

## 不連続円筒立坑における1次元モデルへの適用

## Development of one-dimensional model for designing a discontinuous cylindrical shaft

國近光生\*, 佐藤忠信\*\*, 伊東悟\*

Mitsuo KUNICHIKA, Tadanobu SATO and Satoru ITO

\*株式会社森本組 (〒543-8558 大阪市天王寺区夕陽丘町 4-11)

\*\*工博 京都大学防災研究所 教授 (〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)

In the seismic design of a built-up type manhole we use a segmented beam model combining each segment with rotation and shear springs. The built-up manhole possesses high flexibility compared with a cast-in-place concrete manhole because it composed of laminated reinforced concrete rings with joint between each ring. Due to this flexibility the cost of construction can reduce if the joint rigidity is properly designed. The purpose of this paper is to make clear the defect of existing design method and propose efficient dimension less parameters to define the range of applicability of the design method. The numerical analysis comparing FEM model with the one dimensional beam model of manholes reveals that a simple beam-spring model can evaluate the response of manhole for seismic force if the manhole characteristics drop within the proper range of the proposed parameters.

*Key words : shaft, FEM analysis, frame analysis, static analysis, beam-spring model*

キーワード : 立坑, FEM解析, 骨組解析, 静的解析, 梁ばねモデル

## 1. はじめに

下水道施設における組立式マンホールを耐震設計する場合、従来はマンホールを単一の剛体としてモデル化し、地盤の相対変位を地盤の水平ばねを介して強制変位として作用させて躯体の断面力を求めていた。しかし、1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震を考慮した指針の改訂に伴い、マンホールを弾性体とし、地盤ばねに支承された梁モデルとして骨組計算する手法に変更された。さらに、実際の組立式マンホールの継手構造に着目し、継手の可とう性を考慮した設計が行われている。その継手は多様であるため、この多様な継手の変形性能を適切に評価する方法として、継手をばねとして評価する方法を採用している。組立式マンホールを部材間に回転ばねとせん断ばねを有する継手で連結されている梁としてモデル化し、この梁ばねモデルに、地盤の相対変位を地盤の水平ばねを介して強制変位として作用させ、継手部や部材に発生する断面力を求める設計が行われている。組立式マンホールのようなRCリングと継手の組み合わせによる不連続な円筒立坑(以下、「輪切立坑」という)は、現場打ちマンホールのような剛性一様な立坑(以下、「連続立坑」という)と違い、変形性能が高く各部材に発生する断面力が小さくなる。そのため大規模地震を想定した立坑の設計時において部材が過大に大きくなることを防ぐことができると考えられる。しかしながら、輪切立坑の設計方法は確立されているとは言

いがたい状況であり、輪切立坑の有用性について検証を行うとともに実務を考慮した設計方法を確立する必要がある。一方で、連続立坑では、地盤の特性値 $\beta$ と立坑の高さ $L$ との関係から3次元鉛直地下構造物である立坑を1次元の梁モデルとして適用できる範囲を容易に求めることができる。しかし、輪切立坑のように不連続な構造の場合、1次元梁ばねモデルに適用する範囲は明確ではない。そこで、本研究では、3次元FEM解析を行い、輪切立坑の有用性を確認し、つぎに実務レベルでの設計手法として1次元の梁ばねモデルによる解析が適切に行えるか検証を行う。

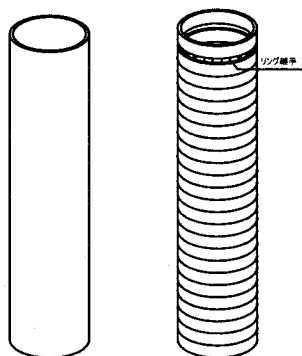
## 2. 解析概要

## 2.1 解析手順

連続立坑と輪切立坑とを3次元FEMモデルにモデル化し、同一の地盤および荷重条件下で解析を行い、断面力の低減効果を確認する。つぎに、輪切立坑を等価な曲げ剛性を有する連続立坑(以下、「等価立坑」という)として表現するために3次元FEMモデルにより比較検討する。さらに、等価曲げ剛性を用いて3次元FEMモデルにおける1次元梁ばねモデルへの適用性について検証する。輪切立坑を1次元梁ばねモデルにモデル化したものと、3次元FEMモデルにモデル化した輪切立坑について同一地盤および荷重条件下で解析を行い、解析結果を比較することにより1次元梁ばねモデルの妥当性を検証する。

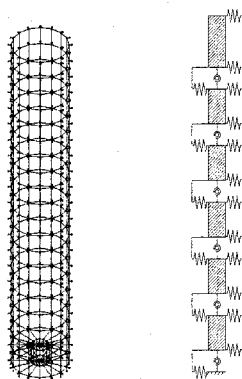
## 2.2 解析対象およびモデル

通常の連続体の立坑である“連続立坑”と、リング間をリング継手で連結した不連続な立坑である“輪切立坑”を図-1に示す。



連続立坑 輪切立坑  
図-1 立坑構造物

解析に用いた3次元FEMモデルおよび1次元梁ばねモデルを図-2に示す。3次元FEMモデルについては、円筒リングを平面版要素で、底部版はソリッド要素で分割して近似し、周辺地盤を地盤ばねで評価する。円筒リングを連結するリング継手は軸方向・軸直角方向・軸回転方向の合計6方向のばねで評価する。また、地盤ばねは立坑側面に対しては法線および接線方向に、立坑底面に対しては鉛直およびせん断方向に配置する。なお、地盤ばねは圧縮力が作用したときにのみ働き、引張力が生じたときは荷重は伝達しないものとする。



