

# FEMを用いた応答変位法による シールドトンネルの耐震解析

笹川基史<sup>1</sup>・嶋村貞夫<sup>2</sup>・河西 寛<sup>2</sup>・福田尚晃<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 (株)鴻池組 土木本部土木設計部 (〒541 大阪府大阪市中央区北久宝寺町 3-6-1)

<sup>2</sup>正会員 (株)鴻池組 土木本部土木設計部 (〒541 大阪府大阪市中央区北久宝寺町 3-6-1)

兵庫県南部地震では、地上の構造物に比べれば少数ではあるが地下構造物にも甚大な被害が生じた。このような地下構造物の耐震性の評価を行う簡便手法として、FEMを用いた応答変位法を提案した。はじめに、本手法の妥当性を別途行った非線形動的解析の結果と比較することにより確認した。つぎに、本手法を用いて、シールドトンネルの初期断面力、トンネル口径をパラメータとしたケーススタディーを行い、各パラメータがトンネルの損傷状況に及ぼす影響について検討した。

**Key Words:** 2D-FEM analysis, seismic displacement method, shield tunnel, non-linear analysis

## 1. はじめに

地下構造物の耐震性の評価を行う場合、地盤や構造物の非線形性を考慮した動的解析を行うことが望ましいが、設計等の実務において取扱いが難しい点もある。

本報告では、より簡便な手法としてFEMを用いた応答変位法を提案し、非線形動的解析結果と比較することによりその妥当性を確認した。つぎに、本手法を用いたシールドトンネルの被害シミュレーション解析を実施し、初期断面力がトンネルの損傷状況に及ぼす影響について検討するとともに、トンネル口径をパラメータとしたケーススタディーを行い、シールドトンネルの耐震性について検討した。

## 2. FEMを用いた応答変位法

FEMを用いた応答変位法は、次の手順で実施する。

- ① 1次元自由地盤の等価線形応答解析を実施し、シールドトンネル天端深さと下端深さの地盤間の水平方向相対変位 $d$ が最大となる時刻 $t$ における変位分布を算出する。
- ② 構造物を除いた空洞地盤のFEMモデルに対して、これと同じ変位分布を生じさせる等価節点力 $F$

を算出する。このとき、地盤の物性値は等価線形解析の最終収束値を用いる。

- ③同様に、空洞内部の地盤に対して①の変位分布を生じさせる等価節点力を算出する。得られた空洞表面の節点に作用する等価荷重が、空洞の影響を表す周面せん断力 $S$ に相当する。

- ④地盤と構造物を考慮したモデルに、上で求めた等価節点力 $F$ と空洞の影響を表す周面せん断力 $S$ を水平2方向へ交番載荷し、構造物に生じる地震時増分断面力や変位を求める。

なお、今回の解析では躯体の慣性力は無視し、基盤入力地震動はポートアイランド G.L.-83m の観測記録(NS成分, Max=679Gal)を用いた。

図-1は、本手法の妥当性を確認する目的で実施した時刻歴非線形地震応答解析結果と本手法で得られたトンネル覆工の曲げモーメント、せん断力の分布を比較して示したものである。地盤の材料非線形性はR-Oモデルで表現し、トンネル覆工は曲げに対する材料非線形性を考慮した。動的解析結果はトンネル天端と下端の2点間の水平方向相対変位が最大となる時刻の結果で、本手法の結果は上記の手順で実施した正負交番載荷後の結果である。両者の分布は精度良く一致していることから、本手法の妥当性が確認された。

今回のような地下構造物躯体の材料非線形を考慮した解析では、一方向に地震荷重を作用させただけでは動的解析結果と必ずしも良い一致が得られないため、地震動による繰返しを考慮して正負両方向へ載荷する必要がある。

### 3. 初期断面力が損傷状況に及ぼす影響

#### (1) 検討対象構造物および地盤条件

検討の対象とした構造物は、兵庫県南部地震により被災した下水道シールドトンネル（外径 $\phi$  3.8m, 仕上がり内径 $\phi$  3.0m）で、図-2に示す2断面を検討断面に設定した。

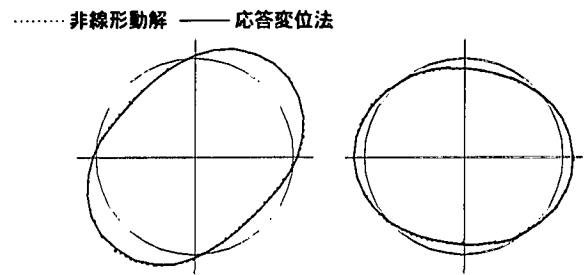
覆工は2断面とも一次覆工が鋼製セグメントで、二次覆工として無筋コンクリートが設けられている。地震による損傷状況は、被災記録等<sup>1), 2)</sup>によれば、二次覆工コンクリートに縦断方向と輪切り状のクラックが生じたと報告されている。縦断方向のクラックは、横断面の上下左右45度方向の4箇所が生じており、断面Bではそこから浸み出す程度の出水も確認されている。

