

### 3次元 FEM 解析による既設シールド幹線の耐震診断

#### INVESTIGATION OF SEISMIC PERFORMANCE OF AGING SHILED-DRIVEN TUNNEL USING 3D-FEM ANALYSIS

中谷 浩平\*・王 劍宏\*\*  
Kohei NAKAYA and Jianhong WANG

Seismic examination of a aging shield trunk sewer pipeline is usually a labor intensive and time-consuming procedure. The oldest trunk sewer in Yokohama (I.D. 3600 mm) was examined by performing nonlinear dynamic analysis of 3D Finite Element Model. As a result, the seismic performance of the trunk sewer was rationally evaluated. The examination results suggest an easier and simpler way to effectively determine earthquake-proof countermeasures.

**Keywords** : 3D finite element model, dynamic analysis, seismic examination, shield trunk sewer, steel segment, L2 seismic event, seismic diagnosis

#### 1. はじめに

我が国では兵庫県南部地震以後、新潟県中越地震、東日本大震災等大地震が発生し、これらの地震は下水道施設に大きな被害をもたらした。これらを契機に下水道施設の耐震対策が近年積極的に進められている。

幹線下水道の破損は住民生活への影響とともに、大きな道路陥没を招く危険性があり、その対策は契緊の課題となっている。幹線下水道の耐震対策は鉄筋コンクリート構造の管きよにおいては多くの対策工法（管更生等）があるが、シールドトンネルで構築された幹線（以下「シールド幹線」という）の耐震検討手法、耐震対策方法は十分に確立されていない<sup>1)</sup>。

一般に軟弱地盤の地中構造物の地震時挙動に対しては、図-1に示すように、表層地盤を均質一層にモデル化し、表層地盤の変位応答は1次せん断振動モードのみを考える。しかし、図-2に示すような地盤急変部にシールド幹線が埋設されていることも数多くあり、こうした地盤構成を考慮した地震時挙動の評価が重要である。シールド幹線の鋼製またはコンクリート製のセグメントの継手は、ボルトなどで縦横断方向に結合されているものの、その箇所は剛性は、セグメント本体よりも小さい。そこで耐震検討に際しては、多数の継手による柔構造な特徴を反映したモデルを用いて、地盤と連成して地震時の挙動を再現し、耐震性能を評価する必要がある<sup>2),3),4),5)</sup>。地中構造物であるシールド幹線は大きな内空を有しており、見かけの単位体積質量は一般に周辺地盤に比べて小さい。また、管きよを構成する覆工の剛性はトンネル断面積に相当する地

山のせん断剛性よりも小さいことが多く、トンネル自体も周辺地盤に拘束されていることから、地震時のトンネル挙動は周辺地盤の挙動に支配される<sup>2)</sup>。このため、トンネル周辺地盤の動的物性値を適切に評価して、地盤の地震時挙動を正確に推定することが重要である。

本稿は、上述の特性を反映したシールドトンネルの新たな耐震検討手法を提案し、既設のシールド幹線下水道の耐震性能を評価した事例を報告する。提案した手法によって、シールド幹線の耐震性を精度よく評価できるとともに、耐震対策実施の判断に寄与することが可能となった。

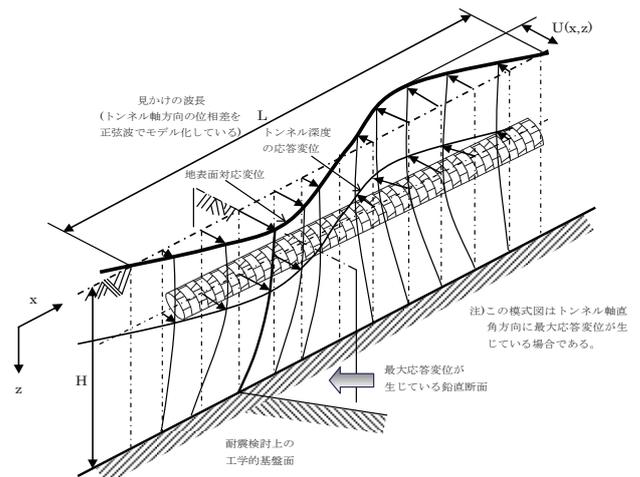


図-1 均質一層地盤上の地震時の地盤変形モデル

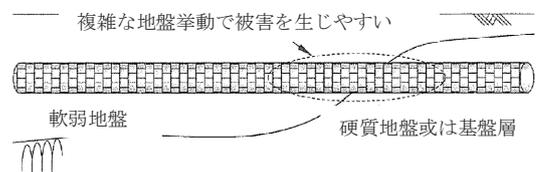


図-2 地盤急変部

\* コンサルタント国内事業本部 流域・都市事業部 上下水道部

\*\* 技術本部 中央研究所 総合技術開発部

## 2. 3次元 FEM 解析による耐震検討手法

### (1) 検討手順

耐震検討手法の実施手順を図-3に示す。図-4に示すように、まずシールド幹線の土質資料を収集したうえで、検討範囲として、軟弱地盤と硬質地盤の分布する地盤急変部と想定される地盤領域を選定し、シールド幹線の構造特性を反映した構造物との連成系3次元 FEM 解析モデルを作成する。同時に、設定した入力地震動に対して等価線形剛性法により地震時の地盤剛性を算定する。次に、地盤の固有値解析を実施し、シールド幹線における地震時挙動に対して、3次元 FEM モデルを用いた動的非線形解析によりシミュレーションを行う。

本検討における部材の安全性照査の対象は、セグメント本体、セグメント継手およびリング継手とし、レベル1、2の地震動に対する要求性能に照らし耐震性能を評価した。レベル1の地震動に対しては、補修や補強等を必要とせずに、セグメント本体および継手は弾性範囲にとどまり、設計流下能力を確保することが要求される。一方、レベル2地震動に対する要求性能は、地震動によってトンネル断面が崩壊せず、流下機能を確認すること、つまり、継手等の破断がなく、セグメント

やリング間の目地開き量は漏水しても止水が修復範囲内に抑えられる必要がある。そのため、レベル1に対して許容応力度設計法、レベル2は終局限界状態設計法により耐震照査を行う<sup>6)</sup>。当該手法により、地盤と管きょ構造の相互作用を考慮でき、安全性の評価が可能となる。

### (2) シールド幹線のモデル化

シールド幹線の覆工はセグメントと継手によって組み立てられた不連続な構造系となっているため、適切にモデル化する必要がある。本提案では解析モデルの規模を抑えるため、地震時に応力集中が発生する領域に着目し、シェルばねモデルによりシールド幹線覆工の構造特徴を表現する。継手を非線形ばね、セグメント本体を等価な板でモデル化する。着目部の両側のシールド幹線は等価な縦断方向剛性を持つ円筒に置き換える。なお、シェルばねモデルと円筒モデルの接続部は節点共有とする。

