部の垂直荷重によって地中埋設管に作用される曲げモーメントも式 (4) から求まる。垂直荷重により埋設管に作用される曲げモーメント分布を図 24 に示す。

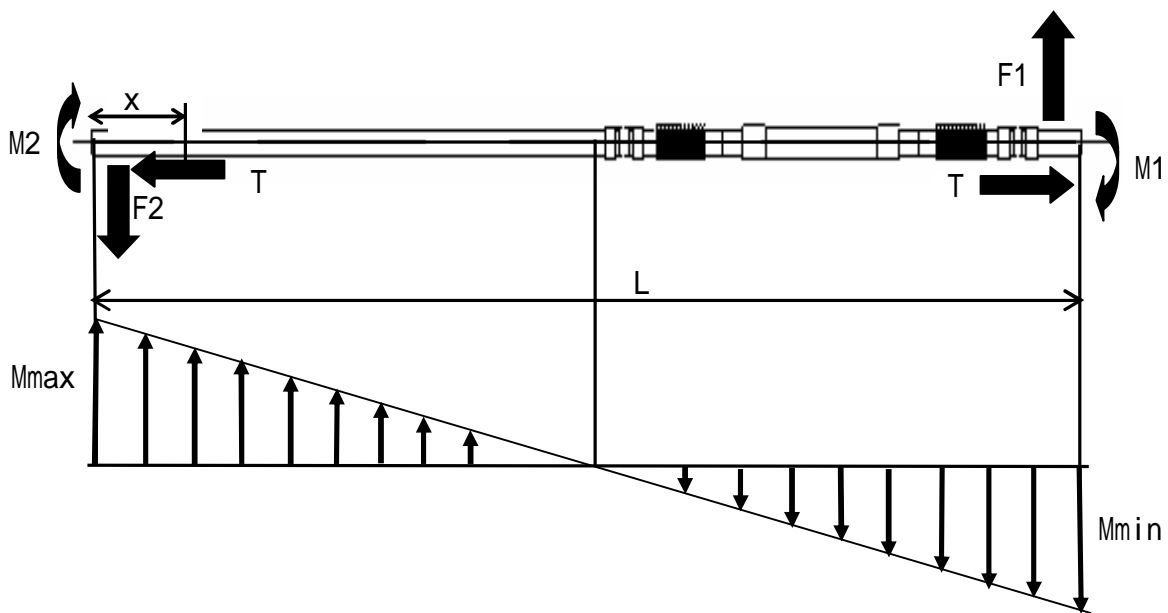


図 50 曲げモーメント分布 (垂直荷重)

また土砂による鉛直土圧から曲げモーメントを求める。その際、埋設管には土砂による等分布荷重を  $w$  が作用されていると仮定し計算する。コンパネの外にある固定チャック部から土砂までの距離を  $a$  とし、埋設管両端部の支点反力  $F_3, F_4$  がつり合いの関係から等しくなることから、 $F_3 = F_4 = w(L-a)/2$  となる。また、埋設管両端部に作用する固定モーメントモーメントのつり合いから等しくなり  $M_3 = M_4$  となると考えられる。ここで固定モーメントを  $M$  と示す。

これにより、固定チャック部から  $x$  の距離に作用する曲げモーメントは、 $0 < x < a$  の場合は式 (15)、 $a < x < L$  の場合は (16) と表せる。鉛直土圧により埋設管に作用される曲げモーメント分布を図 51 に示す。

$$M_x = -M + \frac{w(L-a)}{2} \cdot x \quad (0 < x < a) \quad (15)$$

$$M_x = -M + \frac{w}{2} \{x(L+a) - (x^2 + a^2)\} \quad (a < x < L) \quad (16)$$

また固定モーメント  $M$  に関してはたわみの方程式  $dy^2/d^2x = 1/EI = Mx/EI$  から  $x=L$  のとき  $dy/dx=0$  の固定条件を用いて解いたとき、固定モーメント  $M$  は式 (17) のように求まる。