3次元FEMモデル 1次元梁ばねモデル  
図-2 解析モデル

一方、1次元梁ばねモデルについては、円筒リング間を回転ばねとせん断ばねを有する継手で連結されている梁要素として評価し、周辺地盤を地盤ばねで評価する。また、回転ばねの算出を以下に述べる。リング継手部におけるばねが図-3に示すとおり配置されているとする。その場合に、図-4の左側に示すように、両端にばね定数 $k$ の一对のばねがある状態を考える。これを図-4の右側のよう

にね定数 $K\theta$ の等価な回転ばね定数で置き換えるとき、 $K\theta$ と $k$ の関係は次式で与えられる。

$$K\theta = \frac{k \cdot d^2}{2} \dots\dots (1)$$

したがって、各 $d_i$ での一对のばねを考慮すると、リング継手を1つの回転ばねで置き換えたときの回転ばね定数 $K\theta$ は、以下ようになる。

$$K\theta = \frac{k}{2} \cdot \sum d_i^2 \dots\dots (2)$$

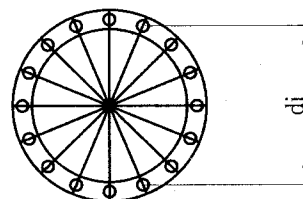


図-3 リング継手部におけるばねの配置

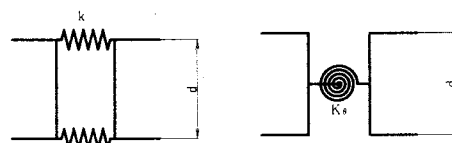


図-4 継手ばねおよび回転ばね

## 2.3 等価曲げ剛性および曲げ剛性の有効率

通常、立坑の解析を行う場合、梁として評価するのが一般的であるため、輪切立坑をリング継手の影響を考慮した等価な連続立坑としてモデル化できれば、簡易なモデルとしての梁ばねモデルへの展開が図れる。輪切立坑の等価曲げ剛性は、円筒リング本体の曲げ剛性 $EI$ とリング継手部の回転ばね定数 $K\theta$ から次式より算出する。これは、リング部材ばね剛性( $EI/L$ )とリング継手ばね剛性( $K\theta$ )の直列ばねの重ね合わせから算出した。これは西野ら<sup>1)</sup>によるシールドトンネル縦断方向の曲げ剛性の評価にも用いられている。

$$(EI)_{eq} = \frac{K\theta}{K\theta + \frac{EI}{L}} \cdot EI \dots\dots (3)$$

ここに、 $E$ ：リングのヤング係数、 $I$ ：リングの断面二次モーメント、 $L$ ：1リングの長さ(m)、 $K\theta$ ：リング継手部の回転ばね定数

また、リング間に継手のない様連続なリングと考えたときの軸方向の曲げ剛性 $EI$ と、等価な曲げ剛性 $(EI)_{eq}$ との比をとった曲げ剛性の有効率 $\eta$ を次式に定義し、以降の検討に用いる。

$$\eta = \frac{(EI)_{eq}}{EI} \dots\dots (4)$$

### 3.連続立坑と輪切立坑との比較検討

#### 3.1 概要

図-1に示す連続立坑と輪切立坑について3次元FEMモデルにより荷重載荷時の変位および断面力を比較する。輪切立坑はリング継手の剛性により挙動が変化するため、接続するリング継手の軸方向ばね定数を変化させた場合の断面力および変位を求め、連続立坑と比較検討する。

#### 3.2 解析条件

検討する対象構造物の連続立坑および輪切立坑の形状寸法を表-1に示す。構造物は地下に構築されるものとし、「道路橋示方書 IV下部構造編<sup>2)</sup>」の記述に従い、計算を簡略化するために鋼材を無視し、コンクリートの全断面を有効として解析を実施した。解析に用いた構造物の物理定数を表-2に示す。荷重条件としては検討ケース毎に3次元FEMモデルの最上部に $P=1000\text{kN}$ の荷重を各節点に分割して作用させる。立坑を取り巻く地盤条件は、立坑側面がN値10で立坑底面がN値50の二層地盤とする。立坑側面および底面の地盤ばね定数は、「下水道施設耐震計算例-管路施設編-<sup>3)</sup>」の記述に従って算出し、その結果を表-3に示す。また、輪切立坑の柔軟性はリング継手の軸方向ばね定数を変化させることにより表現するため、リング継手はボルトによる連結を想定し、シールドトンネルの設計に用いられる設計例を参考にしてリング継手のばね定数を設定する。そこで、リング継手の軸方向ばね定数は $5 \times 10^5, 1 \times 10^6, 5 \times 10^6, 1 \times 10^7, 5 \times 10^7, 1 \times 10^8$ および $1 \times 10^9 \text{ kN/m}$ とする。また、通常リング間には、ずれ止め防止のせん断キーが用いられることが多いため、リング間の軸直角方向ばね定数は、かなり大きな値( $1 \times 10^9 \text{ kN/m}$ )を設定する。さらに、リング間の軸回転方向ばね定数については、 $1 \times 10^5 \text{ kNm/rad}$ とする。なお、リング継手数は16個である。