### (3) 解析手法

動的解析には地盤の非線形性を逐次非線形応答解析法により考慮する方法もあるが、今回は、一般的にパラメータの設定が少なく簡便である等価線形化法により地震時の地盤の等価剛性を求め、地盤の非線形性を考慮する。解析フローとしては、まず、地盤解析用ソフト (SHAKE) を使い、地盤の低下剛性値を算出する。次に、地盤の固有値解析により振動モード、固有振動数および有効質量比などの振動特性値を求め、その支配的な二つのモードの振動数とモード減衰比を用いて、質量マトリクスによる減衰係数 $\alpha$ と剛性マトリクスによる減衰係数 $\beta$ を算出する。最後に、3次元動的解析では求めたレーリー減衰定数を用いて、時刻履歴解析を行う。解析は横断方向と縦断方向に対して、それぞれに「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」<sup>7)</sup>のレベル1地震動とレベル2地震動を対象とし行う。ただし、レベル2地震動は一次元地盤応答解析により管きょの上下端深度の地盤の相対変位が最も大きい1波を選定し、入力波とする。

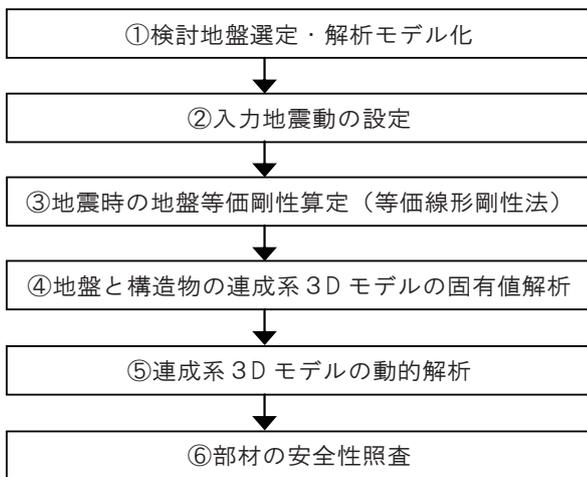


図-3 耐震検討手法

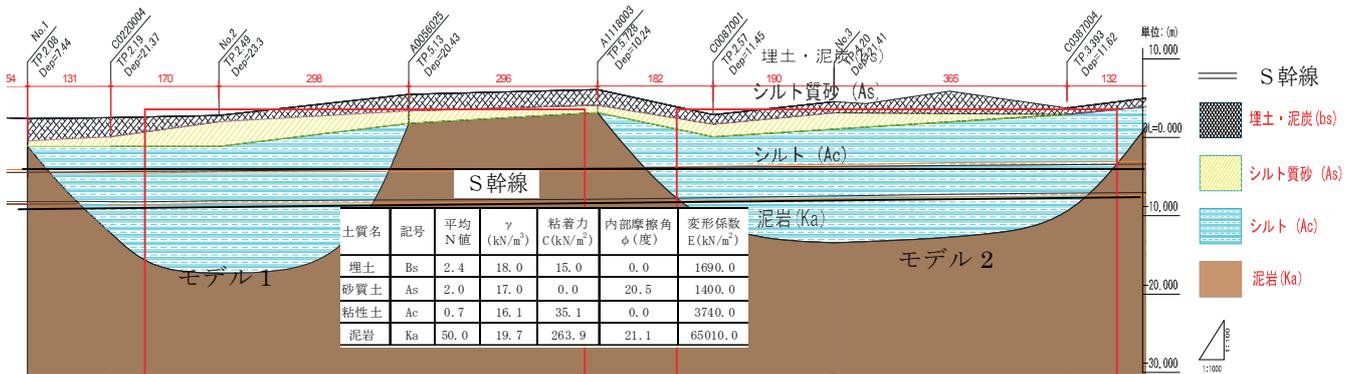


図-4 地盤縦断図

### 3. 既設シールド幹線への適用

#### (1) 地盤条件

検討対象は横浜市で最も古く昭和38年にシールド工法で布設されたS幹線(延長2,052m、管径φ3,600mm、土被り約8.0m)である。地盤条件は、土質調査のボーリングデータ<sup>9)</sup>から図-4に示す対象路線の縦断図をもとに推定した。地盤は主に泥岩からなる基盤層とN値0.7~3程度のシルト層から構成され、その物性値を図-4に示す。

幹線全体の耐震性を照査するために、軟弱地盤と地盤急変部二つの区間に着目し、図-4縦断図に赤枠で示すように、シルト層(Ac)と泥岩層(Ka)にまたがる地盤モデル1(地盤急変部)と、均一軟弱シルト層地盤(Ac)に位置する地盤モデル2(軟弱地盤)を解析対象地盤とした。各地盤モデルにおける耐震設計上の基盤面は、道路橋示方書(V耐震設計編)による基盤面のせん断弾性波速度の値より $V_s = 300\text{m/s}$ を基準として、表層地盤の下に広く分布している泥岩層(Ka)とした。

#### (2) 構造条件

シールド幹線の断面は鋼製コルゲートセグメントの一次覆工(写真-1)と無筋コンクリートの二次覆工から構成されている。竣工図および参考文献<sup>9),10)</sup>から推定した覆工(コルゲートセ

グメント)および継手(セグメントとリング)の再現構造を図-5に示す。リング間の組立はCセグメントを左右15°で振り、千鳥組み構造とする。また、当該幹線のセグメントは日本下水道協会制定の標準セグメント<sup>11)</sup>と異なり、縦リブとスキムプレートがなく、外枠がライナープレートのような波筒で覆われている。その横断方向と縦断方向の断面性能を標準セグメントと比較した結果を表-1に示す。鋼材材質はSS41材であるが、現在のSS400にあたるため、SS400の物性値を採用した。

#### (3) FEMモデル

本検討では汎用地盤解析ソフトウェアSoil Plus Dynamicsを用い、解析対象地盤は延長600m×幅100m×高さ18~30mの検討モデルを設定し、3次元FEMメッシュを作成した。シールド管きよは地震時に応力集中が発生する領域に位置する30リングに着目し、継手を非線形ばね、セグメントを等価な板でモデル化した。着目部の両側のシールド管きよは等価な縦断方向剛性を持つ円筒に置き換えた。構造FEMモデルを図-6に示す。地盤モデルは図-7を参照していただきたい。

地盤境界条件は、底面は鉛直方向を固定し、側面は加振方向を自由、その直角方向を固定とした。常時荷重(自重と土水圧)による初期応力状態の下で、地震時荷重を作用させた。なお、本解析では管きよに沿った位相差を考慮しない。