$$M = \frac{w}{12} (L^2 + 4aL - 11a^2) \quad (17)$$

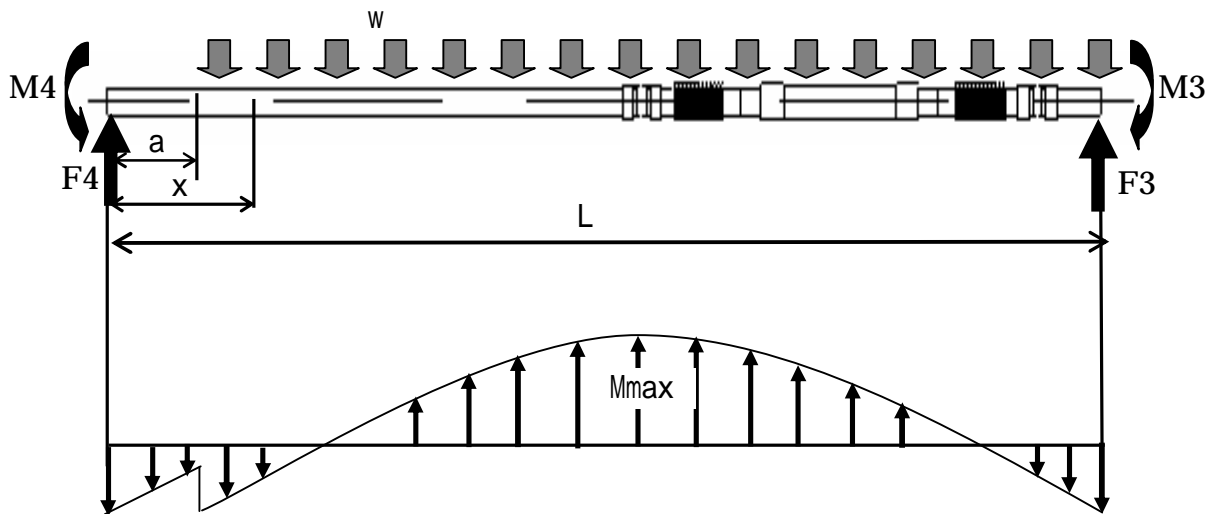


図 51 曲げモーメント分布 (土砂荷重)

垂直荷重による曲げモーメントは  $x=0$  のとき最大曲げモーメント  $M_{max}=18.4\text{kNm}$ ,  $x=L$  で最小曲げモーメント  $M_{min}=-18.4\text{kNm}$  となり、埋設管中央部で曲げモーメント 0 となる。一方、コンパネ内は土砂による鉛直土圧と埋設管の先端が上昇し、持ち上がる土砂に下向きの摩擦がかかる。そのつり合いから鉛直土圧  $\nu$  は  $0.024\text{MPa}$  となる。また地中埋設管はペローズ管のみたわみやすい形状となっているが、全体的には剛性が大きいたわみにくい。そのことから横幅  $2b$  に加わる土の全荷重を埋設管が負担すると考えられる。それにより単位長さあたりの荷重  $w$  は  $2b \nu$  から求まり、 $w=9.7\text{N/mm}$  となる。これにより土砂の荷重による最大曲げモーメント  $M_{max}$  は  $4.6\text{kNm}$ 、最小曲げモーメントが  $-8.8\text{kNm}$  となった。土中試験においてはこれら二つの曲げモーメントが作用されている。垂直荷重と土の重量による曲げモーメントが加算され、図 52 のような曲げモーメント分布になると考えられる。