検討断面の地盤条件は、表-1のように設定した。地盤のひずみ依存曲線は既往の研究<sup>3), 4)</sup>を参考に、砂質土と砂礫層に対しては拘束圧の影響を考慮して図-3のように、また粘性土に対しては図-4のように定めた。

覆工は鋼製セグメント（SM490）と二次覆工コンクリート（ $\sigma_{ck}=255\text{kgf/cm}^2$ ）の一体構造を仮定し、ファイバーモデルにより曲げに対する材料非線形性を考慮した平面骨組み要素（正36角形）にモデル化した。このとき、セグメント間継ぎ手やセグメントリングの千鳥組による影響、地震時増分軸力の影響は考慮していない。また、地盤とトンネル覆工との接着面は完全固着とした。図-5に解析で用いたコンクリートの応力～ひずみ曲線を示す。コンクリートの応力～ひずみ曲線は、道路橋示方書V耐震設計編（平成8年度）に準拠し、終局ひずみ以下の範囲を実線のように設定したが、解析プログラムの制約からこのひずみを超える領域に対しては破線のように設定した。また、鋼材の応力～ひずみ曲線は、弾性係数  $E=2.1 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2$ 、降伏応力  $\sigma_y = \pm 3300 \text{kgf/cm}^2$  として、バイリニア型の非線形モデルで評価した。

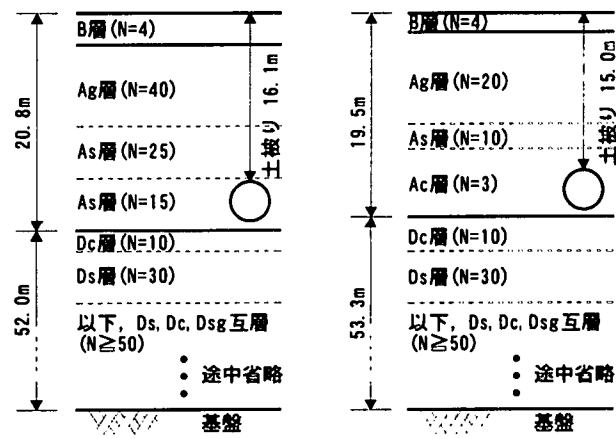
#### (2) 初期断面力の評価方法

二次覆工コンクリートは、通常、一次覆工が構築されてから距離的・時間的にかなり遅れて施工されるため、常時の土水圧荷重は作用しないものとして



(a) 曲げモーメント分布 (b) せん断力分布

図-1 FEM 応答変位法と非線形動的解析の比較



(a) 断面 A (b) 断面 B

図-2 検討断面

表-1 地盤構成と地盤定数（左:断面A, 右:断面B）

| 断面A | 層厚<br>m | $\gamma$<br>tf/m <sup>3</sup> | $G_0$<br>tf/m <sup>2</sup> | 断面B | 層厚<br>m | $\gamma$<br>tf/m <sup>3</sup> | $G_0$<br>tf/m <sup>2</sup> |
|-----|---------|-------------------------------|----------------------------|-----|---------|-------------------------------|----------------------------|
| B   | 3.0     | 1.8                           | 4133                       | B   | 1.8     | 1.8                           | 4133                       |
| Ag  | 7.8     | 1.9                           | 14130                      | Ag  | 8.8     | 1.9                           | 9384                       |
| As  | 5.0     | 1.8                           | 9716                       | As  | 2.4     | 1.8                           | 5308                       |
| As  | 5.0     | 1.8                           | 7347                       | Ac  | 6.5     | 1.6                           | 3673                       |
| Dc  | 2.0     | 1.7                           | 6939                       | Dc  | 3.3     | 1.7                           | 6939                       |
| Ds  | 5.0     | 2.0                           | 11760                      | Ds  | 5.0     | 2.0                           | 11755                      |
| Dsg | 23.0    | 2.1                           | 26250                      | Dsg | 23.0    | 2.1                           | 26250                      |
| Dc  | 22.0    | 1.7                           | 15612                      | Dc  | 22.8    | 1.7                           | 15612                      |
| 基盤  | -       | 2.1                           | 21943                      | 基盤  | -       | 2.1                           | 21943                      |