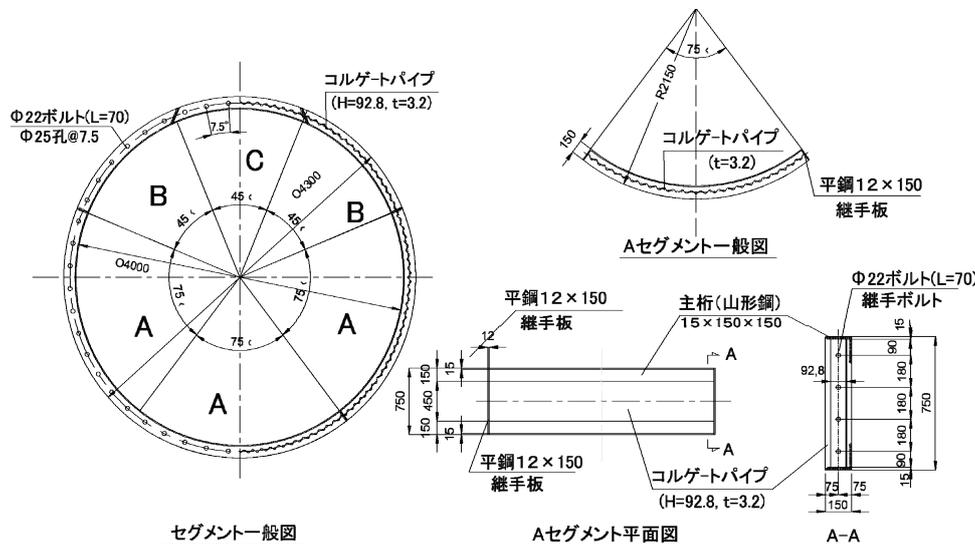


図-5 覆工構造図

表-1 覆工物性

| 断面特性      | 諸元     |   | コルゲートパイプセグメント       | 標準セグメント(S66) |
|-----------|--------|---|---------------------|--------------|
|           | 鉛直断面   | 断面積                                     | A(mm <sup>2</sup> ) | 8.550E+03    |
| 断面2次モーメント |        | I(mm <sup>4</sup> )                     | 1.823E+07           | 1.305E+07    |
| 断面係数      |        | z <sub>o</sub> (mm <sup>3</sup> )       | 4.236E+05           | 1.926E+05    |
|           |        | z <sub>i</sub> (mm <sup>3</sup> )       | 1.704E+05           | 1.521E+05    |
| 管軸断面      | 等価圧縮剛性 | (EA) <sub>eqC</sub> (kN)                | 1.536E+07           | 2.991E+07    |
|           | 等価引張剛性 | (EA) <sub>eqT</sub> (kN)                | 7.589E+05           | 9.616E+05    |
|           | 等価曲げ剛性 | (EI) <sub>eq</sub> (kN・m <sup>2</sup> ) | 3.950E+06           | 5.298E+06    |

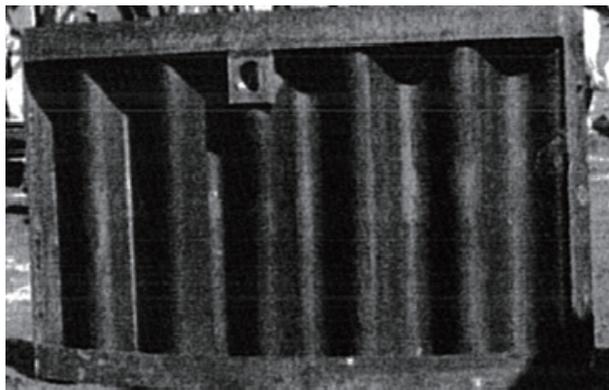


写真-1 鋼製コルゲートセグメント

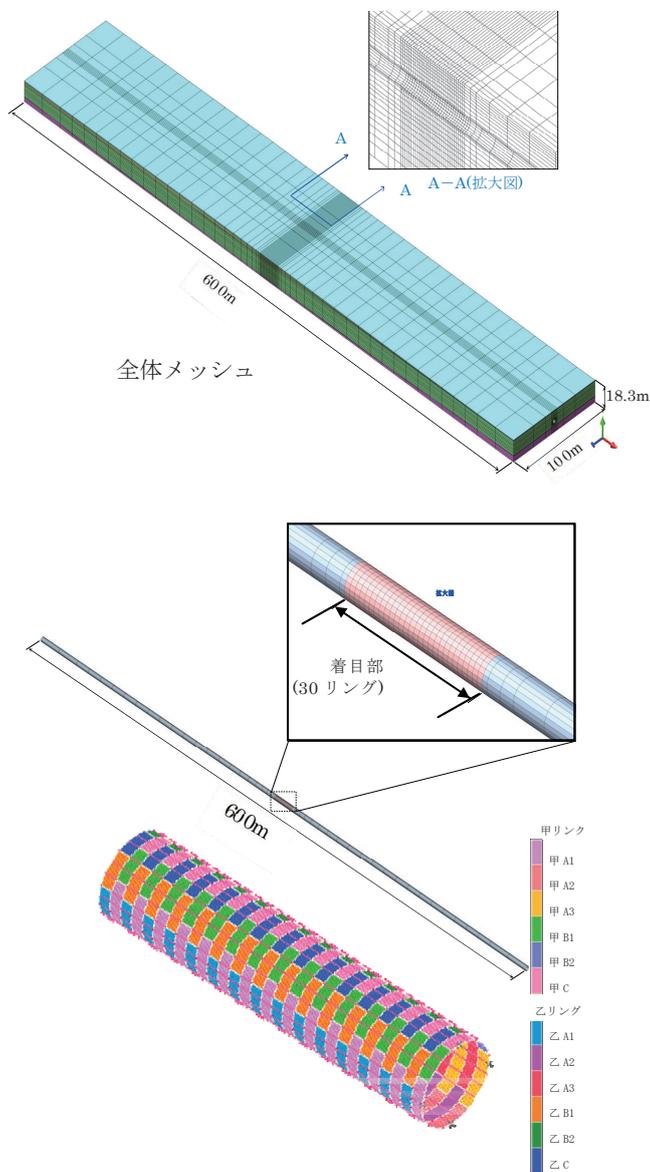


図-6 3次元 FEMモデル (地盤および管きよ)

#### 4. 解析結果および考察

両地盤モデルに対して、縦断方向と横断方向の固有値解析を行い、振動特性値から選出した有効質量比が最も大きい二つのモードを支配的なモードとし、レーリー減衰定数を求めた。レベル 1 とレベル 2 の地震動に対して、各地盤モデルのレーリー減衰定数を設定し、動的解析を行った。以下に解析結果をまとめた。