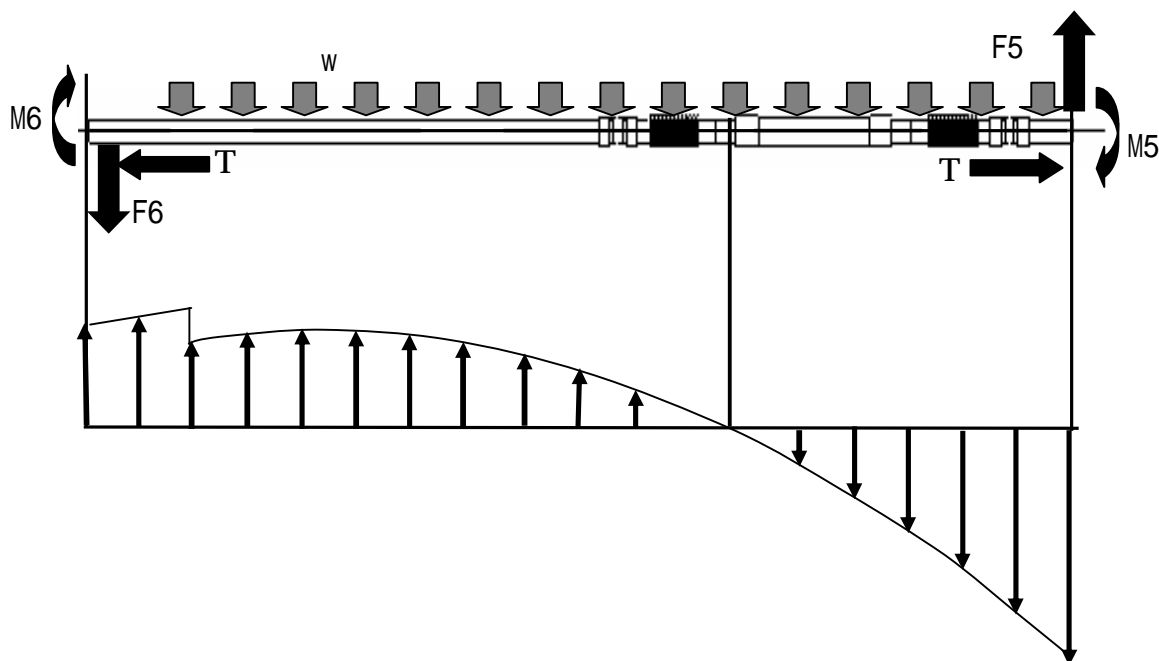


図 52 曲げモーメント分布（垂直荷重+土砂荷重）

図 52 において最大曲げモーメントは移動チャック部で 25.8 kNm となった。さらに曲げモーメントの中立面が移動チャック部に近い位置にあることで移動チャック側のベローズ管が図 46 に示すように曲率の大きい曲げ変形をした。また、そのため図 47 に示す C3 の圧縮ひずみが極めて大きくなってしまったと思われる。

また曲げモーメントの中立面より固定チャック側は土砂による下向きの鉛直土圧によって拘束されているため、移動チャック部が上昇するごとに土砂をせん断しながら、スライダ側から引き上げられる。しかしこの時、土砂による拘束からスライダが機能せず、強い軸力が発生している。軸力の発生は図 47、B 部のベローズ管円周のひずみ分布からも確認できる。またこの軸力が継手部分で抜けてしまった原因であると考えられる。ここで試験後、抜けた継手近くのベローズ管のピッチの間隔が 20.25mm と測定できた。そして図 47 の B1 の引張ひずみ  $\epsilon_t$  と B5 の圧縮ひずみ  $\epsilon_c$  から中心から中立軸の距離  $y_t$  が 29.75mm と求められた。これらの値から式 (10)、(11) より軸力が 10.3 kN となった。継手の引張許容値が 14.7 kN と規定されていることから、今回の試験においては長年使い続けられたねじ無し継手であるため、締め付け力が低下しており、抜けてしまったと思われる。

土中での埋設管の変形挙動は、土砂により埋設管が拘束されるため、管端部が垂直移動するとき、土砂をせん断しながら変形しなければならない。それにより軸力が発生する可能性が高いと考えられる。これらのことから、土中でのスライダの機能性の向上、そして軸力を負荷した時のベローズ管の柔軟性を生かせる変形許容範囲の調査が必要である。



### 3.3.4 地中埋設管の垂直荷重への耐久力

垂直方向圧縮試験においてベローズ管は治具が陥没してしまったため FEM 解析のモデルによる結果を載せる。陥没した治具の概要を図 53 に示す。

扁平率ごとの単位長さ当たりの垂直方向圧縮荷重を図 54 に示す。そして直管扁平率 0%、30%、60%のときの直管及びベローズ管モデルの変形挙動を図 55 に示す。図 54 より垂直方向の圧縮荷重に対してベローズ管は直管の 5 倍以上の耐久性を示した。このことからベローズ管の蛇腹形状は軸方向に対しては柔軟性を示し、垂直方向に対しては強靱性を示す。