表-1 立坑の形状寸法

| ケース  | 外径<br>D<br>(m) | 側厚<br>t<br>(m) | 底版厚<br>H<br>(m) | 高さ<br>L<br>(m) | 分割高<br>B<br>(m) |
|------|----------------|----------------|-----------------|----------------|-----------------|
| 連続立坑 | 6.55           | 0.275          | 2.0             | 40.0           | —               |
| 輪切立坑 |                |                |                 |                | 2.0             |

表-2 立坑の物理定数

| 物理定数の種類 | 記号            | 単位              | 構造物               |
|---------|---------------|-----------------|-------------------|
| 材質      | —             | —               | コンクリート            |
| 単位体積重量  | $\rho$        | $\text{KN/m}^3$ | 25                |
| 設計基準強度  | $\sigma_{ck}$ | $\text{N/mm}^2$ | 45                |
| ヤング係数   | E             | $\text{KN/m}^2$ | $3.6 \times 10^7$ |
| せん断弾性係数 | G             | $\text{KN/m}^2$ | $1.5 \times 10^6$ |
| ポアソン比   | $\nu$         | —               | 0.2               |

表-3 地盤の物理定数

| 項目               | 記号    | 単位              | 立坑側面 | 立坑底面  |
|------------------|-------|-----------------|------|-------|
| N値               | N     | —               | 10   | 50    |
| 法線または鉛直方向地盤ばね定数  | $K_n$ | $\text{kN/m}^3$ | 5097 | 46200 |
| 接線またはせん断方向地盤ばね定数 | $K_s$ | $\text{kN/m}^3$ | 1529 | 13860 |

#### 3.3 解析結果

ケース毎に断面力および変位の解析結果をリング継手の軸方向ばね定数を横軸にとり、輪切立坑に発生する最大の断面力および水平変位を連続立坑における各値で除した比率を図-5に示す。この結果から、リング継手の軸方向ばね定数が小さいときは発生する曲げモーメントも小さくなり、軸方向ばね定数が大きくなるにつれて曲げモーメントも増大する傾向にある。せん断力比に関しても、曲げモーメントの場合と同様な傾向を示す。一方、水平変位に関しては、断面力の場合とは逆の傾向を示し、断面力が低減される代わりに変位は増大する。これより、リング継手を活用することによってリングの曲げモーメントおよびせん断力は減少させることができる。以上より、連続立坑の場合よりも輪切立坑のほうが外的荷重に対して発生する断面力の低減が図れると考えられる。また、軸方向ばね定数が小さいと断面力の低減が図れるが、逆に変位が増大するため、両者のバランスを考慮する必要がある。なお、この傾向は今回取り上げた立坑だけでなく、他の異なる径の立坑についても同様な傾向が得られている。

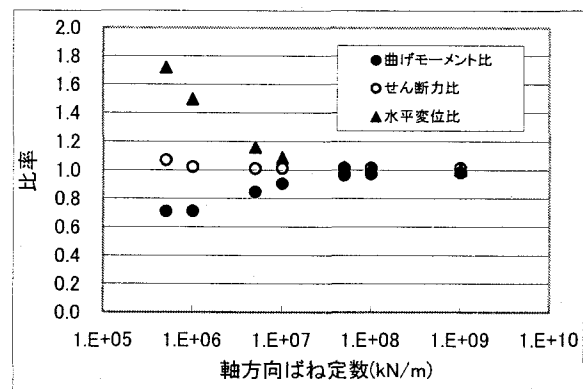


図-5 軸方向ばね定数と断面力および変位の比率

### 4.連続立坑と等価立坑との比較検討

#### 4.1 概要

解析上の便宜性を考慮して連続立坑を利用して輪切立坑の再現できないか検討するために3次元FEMモデルにより荷重載荷時の断面力を比較する。そのために、輪切立坑の等価曲げ剛性(EI)<sub>eq</sub>を算出し、そのときの曲げ剛性の有効率 $\eta$ を用いて剛性を低減した連続立坑を「等価立坑」と定義し、以降の検討に用いる。

## 4.2 解析条件および解析結果

解析に用いた荷重条件、構造仕様ならびに地盤条件は、前節の「連続立坑と輪切立坑との比較検討」で用いた条件を踏襲する。リング継手の軸方向ばね定数と最大曲げモーメントとの関係を図-6に示す。この結果から、曲げ剛性の有効率が低くなるほど等価立坑と輪切立坑との値に差が見られるが、全体的にはよく一致していると判断される。しかしながら、一致しない点も見られるため適用範囲を明確にする必要がある。以上より、上記の等価曲げ剛性を用いることにより輪切立坑を等価な連続立坑として表現することが可能である。なお、リング継手ばねを線形と仮定しているため、継手ばねの非線形性を評価する場合は別途検討が必要である。