##### (1) 地盤変形および発生断面力

地盤モデル 1 と地盤モデル 2 における縦断方向と横断方向の地盤変形および発生断面力を確認するため、レベル 2 地震動時の最大地盤変形を図-7、最大断面力を図-8 に示す。なお、ここで着目した断面力は縦断方向には本体の最大軸力を、横断方向には最大曲げモーメントを対象とし、その応答値は地震動による増加量である。

###### 1) 地盤変形

図-7 から縦断方向と横断方向ともに、地盤モデル 1 では地盤の変形は硬質地盤層（泥岩 (Ka) と定義する) で小さく、軟弱層（シルト層 (Ac) と定義する) で大きい。しかし、地盤モデル 2 では地盤の変形は両端で小さく、軟弱層が厚い中央で最も大きい。また、軟弱地盤は層厚が厚くなるほど、変形が大きい。これらは硬質地盤の拘束とともに、軟弱地盤の層厚にも起因することを示唆している。

最大地盤変形は、縦断方向と横断方向ともに地盤モデル 1（縦断：-30.17cm, 横断：-30.74cm）が地盤モデル 2（縦断：-25.91cm, 横断：-24.15cm）より大きい。これは、地盤モデル 1 の最も厚い軟弱層が地盤モデル 2 より厚いから

だと考えられる。

また、最大地盤変位は非対称であり、負方向変位が大きい。これは入力地震動波形の最大値が負であり、地震時の地盤が地震動波形に追従することを示唆している。

###### 2) 発生断面力

図-8 に示すトンネルの発生断面力から、地盤モデル 1 では最大引張軸力と曲げモーメントは地盤変化点から離れて、泥岩層 (Ka) からシルト層 (Ac) へ進むにつれ、大きくなる傾向がある。また、曲げモーメントはトンネルのスプリングラインより上の位置付近で最大となり、軸力最大値は端部に近い所で発生した。一方、地盤モデル 2 では、縦断方向の場合、最大引張軸力はトンネルの両端で最も大きく、中央に近づくにつれて小さくなる傾向がある。横断方向の場合、地盤モデル 1 と同じく曲げモーメントはトンネルのスプリングラインの上下 45° の位置で最大となった。この結果は、下水道で一般に用いられる応答変位法による解析結果<sup>12)</sup>と概ね一致している。

###### (2) 部材の安全性照査

着目した 30 リングのセグメントと継手に発生した曲げモーメント、せん断力および軸力に対して、レベル 1 では許容応力度法、レベル 2 では限界状態法により安全照査を行い、その結果を表-2 と表-3 に示した。なお、断面力は着目部の両端の 2 リングを無視したものと、セグメント本体の終局耐力は、二次覆工を考慮して、主断面の全塑性耐力とする。

表-2 から、地盤モデル 1 の本体は横断方向加振の場合、内側の最大圧縮応力は許容応力度を 17.4% 上回ったが、実際に 2 次覆工があることで発生曲げモーメントの一部を分担すること<sup>13)</sup>と、許容応力度 (160N/mm<sup>2</sup>) が降伏強度 (245

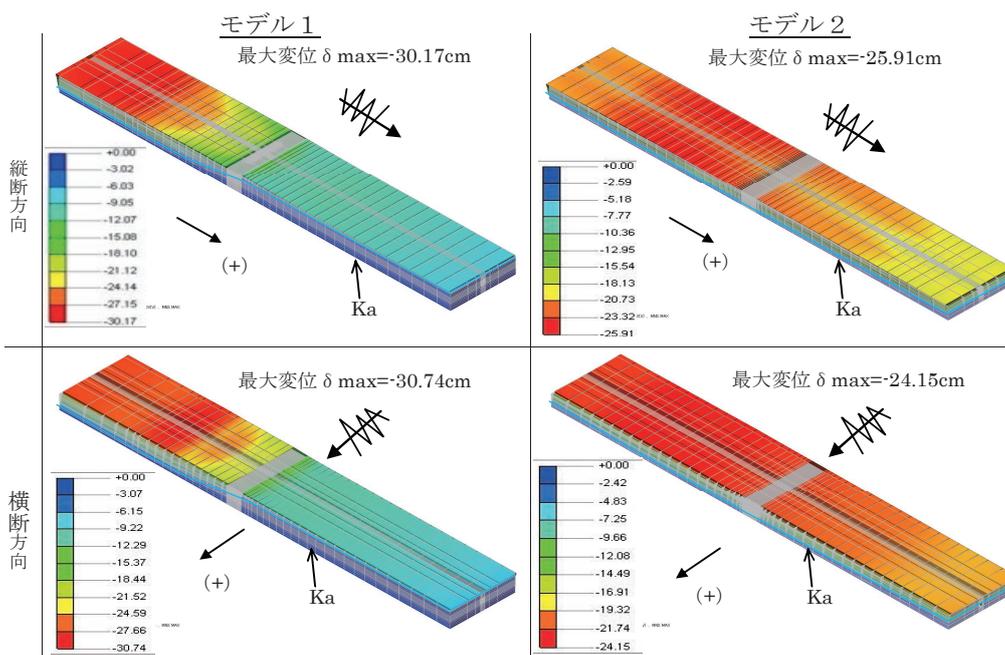
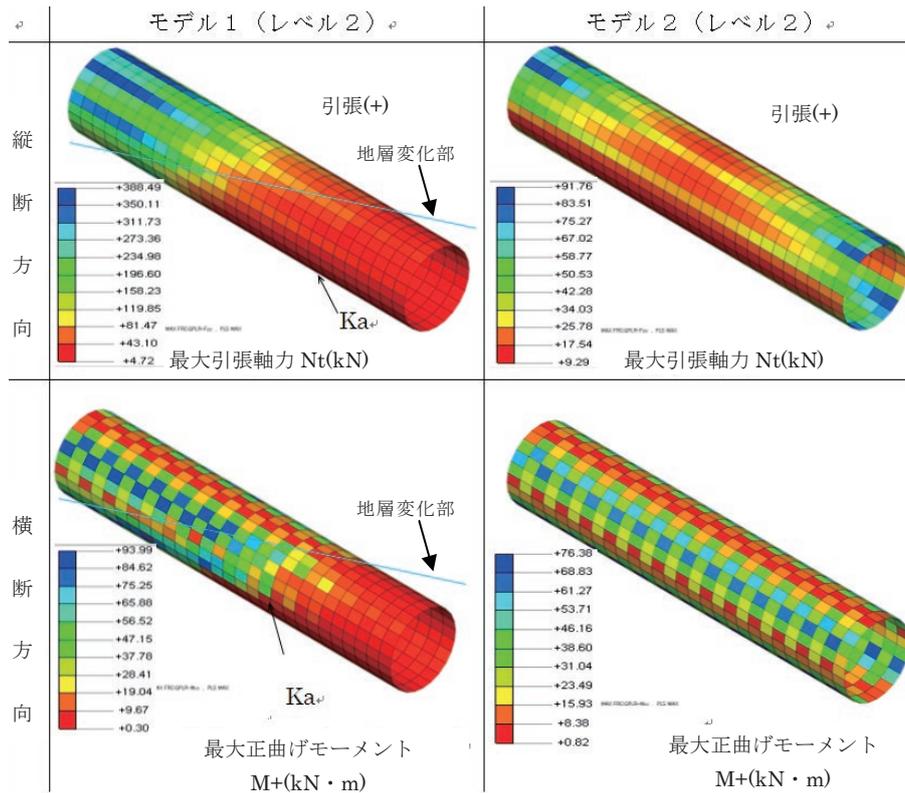