また国土交通省共通仕様書(案)より 6m 以上の電線管は占積率が 32%まで、6m 以下の電線管では 48%まで認められていることから、今回の地中埋設管の扁平率は 30%以下までに抑えなければいけない。これにより図 54 から垂直荷重に対して、地中埋設管は 250N/mm が許容範囲となる。図 55 の両管の変形挙動からも扁平率 60%では管の上下面で座屈を起こし、配管としては使用できない状態となった。



図 53 陥没した治具

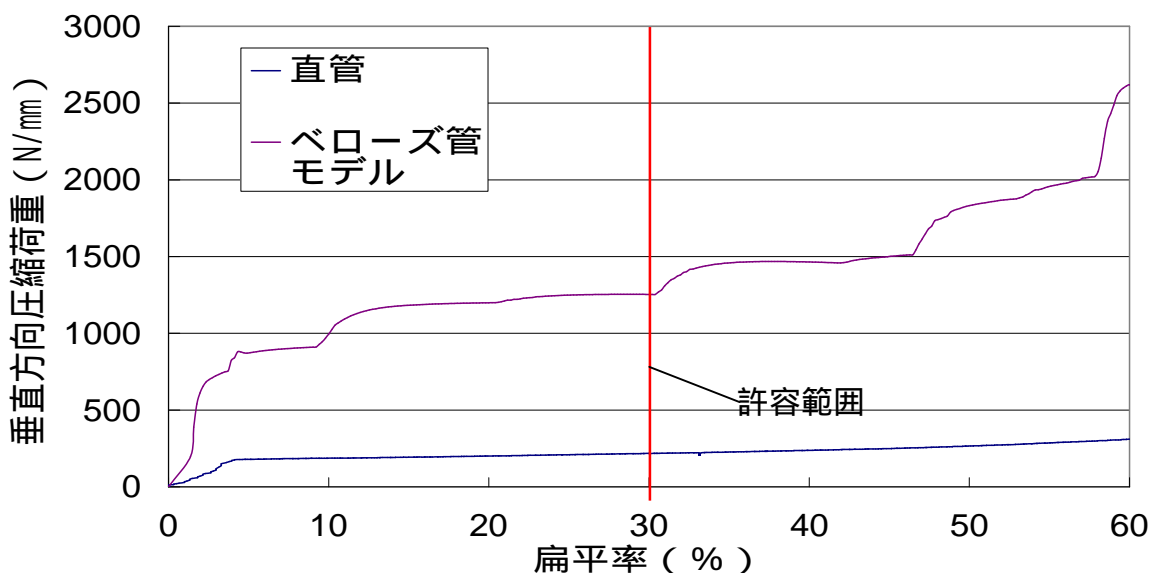


図 54 垂直方向圧縮荷重 - 扁平率線図



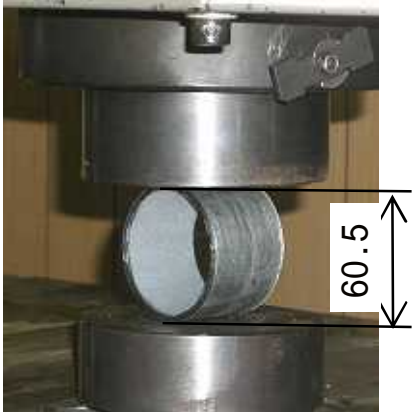
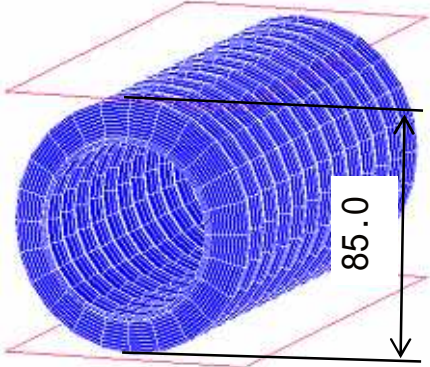
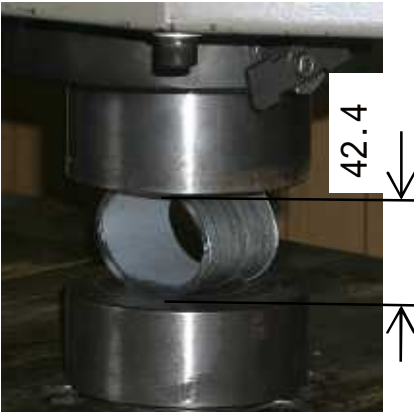
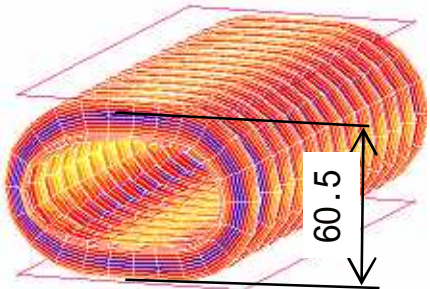
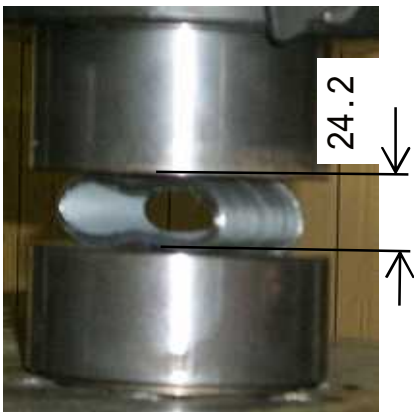
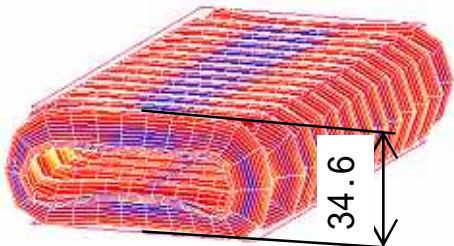
扁平率	直管	ベローズ管モデル
0%		
30%		
60%		

図 55 扁平率ごとの直管とベローズ管の変形挙動

## 4. 結言

- (1) ベローズ管の軸方向変位に対して、引張と圧縮で山、谷部の変形がそれぞれ異なる。
- (2) 地中埋設管が両端部で垂直荷重を受ける時、曲げモーメントはその中心部で 0 になり両端部で最大になる。