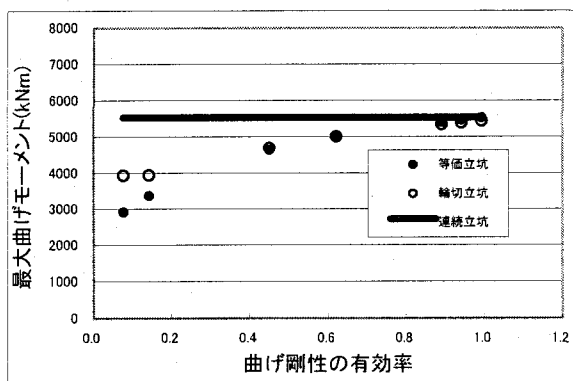


図-6 輪切立坑と等価立坑との比較

## 4.3 種々の輪切立坑と等価立坑との比較検証

### (1) 解析条件

種々の立坑の外径による輪切立坑と等価立坑との比較検証を行い、適用範囲を検証する。解析に用いた立坑の一覧を表-4に示す。また、リング継手の軸方向ばね定数は  $1 \times 10^5$ ,  $1 \times 10^6$  および  $1 \times 10^7$  kN/m とする。また、軸直角方向ばね定数は  $1 \times 10^9$  kN/m とし、軸回転方向ばね定数は  $1 \times 10^5$  kNm/rad とする。なお、リング継手数は16個である。それ以外の荷重条件および解析条件は、前節の「連続立坑と輪切立坑との比較検討」で用いた条件を踏襲する。

表-4 検討立坑一覧表

| ケース    | 直径(m) | 厚み(m) | 分割高(m) | 高さ(m) |
|--------|-------|-------|--------|-------|
| Type A | 4.45  | 0.225 | 2.0    | 40    |
| Type B |       |       | 4.0    |       |
| Type C | 6.55  | 0.275 | 2.0    |       |
| Type D |       |       | 4.0    |       |
| Type E | 8.65  | 0.325 | 2.0    |       |
| Type F |       |       | 4.0    |       |
| Type G | 10.8  | 0.400 | 2.0    |       |
| Type H |       |       | 4.0    |       |

### (2) 解析結果

上記の立坑に関して解析した結果を図-7に示す。この

図は、曲げ剛性の有効率と、等価立坑の最大曲げモーメント値を輪切立坑での値で除したもののとの関係を示す。これによると曲げ剛性の有効率  $\eta$  が 0.2 以上では、ほぼ 1.0 に近づく。したがって、等価立坑による評価については一定の制約はあるものの輪切立坑を再現することができる。

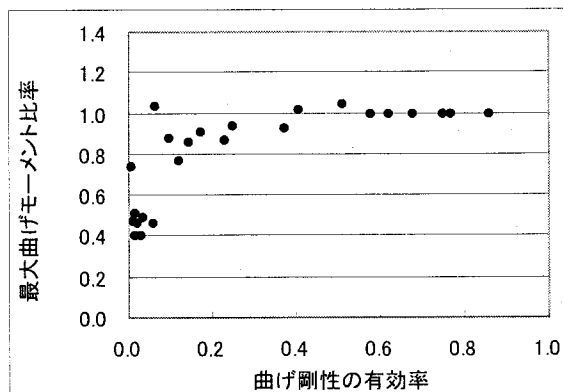


図-7 曲げ剛性の有効率と最大曲げモーメント比率

## 5.1 次元梁ばねモデルへの適用

### 5.1 概要

連続立坑では、3次元立坑構造物を1次元梁モデルで表現する場合、図-8および図-9に示すように地盤の特性値  $\beta$ 、立坑の高さ  $L$  および立坑の外径  $D$  から、 $\beta L > 2$ 、 $L/D > 4$  が適用範囲となること<sup>4)</sup>を既に発表した。図中の  $M_{\max}$  は1次元梁モデルに対する3次元FEMモデルの最大曲げモーメントの比率を、 $\delta_{\max}$  は最大水平変位について示す。なお、地盤の特性値  $\beta$  は、次式で表現される。

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{kh \cdot D}{4EI}} \quad \dots\dots (5)$$

ここに、 $kh$ ：水平方向地盤反力係数

$D$ ：立坑の外径

$EI$ ：立坑の曲げ剛性

この式に用いられている立坑の曲げ剛性  $EI$  の代わりに、上述の等価曲げ剛性  $(EI)_{eq}$  を代入し、輪切立坑における地盤の等価特性値  $\beta_{eq}$  を定義する。すなわち、

$$\beta_{eq} = 4 \sqrt{\frac{kh \cdot D}{4(EI)_{eq}}} \quad \dots\dots (6)$$

ここに、 $kh$ ：水平方向地盤反力係数

$D$ ：立坑の外径

$(EI)_{eq}$ ：立坑の等価曲げ剛性

これを用いて1次元梁ばねモデルへの適用性を検証するために3次元FEMモデルと1次元梁ばねモデルの比較解析を試みる。まず、連続立坑の場合と比較するためにリング継手のばね定数を大きくし連続立坑と等価な立坑を設定して解析を実施する。それを踏まえて輪切立坑に関して適用範囲を検証する。