図-7 地盤最大変形 (レベル 2)



図－8 地震動による最大増加断面力（レベル2）

表－2 レベル1の耐震照査結果一覧

|                  | 部材            | 照査項目     | L1 耐震照査結果(応力/許容応力度) |                |
|------------------|---------------|----------|---------------------|----------------|
|                  |               |          | モデル1                | モデル2           |
| 縦<br>断<br>方<br>向 | セグメント<br>ト本体  | 圧縮応力     | 5.8%<1.0 / OK       | 3.4%<1.0 / OK  |
|                  |               | 引張応力     | 9.1%<1.0 / OK       | 3.5%<1.0 / OK  |
|                  | リング継<br>手部    | ボルト引張応力  | 36.3%<1.0 / OK      | 20.0%<1.0 / OK |
|                  |               | ボルトせん断応力 | 86.0%<1.0 / OK      | 78.5%<1.0 / OK |
|                  |               | 継手板引張り応力 | 35.2%<1.0 / OK      | 19.4%<1.0 / OK |
|                  |               | 継手板せん断応力 | 3.3%<1.0 / OK       | 1.8%<1.0 / OK  |
| 横<br>断<br>方<br>向 | セグメント<br>ト本体  | 最大圧縮応力   | 117.4%>1.0 / NG     | 94.0%<1.0 / OK |
|                  |               | 最大引張応力   | 82.8%<1.0 / OK      | 65.0%<1.0 / OK |
|                  |               | 最大せん断応力  | 18.4%<1.0 / OK      | 14.2%<1.0 / OK |
|                  | セグメント<br>ト継手部 | ボルト最大引張  | 圧縮 /OK              | 圧縮 /OK         |
|                  |               | 最大せん断応力  | 94.9%<1.0 /OK       | 54.4%<1.0 /OK  |
|                  |               | 目開き量(mm) | 0.911<5.0 / OK      | 0.799<5.0 / OK |

表－3 レベル2の耐震照査結果一覧

|                  | 部材            | 照査項目      | L2 耐震照査結果(断面力/終局耐力) |                |               |
|------------------|---------------|-----------|---------------------|----------------|---------------|
|                  |               |           | モデル1                | モデル2           |               |
| 縦<br>断<br>方<br>向 | セグメント<br>ト本体  | 圧縮軸力      | 0.287<1.0 / OK      | 0.071<1.0 / OK |               |
|                  |               | 引張軸力      | 0.295<1.0 / OK      | 0.070<1.0 / OK |               |
|                  | リング継<br>手部    | ボルト引張軸力   | 0.708<1.0 / OK      | 0.226<1.0 / OK |               |
|                  |               | ボルトせん断力   | 1.506>1.0 / NG      | 0.812<1.0 / OK |               |
|                  |               | 継手板引張り力   | 1.558>1.0 / NG      | 0.498<1.0 / OK |               |
|                  |               | 継手板引せん断   | 0.141<1.0 / OK      | 0.045<1.0 / OK |               |
| 横<br>断<br>方<br>向 | セグメント<br>ト本体  | 最大曲げモーメント | 1.270>1.0 / NG      | 0.960<1.0 / OK |               |
|                  |               | 最大せん断力    | 0.380<1.0 / OK      | 0.290<1.0 / OK |               |
|                  | セグメント<br>ト継手部 | 最大曲げモーメント | 0.090<1.0 / OK      | 0.100<1.0 / OK |               |
|                  |               | 最大せん断力    | 0.980<1.0 / OK      | 0.720<1.0 / OK |               |
|                  |               | 目開き量(mm)  |                     | 1.66<5.0 / OK  | 1.71<5.0 / OK |

N/mm<sup>2</sup>)に安全率1.5以上としたものであることを考慮すればトンネル構造は安全である。それ以外は、両モデルは縦断方向と横断方向ともに、セグメント本体および継手に発生した応力は許容応力度以下であるため、耐震要求性能に満足することが確認できた。

一方、レベル2の場合、セグメント本体および継手に発生

した断面力に対して、終局限界状態法より行った照査結果（表－3）から、地盤モデル2は縦断方向と横断方向ともに、セグメント本体と継手の発生断面力は終局耐力以下であり、シールド管きよの要求耐震性能を満足していることが分かった。しかし、地盤モデル1では、縦断方向のリング継手と横断方向の本体ともに、発生断面力は終局耐力を超えたため、管きよ

の安全性を確保できず、耐震要求性能を満たさなかった。

(3) 地盤の影響

地盤の変化によるシールド管まよの挙動の影響を調べるために着目した区間(30リング)のトンネルに対して、本体と継手に発生した最大断面力を抽出して地盤モデル1と地盤モデル2と比較した。セグメント本体に発生した最大軸力と曲げモーメントとの比較結果を図-9に示す。また、セグメント継手に発生した最大曲げモーメントとせん断力、リング継手の最大軸力

とせん断力をそれぞれ図-10と図-11に示す。ただし、着目区間以外の等価円筒でモデル化したトンネルの影響を除くため、モデル境界にある両端部のリング(R1とR30)の結果は無視した。

1) セグメント本体の最大断面力

図-9から、レベル1とレベル2ともに、地盤モデル1の場合は、トンネル本体に発生した最大断面力は泥岩層(Ka)からシルト層(Ac)に行くにつれて大きくなる。また、完全に硬質地盤にあるトンネル部分以外の発生最大断面力は地盤モデ