- (3) ベローズ管の変形は引張方向に軸力が働かなければ、受ける荷重を分散させ、荷重の増加がなく、ほぼ一定を保つ傾向があり、特性である柔軟性を最大限生かせる。
- (4) 曲げモーメントの計算法としてベローズ管を円管梁と仮定して、管端部に負荷される垂直荷重から求めることができる。
- (5) 地中埋設管を土中に埋める際、土砂により拘束されるため、ハンドホール等の沈下時、軸力が発生する可能性が高い。
- (6) 地中埋設管の垂直方向に対する圧縮荷重の許容範囲は 250N/mm である。
- (7) ベローズ管は軸方向変位に対しては柔軟性を示し、垂直方向変位に対しては強靱性を示す。

## 謝辞

本研究及び論文作成にあたり、ご指導，ご助言を頂きました法政大学工学部機械工学科直井久教授 には心より感謝いたします。

供試管の提供及び試験の進行に携わって頂いた株式会社土井製作所 柏村英樹様、岡田英樹様、大作誠様には研究を進める上で大変お世話になりました。ありがとうございました。その他ご協力頂いたすべての方々に心からお礼を申し上げます。

## 参考文献

- 1) 佐藤素史他：土木学会第 51 回年次学術演説概要集共通セッション (1996) ,68 - 69
- 2) 新潟県中越地震第 2 次被害調査 (2004) 1 - 9
- 3) 土井製作所：地盤沈下対策製品 (2004) 3 9
- 4) 手原 怜他：軸荷重と曲げモーメントを受ける地中埋設用ベローズ管の変形挙動  
(2005) 20 - 21
- 5) 葉山益次郎：大学課程 塑性学と塑性加工(1982)55 - 57
- 6) 鵜戸口英善他：材料力学上巻 (1957) 214 221
- 7) 石原研而：土質力学 (2001) 244-247