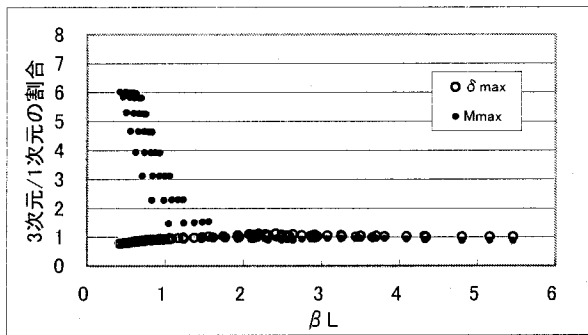


図-8  $\beta L$  と 3 次元/1 次元の最大曲げモーメントおよび最大水平変位の割合との関係<sup>4)</sup>

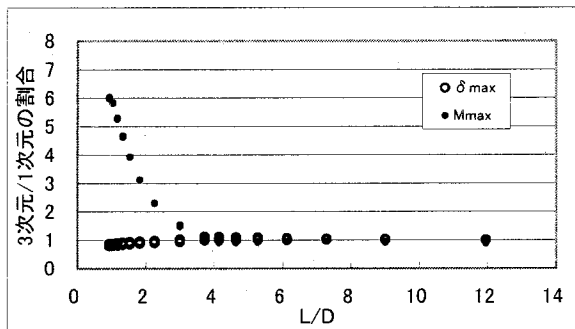


図-9  $L/D$  と 3 次元/1 次元の最大曲げモーメントおよび最大水平変位の割合との関係<sup>4)</sup>

## 5.2 解析モデル

表-5 に示すように解析対象の構造物を 12 ( $=4 \times 3$ ) タイプの立坑を想定する。また、表-6 に示すようにリング間の軸方向ばね定数を 4 種類設定する。

表-5 解析モデル (単位: m)

| Type  | 外径<br>D | 側厚<br>t | 高さ<br>L                   | 分割高<br>B    | 底版厚<br>F    |
|-------|---------|---------|---------------------------|-------------|-------------|
| Type1 | 4.45    | 0.225   | Type 毎<br>に 10,<br>20, 40 | 高さの<br>1/20 | 高さの<br>1/20 |
| Type2 | 6.55    | 0.275   |                           |             |             |
| Type3 | 8.65    | 0.325   |                           |             |             |
| Type4 | 10.80   | 0.400   |                           |             |             |

表-6 リング間の軸方向のばね定数一覧表

| ケース   | 軸方向<br>ばね定数<br>(kN/m) | 軸直角方向<br>ばね定数<br>(kN/m) | 軸回転方向<br>ばね定数<br>(kNm/rad) |
|-------|-----------------------|-------------------------|----------------------------|
| Case① | $1.0 \times 10^9$     | $1.0 \times 10^9$       | $1.0 \times 10^9$          |
| Case② | $1.0 \times 10^5$     |                         |                            |
| Case③ | $1.0 \times 10^6$     |                         |                            |
| Case④ | $1.0 \times 10^7$     |                         |                            |

## 5.3 地盤ばねの設定

周辺地盤として、N 値が、10, 20, 30 の 3 パターンの一様地盤を考え、立坑底版では N 値が 50 とし、その効果を地盤ばねにより表現する。また、立坑側面の地盤の水平方向地盤

ばね係数、底面の地盤のせん断および回転ばね係数は、「下水道施設耐震計算例—管路施設編—<sup>3)</sup>」を参考に、以下に具体的に記述する。

### (1) 立坑側面の水平方向地盤反力係数

$$k_h = k_{ho} \cdot (B_h / 0.3)^{-3/4}$$

ここに、 $k_h$ : 水平方向地盤反力係数、 $k_{ho}$ : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験値に相当する鉛直方向地盤反力係数で  $k_{ho} = 1 / 0.3 \cdot \alpha \cdot E_o$ 、 $E_o$ : 標準貫入試験の N 値より  $E_o = 2800N$  で推定した変形係数、 $\alpha$ : 地盤反力係数の推定に用いる係数 ( $\alpha = 1$ )、 $B_h$ : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 ( $B_h = \sqrt{A_h}$ )、 $A_h$ : 水平方向載荷面積。

### (2) 立坑底面の鉛直方向地盤反力係数

$$k_v = k_{vo} \cdot (B_v / 0.3)^{-3/4}$$

ここに、 $k_v$ : 鉛直方向地盤反力係数、 $k_{vo}$ : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数で  $k_{vo} = 1 / 0.3 \cdot \alpha \cdot E_o$ 、 $B_v$ : 基礎の換算載荷幅 ( $B_v = \sqrt{A_v}$ 、但し、底面形状が円形の場合は直径)、 $A_v$ : 鉛直方向の載荷面積、 $E_o$ : 標準貫入試験の N 値より  $E_o = 2800N$  で推定した変形係数、 $\alpha$ : 地盤反力係数の推定に用いる係数 ( $\alpha = 1$ )。

### (3) 立坑底面の水平方向せん断ばね係数

$$k_s = \lambda \cdot k_v$$

ここに、 $k_s$ : 立坑底面の水平方向せん断ばね係数、 $\lambda$ : 鉛直方向地盤反力係数に対する水平方向せん断ばね係数の比 ( $\lambda = 0.3$ )、 $k_v$ : 鉛直方向地盤反力係数。

### (4) 1 次元梁モデルの立坑側面の水平方向地盤ばね係数

$$K_h = k_h \cdot B$$

ここに、 $K_h$ : 立坑側面の水平方向ばね係数、 $B$ : 立坑側面の負担幅、 $k_h$ : 水平方向の地盤反力係数。

### (5) 1 次元梁モデルの立坑底面の回転およびせん断ばね係数

$$K_\theta = k_v \cdot I$$

$$K_s = k_s \cdot A_v$$

ここに、 $K_\theta$ : 立坑底面の回転ばね係数、 $K_s$ : 立坑底面のせん断ばね係数、 $I$ : 立坑底面の断面二次モーメント、 $A_v$ : 立坑の底面積、 $k_v$ : 鉛直方向地盤反力係数、 $k_s$ : 水平方向せん断地盤反力係数。