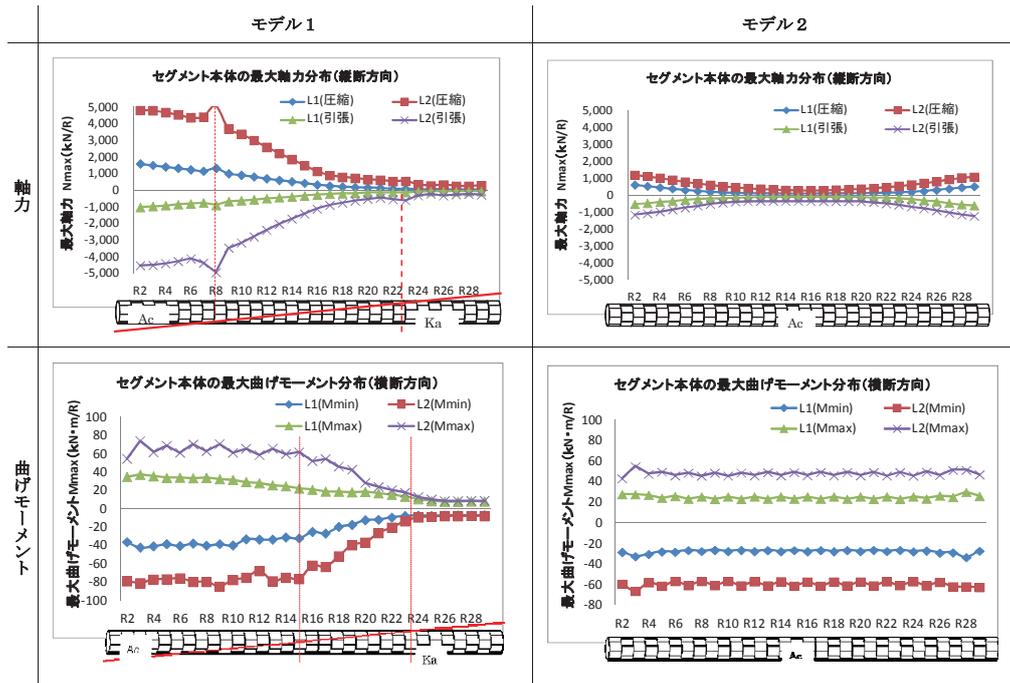


図-9 セグメント本体の最大断面力

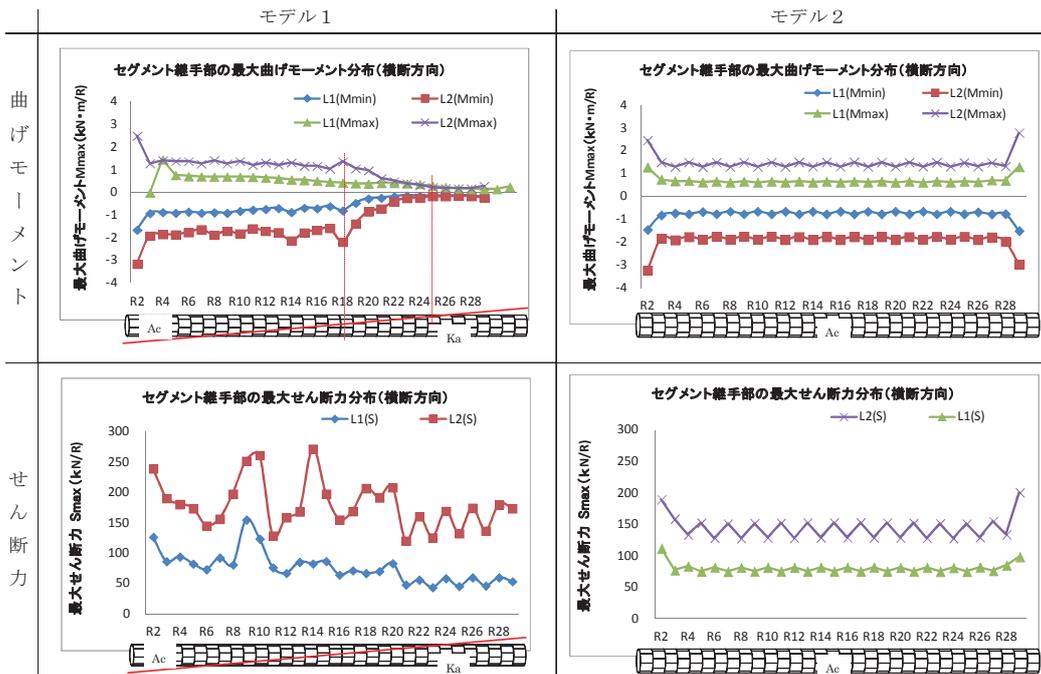


図-10 セグメント継手部の最大断面力(横断方向)