### (6) 3 次元 FEM モデルの立坑側面の法線方向ばね係数

$$K_H = k_h \cdot \Delta A$$

ここに、 $K_H$ : 立坑側面の法線方向ばね係数、 $\Delta A$ : 立坑側面の負担面積、 $k_h$ : 立坑側面の水平方向地盤反力係数。

(7) 3次元 FEM モデルの立坑側面の接線方向ばね係数

$$KS = KH / 3$$

ここに,  $KS$ : 立坑側面の接線方向ばね係数,  $KH$ : 立坑側面の法線方向ばね係数, なお, 弾性係数とせん断弾性係数の比に対応させて接線方向の地盤ばね定数を法線方向の地盤ばね定数の  $1/3$  と仮定した<sup>6)</sup>.

(8) 3次元 FEM モデルの立坑底面の鉛直方向ばね係数

$$K_v = k_v \cdot \Delta A$$

ここに,  $K_v$ : 立坑の底面の鉛直方向のばね係数,  $\Delta A$ : 立坑底面の負担面積,  $k_v$ : 鉛直方向地盤反力係数.

(9) 3次元 FEM モデルの立坑底面のせん断方向ばね係数

$$K_s = \lambda \cdot K_v$$

ここに,  $K_s$ : 立坑底面のせん断方向ばね係数,  $\lambda$ : 鉛直方向地盤反力係数に対する水平方向せん断ばね係数の比 ( $\lambda = 0.3$ ),  $K_v$ : 立坑底面の鉛直方向ばね係数.

#### 5.4 解析結果

まず, 連続立坑との比較を行うため, 表-6のCase①に示す継手ばね定数を大きく設定し, 連続立坑の構造に近づけた時の立坑12タイプ×地盤3パターン<sup>3)</sup>の36ケースで行った結果を図-10および図-11に示す. この結果から3次元FEMモデルを1次元梁ばねモデルで表現できるための適用範囲は, 図-8および図-9と同様な結果を示し,  $\beta_{eq}L > 2$ ,  $L/D > 4$ となる. つぎに, 輪切立坑に関して3次元FEMモデルと1次元梁ばねモデルとの比較解析を行った. 解析ケースとしては, 立坑12タイプ×地盤3パターン×リング軸方向3パターン (Case②~Case④) の108ケースである. 3次元FEMモデルおよび1次元梁ばねモデルでの最大曲げモーメント  $M_{max}$  および最大水平変位  $\delta_{max}$  の割合と,  $\eta$ ,  $\beta_{eq}L$ ,  $\beta L$ ならびに  $L/D$  との関係を図-12~図-17に示す. なお,  $\beta_{eq}$ は輪切立坑における地盤の特性値,  $\beta$ は地盤特性値を,  $L$ は立坑の高さを,  $D$ は立坑の外径,  $\eta$ は曲げ剛性の有効率である. 最大水平変位に関しては図-13および図-15から図-8および図-9に示した連続立坑におけるような傾向はほぼ同様な結果が得られる. しかしながら, 最大曲げモーメントに関しては, 図-12および図-14からは図-8および図-9に示した連続立坑におけるような傾向はつかめない. 一方, 図-16に示す曲げ剛性の有効率 $\eta$ に関しては $\eta$ が0.1以上では最大曲げモーメントの割合がほぼ1.0に近づく. そこで, 曲げ剛性の有効率を $\eta > 0.1$ とした場合の3次元FEMモデルおよび1次元梁ばねモデルでの最大曲げモーメント  $M_{max}$  および最大水平変位  $\delta_{max}$  の割合と,  $\beta_{eq}L$ および $L/D$ との関係を図-18および図-19に示す. この結果から3次元FEMモデルを1次元梁ばねモデルで表現できるための適用範囲は, 多少のばらつきはあるが, 図-8および図-9とほぼ同様な結果を示し,  $\beta_{eq}L > 2$ ,  $L/D > 3$ となる. これより輪切立坑に関

しては3次元FEMモデルの1次元梁ばねモデルへの適用範囲は地盤の特性値, 立坑の高さおよび外径との関係だけでなく曲げ剛性の有効率も含めて評価することが必要である. ちなみに, 曲げ剛性の有効率を $\eta > 0.05$ とした場合では, 地盤や立坑などの適用条件は $\beta_{eq}L > 3$ ,  $L/D > 4$ となる. さらに, 1次元梁ばねモデルへの適用範囲の汎用性を持たせるためには他のケースについても解析を行い, データを蓄積していく必要がある.