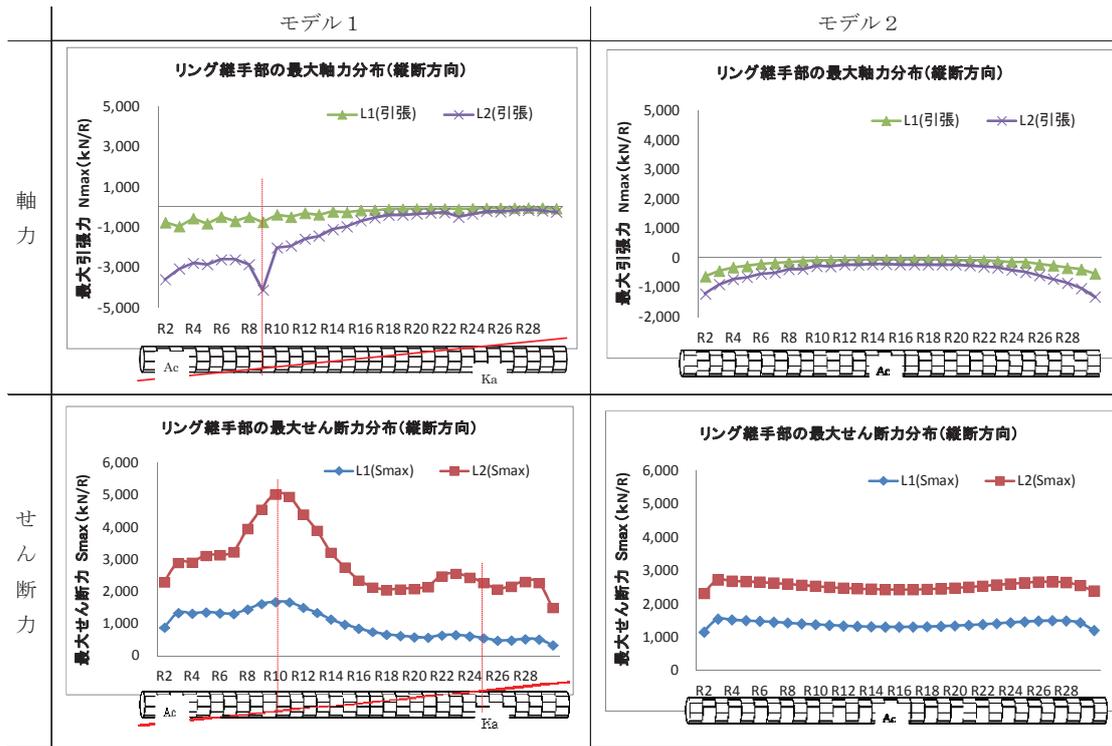


図-11 リング継手部の最大断面力（縦断方向）

ル2よりはるかに大きい。これは地盤変化点において、硬質地盤（Ka）の拘束によって大きな相対せん断ひずみが生じたためと考えられる。本体の軸力について、地盤モデル1の場合、トンネルが完全に硬質地盤から出る箇所付近で発生最大軸力は最も大きい。一方、トンネル全体が軟弱地盤にある地盤モデル2では、軸力は両端から中央に行くにつれて減少するが、最後に中央付近で収束する傾向がある。

また、最大曲げモーメントは、地盤モデル1の場合、トンネルが硬質地盤から出てからトンネルの上半分が出るまで徐々に増大するが、その後ほぼ一定となった。一方、地盤モデル2の場合、最大曲げモーメントが隣接リング間で多少変動するが、全体的に殆ど変化しなかった。地盤モデル1の地盤変化点の影響範囲は、縦断方向では15リングあることに対して、横断方向は8リングしかないと分かる。

### 2) セグメント継手の最大断面力

図-10から、セグメント継手の断面力の変化は地盤によって異なることが分かる。地盤モデル1の場合、曲げモーメントの変化パターンは本体とほぼ同じく、硬質地盤からトンネルの上半分が出る箇所が最も大きい。また、急変部の影響範囲が短く、硬質地盤からトンネルの上半分が出る箇所から、曲げモーメントがほぼ一定となった。一方、地盤モデル2の場合、セグメント継手に発生した最大曲げモーメントは両端部のリング以外に、隣接リング間に小さい範囲で変動するものの、殆ど変化はしなかった。しかし、せん断力については、地盤モデル1の場合、地盤急変部の影響が大きく、その変化は激しく、複雑となった。地盤モデル2の最大せん断力は端部以外に、曲げモーメントと同じ隣接リング間に若干変動するが、全体的に

ほぼ一定であった。この隣接リング間の変動が少ないのは千鳥配置によるセグメントの組合せの効果によるものと推定される。

### 3) リング継手

図-11に示すリング継手の断面力について、発生した最大引張力はほぼ本体の軸力と同じく、地盤モデル1では硬質地盤から軟弱地盤へ進むにつれ大きくなり、地盤モデル2で中央が最小となる。せん断力については、地盤モデル1の場合、完全に硬質地盤から出る箇所でも最大だが、地盤モデル2の場合はほぼ一定である。

## 5. 提案手法の妥当性および有効性

本提案手法を検証するために、「下水道施設の耐震対策指針と解説 2006年版」<sup>1)</sup>（以後、指針と略称）のシールド管きよの耐震設計手法により検討を行い、地盤モデル2の3次元耐震検討結果と比較した。最大断面力の比較結果を表-4、安全照査の結果を表-5に示す。なお、表-4の3次元結果は地盤モデル2の解析応答値である。

### (1) 応答変位法との比較検討

表-4から、横断方向の場合、指針の応答変位法による曲げモーメントと軸力はレベル2の正曲げの軸力が若干大きい以外に、3次元の解析結果より小さく5~9割ぐらいになっている。せん断力は3次元解析の3割にしかならず、2次元応答変位法は管きよの断面力を過小評価することを示唆している。この傾向は「シールドトンネルの耐震検討」<sup>2)</sup>の試算結果と一

表 4 最大断面力結果の比較 (地盤モデル 2)

| 検討方向 | 最大断面力 |             | 2D<br>応答変位法 |        | 本提案手法<br>(3D動的解析) |        | 2D/3Dの比率 |       |
|------|-------|-------------|-------------|--------|-------------------|--------|----------|-------|
|      |       |             | レベル 1       | レベル 2  | レベル 1             | レベル 2  | レベル 1    | レベル 2 |
| 縦断方向 | 圧縮軸力  | Nc(kN/Ring) | 5333.3      | 9677.4 | 595.3             | 1224.8 | 8.96     | 7.90  |
|      | 引張軸力  | Nt(kN/Ring) | 1511.4      | 4458.9 | 621.1             | 1196.3 | 2.43     | 3.73  |
| 横断方向 | 正曲げ   | M(kN・m)     | 22.3        | 46.8   | 30.0              | 55.2   | 0.74     | 0.85  |
|      |       | N(kN)       | 156.7       | 134.9  | 171.7             | 122.5  | 0.91     | 1.10  |
|      | 負曲げ   | M(kN・m)     | -20.1       | -45.7  | -33.2             | -66.0  | 0.61     | 0.69  |
|      |       | N(kN)       | 216.2       | 222.0  | 264.7             | 416.3  | 0.82     | 0.53  |
|      | せん断力  | S(kN)       | 22.4        | 46.6   | 86.5              | 176.5  | 0.26     | 0.26  |

表 5 安全照査結果の比較 (幹線全体の耐震照査)

| 検討方向 | 部位       | 照査項目      | 本提案手法(3D動的解析)     |                   | 下水道耐震設計指針<br>(2D応答変位法) |
|------|----------|-----------|-------------------|-------------------|------------------------|
|      |          |           | Model1(地盤変化点)     | Model2(軟弱地盤)      |                        |
| 縦断方向 | セグメント本体  | 圧縮軸力      | 0.287<1.0 / OK    | 0.071<1.0 / OK    | 0.563<1.0 / OK         |
|      |          | 引張軸力      | 0.295<1.0 / OK    | 0.070<1.0 / OK    | 0.259<1.0 / OK         |
|      | リング継手部   | ボルト引張軸力   | 0.708<1.0 / OK    | 0.226<1.0 / OK    | 0.689<1.0 / OK         |
|      |          | ボルトせん断力   | 1.506>1.0 / NG    | 0.812<1.0 / OK    | 0.037<1.0 / OK         |
|      |          | 継手板引張り力   | 1.558>1.0 / NG    | 0.498<1.0 / OK    | 1.516>1.0 / NG         |
|      |          | 継手板引せん断   | 0.141<1.0 / OK    | 0.045<1.0 / OK    | 0.137<1.0 / OK         |
| 横断方向 | セグメント本体  | 最大曲げモーメント | 1.270>1.0 / NG    | 0.960<1.0 / OK    | 0.640<1.0 / OK         |
|      |          | 最大せん断力    | 0.380<1.0 / OK    | 0.290<1.0 / OK    | 0.080<1.0 / OK         |
|      | セグメント継手部 | 最大曲げモーメント | 0.090<1.0 / OK    | 0.100<1.0 / OK    | 2.01>1.0 / NG          |
|      |          | 最大せん断力    | 0.980<1.0 / OK    | 0.720<1.0 / OK    | 0.17<1.0 / OK          |
|      |          | 目開き量(mm)  | 1.66<5.0(mm) / OK | 1.71<5.0(mm) / OK | 24.14>5.0(mm) / NG     |