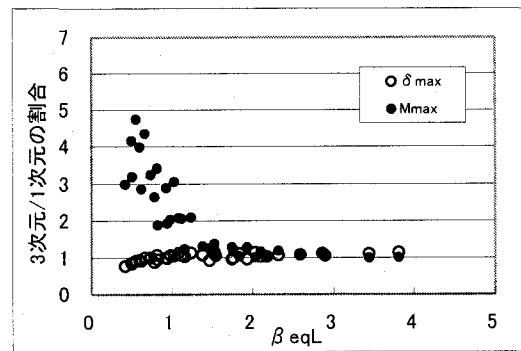


図-10  $\beta_{eq}L$ と3次元/1次元の最大曲げモーメント比および最大水平変位比

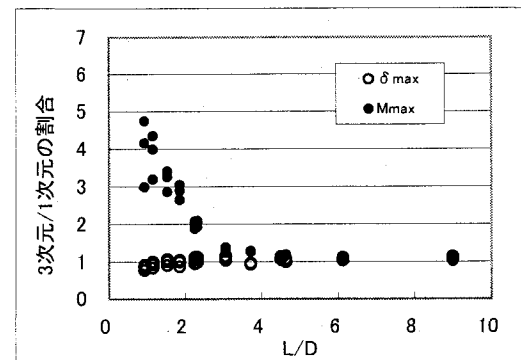


図-11  $L/D$ と3次元/1次元の最大曲げモーメント比および最大水平変位比

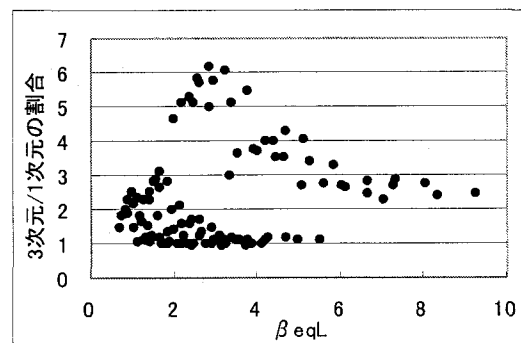


図-12  $\beta_{eq}L$ と3次元/1次元の最大曲げモーメント比

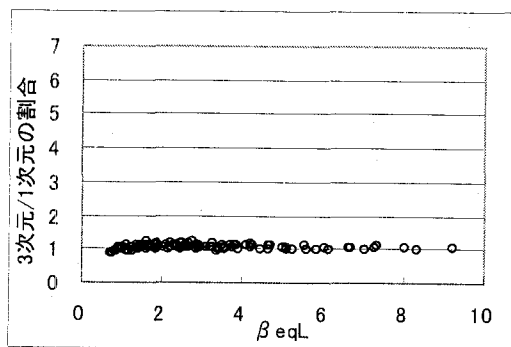


図- 13  $\beta_{eq}L$  と 3 次元 / 1 次元の最大水平変位比

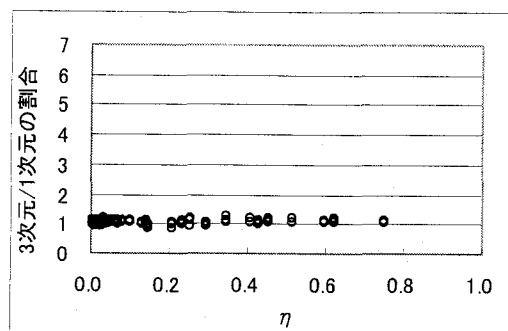


図- 17  $\eta$  と 3 次元 / 1 次元の最大水平変位比

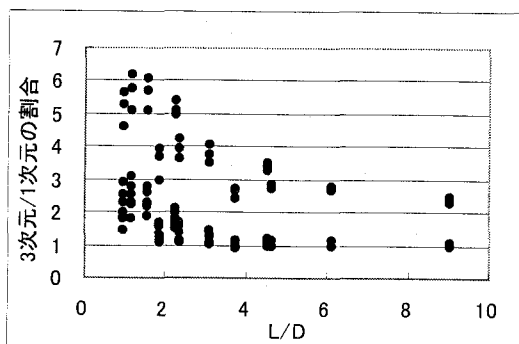


図- 14  $L/D$  と 3 次元 / 1 次元の最大曲げモーメント比

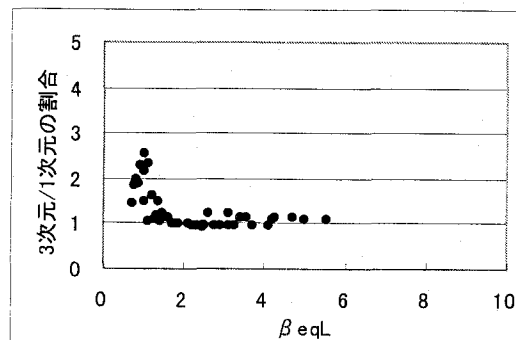


図- 18  $\beta_{eq}L$  と 3 次元 / 1 次元の最大曲げモーメント比

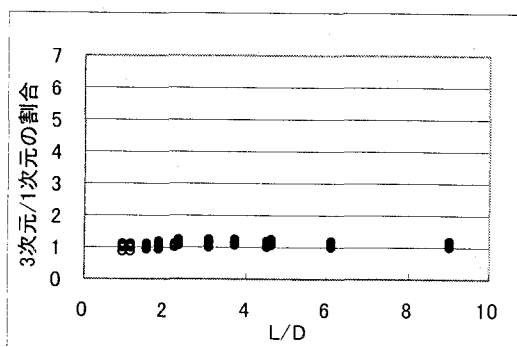


図- 15  $L/D$  と 3 次元 / 1 次元の最大水平変位比

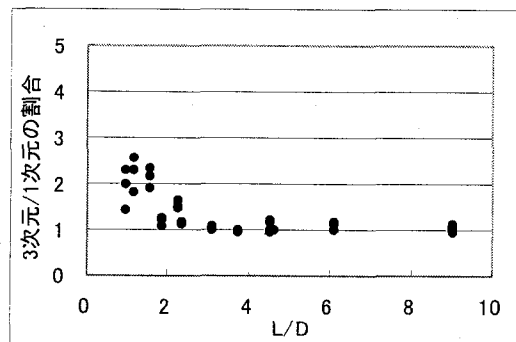


図- 19  $L/D$  と 3 次元 / 1 次元の最大曲げモーメント比

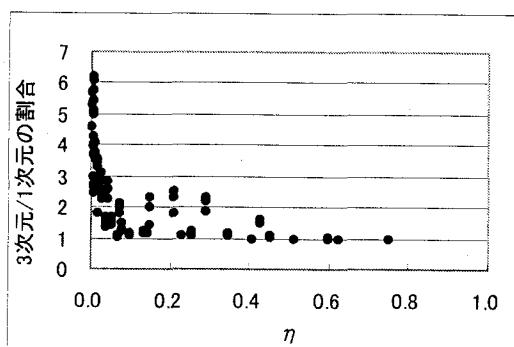


図- 16  $\eta$  と 3 次元 / 1 次元の最大曲げモーメント比

## 6.まとめ

本研究では、3次元FEM解析を行い、輪切立坑の有効性を確認し、実務レベルでの設計手法として1次元梁ばねモデルによる解析で3次元FEM解析結果をどの程度再現できるか検討を行った。得られた知見を以下にまとめる。

- 輪切立坑と連続立坑の3次元FEMモデルによる解析結果によれば、リング継手を設けることにより断面力の低減が図れる。但し、変形量は増大するため、両者のバランスに配慮してリング継手の剛性を決める必要がある。
- 輪切立坑、連続立坑および等価立坑の3次元FEMモデルによる解析結果から、等価曲げ剛性を導入し、曲げ剛性の有効率をパラメータとすることにより輪切立坑を等価

な連続立坑として評価できる。曲げ剛性の有効率が $\eta > 0.2$ の場合における等価立坑は輪切立坑を比較的よく再現することができる。なお、リング継手ばねを線形と仮定しているため、その非線形性を評価する場合は別途検討が必要である。

c. 輪切立坑における3次元FEMモデルと1次元梁ばねモデルによる解析結果から、輪切立坑に関しては、3次元FEMモデルの1次元梁ばねモデルへの適用範囲は地盤の特性値、立坑の高さおよび外径との関係だけでなく曲げ剛性の有効率も含めて評価することができる。今回解析した結果から判断すると、その範囲は、 $\eta > 0.1$ 、 $\beta_{eqL} > 2$ 、 $L/D > 3$ となる。