致している。また、地盤モデル 1 の最大断面力は地盤モデル 2 より大きいから、横断方向の場合は基盤変化や縦断方向の影響などを考慮できる 3 次元モデルのほうが妥当であると考えられる。一方、同表から縦断方向の場合、指針の計算法による軸力は 3 次元動的解析結果より大きいことが分かる。これは、指針の計算法の地震波が正弦波のため周期、最大振幅および位相が変化せず、地表面と平行に進行するものとしており、管に発生する断面力は軸方向波による最大軸応力と直角波による最大曲げ応力と合成したためである。地震時、本来の地中シールド管きよの挙動は長手方向に沿って異なる地盤条件等の影響で指針で規定するような正弦波ではないはずである。清宮<sup>14)</sup>は動的解析法と指針の計算法について比較研究し、本研究と同じく動的解析法による応答値がかなり小さいことを結論づけている。これは、4 章の (3) に示す解析結果と併せると、本提案の 3 次元による耐震評価手法が妥当であることを示唆しているものと考えられる。

(2) 耐震検討手法の有効性

シールド管きよは一般的には地震時の地盤変形に追従し、地震に強いと言われている<sup>15)</sup>。しかし、実際は幹線全線にお

いては、地盤条件が様々で曲線部などの弱部もあるので、条件によっては現行の耐震要求性能を満たさないケースがあると考えられる。特に、既設幹線は延長が長く、安全かつ経済的な耐震対策の策定には管きよの耐震性能をより正確に評価する必要がある。

本稿の提案手法は、地震時の地盤ひずみが大きくなりやすい 2 箇所を選定し、その区間の管きよを詳細にシェル-ばねモデルにより表現して、3 次元地盤と構造物連成のモデルを用いた動的非線形解析により耐震性能を評価したものである。表 4 および表 5 から分かるように、本提案手法の結果では地盤変化点の地盤モデル 1 のみが耐震性能を満足しないが、指針の耐震設計手法の場合は管きよ全線の耐震性能が満足しない結果となった。本提案手法を用いたことで、当該幹線の耐震対策は地盤変化点の周辺の管きよのみが対象となり、対策範囲を絞り込むことが可能となった。また、3 次元 FEM 解析に基づく手法は従来の手法に比べ、断面力の 3 次元分布や最大断面力発生位置の変化を把握できる点で優れている。

## 6. まとめおよび今後の課題

本稿では、既設シールド管きょに対して、3次元 FEM 動的解析手法を用いた新たな耐震診断手法を提案し、実務応用を試みた。検討結果から、均一な軟弱地盤の場合、セグメント本体と継手の最大断面力は解析区間 (L=600m) 内ではほぼ均一に分布することが分かった。しかし、硬軟地盤急変部の場合、変化点周辺の断面力が大きく変化し、地盤特性の不均一性に起因した地震の影響が大きいことが分かった。また、セグメントの千鳥組合わせの効果は地盤モデル 2 の断面力結果から確認できた。一方、耐震性能について、地盤モデル 2 ではレベル 1 およびレベル 2 地震動ともに満足するが、硬軟地盤急変部の地盤モデル 1 では要求性能を満たさないことが分かった。

本提案の検討手法は既設管きょの耐震性能評価手法として、3次元 FEM モデルを用いた動的非線形解析により、管きょの地震時の挙動や断面力の発生状況を忠実に再現することで、耐震診断に大きく寄与できる。また、管きょ全体の安全性をより正確に評価できることによって、長い延長を持つ管路構造の耐震対策範囲を限定することで対策費を低コストで実現することが可能となる。したがって、今後の既設管きょの維持管理に有用な耐震評価手法として期待できると考える。

今後は、標準セグメントに対して解析し、コルゲートセグメントの結果と比較検証することや、耐力が劣る部位に対する具体的な耐震対策を検討する予定である。

## 参考文献

- 1) 社団法人 日本下水道協会:「下水道施設の耐震対策指針と解説」2006年版
- 2) 社団法人土木学会:「シールドトンネルの耐震検討」、トンネルライブラリー第19号、2007年 p.39、pp.128-132、pp.235-236
- 3) 何川、小泉 淳: 地震動が軸直角方向に作用する場合のシールドトンネルの模型振動実験とその応答解析、土木学会論文集Vol. 1999 No. 624、pp.145-164
- 4) 何川、小泉 淳: 地震動が軸方向に作用する場合のシールドトンネルの模型振動実験とその応答解析、土木学会論文集Vol. 1999 No. 624、pp.165-181
- 5) 川田 成彦、田嶋 仁志ら: 地盤急変部におけるシールドトンネルの耐震検討、地震工学研究発表会講演論文集Vol. 26、2001
- 6) 社団法人土木学会:「トンネル標準示方書[シールド工法編]・同解説」2006年7月
- 7) 「道路橋示方書・解説」V耐震編 平成14年 社団法人 日本道路協会
- 8) 横浜市環境創造局:「南部処理区S幹線下水道再整備工事に伴う土質調査委託設報告書」、H25年
- 9) 岩塚、松本:「下水道きょ工事におけるシールド工法」昭和43年 社団法人日本下水道協会

- 10) 池田、武田:「横浜市幹線下水道のシールド工法について」、下水道協会誌 Vol.1 No.6、1964
- 11) 社団法人 日本下水道協会、土木学会:「シールド工用標準セグメント」1973年
- 12) 社団法人 日本下水道協会:「下水道施設耐震計算例」—管路施設編 後編 11-1-149 2001年版
- 13) 屋代 勉、水野 光一朗、小泉 淳:二次覆工されたシールドトンネル横断方向の耐震設計法について、土木学会論文集Vol. 2003 No. 736、pp.19-38
- 14) 清宮理:海底セグメントラインの耐震設計法の検討、港湾空港技術研究所 資料 No.0307、1978
- 15) 社団法人土木学会:「地下構造物の耐震性能照査と耐震対策ガイドライン(案)」2011、p.84