本研究では、リング継手のばねは、線形と仮定しているが、通常リング継手が引張が作用する場合と圧縮される場合では剛性が異なるので、リング継手の非線形性あるいは非対称性を考慮して解析しなければならない。そのためには1次元梁ばねモデルにおいて、それらを考慮したリング継手の回転ばね定数を算出する必要がある。

今後は、静的解析において実際の地震動による応答変位を用いて解析し現象を評価するだけでなく動的解析による検証や、構造物あるいは地盤の非線形性を考慮した解析の実施により、より地震時の挙動を的確に把握できるように検討していく予定である。

最後に、今回の成果をまとめるにあたり、ご指導・ご協力を頂いた関係者の皆様に感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 西野健三, 吉田和夫, 小泉淳: シールドトンネル縦断方向の現場載荷試験とその考察, 土木学会論文集No.376/III-6, pp. 131-140, 1986年12月.
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書IV下部構造編, 2002. 3, p131
- 3) 日本下水道協会: 下水道施設耐震計算例—管路施設編

- , 2001. 4, p12-1~12-59.
- 4) 國近光生, 佐藤忠信: 応答変位法における3次元立坑構造物の1次元梁モデルへの適用, 第48回地盤工学会シンポジウム, 2003年11月.
- 5) 小泉淳, 村上博智, 西野健三: シールドトンネルの軸方向特性のモデル化について, 土木学会論文集No.394/III-9, pp. 79-88, 1988年6月.
- 6) 川島一彦: 地下構造物の耐震設計, 鹿島出版会, pp. 151-152, 1994年6月.
- 7) 田村武, 足立紀尚, 廣松智樹, 坂本寛章: 剛体セグメントを用いたシールドトンネルの3次元解析, 土木学会論文集No.652/III-51, pp. 61-72, 2000年6月.
- 8) 廣松智樹: シールドセグメントの力学挙動に関する研究, 京都大学修士論文, 1999.
- 9) 日本下水道協会: 下水道施設の耐震対策指針と解説 1997年版, 1997年9月.
- 10) 日本下水道協会: シールド工事例標準セグメント, 2001年7月.
- 11) 大保直人, 林和生, 上野建治, 鄭京哲: 大深度鉛直地下構造物の耐震設計用地震荷重, 鹿島技術研究所年報, pp. 63-70, 1992年10月.
- 12) 土木学会関西支部: シールドトンネルの合理的耐震設計法ガイドライン(案), 2001年9月.
- 13) 大塚久哲: 最新 地中・基礎構造の耐震設計, 九州大学出版会, 2001年11月.
- 14) 土木学会: トンネルライブラリー第9号 開削トンネルの耐震設計, 1998年10月.
- 15) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 シールドトンネル, 2002年12月.
- 16) 鉄道総合技術研究所: シールドトンネル設計標準に関する手引き, 2001年3月.

(2003年9月12日受付)