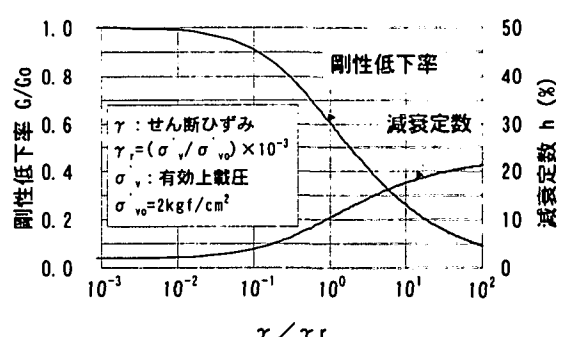


図-3 砂質土・砂礫土のひずみ依存曲線

設計されることが多い。しかしながら、現実のシールドトンネルでは地震に関係なく二次覆工に縦断方

向や輪切り状のクラックが少なからず確認されている。二次覆工に何らかの常時断面力が導入されていることが想像されるため、これをパラメータとして解析を行った。

初期断面力は、一次覆工のみの場合と一次覆工と二次覆工の一体構造の場合の2通りの覆工剛性を用いたFEMモデルの自重解析により、次の手順で算定した。まず、一次覆工のみの場合のモデルに全自重の $(1-k)$ 倍を与え、得られた平均軸力に応じた軸応力度 $\sigma_0$ を算出する(但し、 $0 \leq k \leq 1$ )。次に、この軸応力を初期導入応力度と考え、鋼材の降伏応力を

$$\sigma_y = \pm 3300 - \sigma_0 \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (1)$$

で評価した応力～ひずみ曲線に変更し、一次覆工と二次覆工の一体構造のモデルに対して、残った $k$ 倍の全自重を与えて得られた断面力を初期断面力とした。地震動による荷重作用時にも、変更後の鋼材の応力～ひずみ曲線を用いた。

自重解析時には地盤の弾性係数は一律にトンネル周辺地盤の $N$ 値より $7 \text{ N(kgf/cm}^2\text{)}$ で評価し、ポアソン比は砂質土を $0.33$ 、粘性土を $0.44$ に設定した。

### (3) 解析結果と考察

図-6は、一次覆工と二次覆工の一体構造の分担率 $k$ を $0.0$ 、 $0.4$ 、 $0.7$ と変化させた場合の縦断方向クラックの発生箇所の推移を示したものである。断面A、Bとも $k$ の増加に伴いひびわれが減少する。ひびわれが上下左右 $45^\circ$ の4箇所全てに発生する条件は、断面Aで $k$ が $0.6$ 以下、断面Bで $0.8$ 以下であることが判明した。

一方、図-7は左上 $45^\circ$ の位置におけるひびわれ深さを二次覆工厚に対する比率で示したものである。縦軸が $1.0$ のときはひびわれが覆工を貫通したことを意味する。断面Bは $k$ の大きさに拘わらず常にひびわれが貫通するが、断面Aでは $k$ が $0.3$ 以上となると貫通ひびわれは生じない。

これらの結果より、今回の条件では $k$ が $0.3$ から $0.6$ 程度の範囲と考えられる。

## 4. トンネル口径に関するケーススタディ

兵庫県南部地震に遭遇したシールドトンネルは、比較的口径の小さいものばかりであったため、より大口径のトンネルにどのような損傷状況が生じるか不明である。本報告では、3章のシールドトンネルとその2倍の口径のトンネルを対象としたケーススタディを行うことにより、大口径トンネルの耐震性について検討した。検討の対象とした地盤と構造

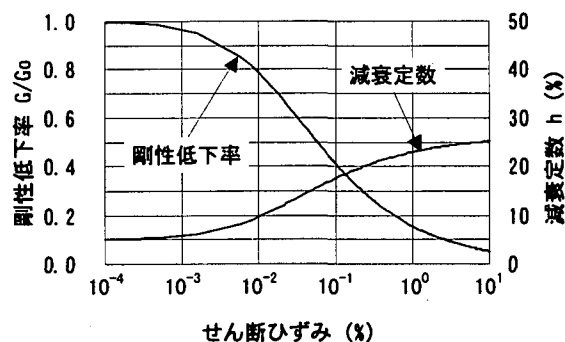


図-4 粘性土のひずみ依存曲線

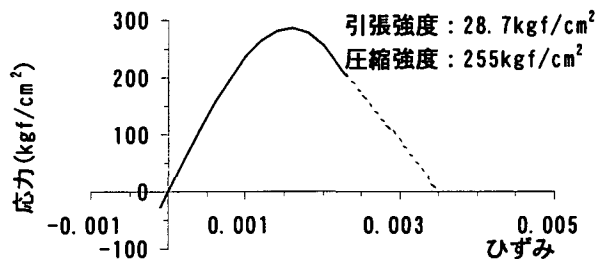


図-5 コンクリートの応力～ひずみ曲線

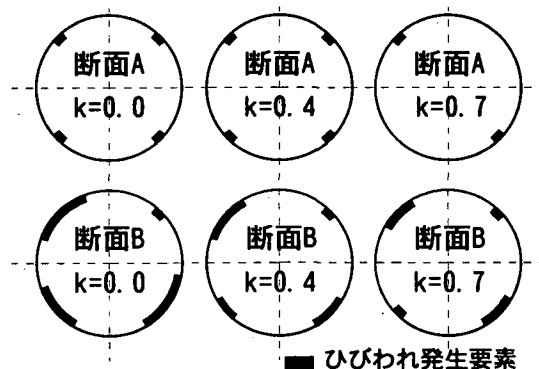


図-6 ひびわれ発生箇所の推移

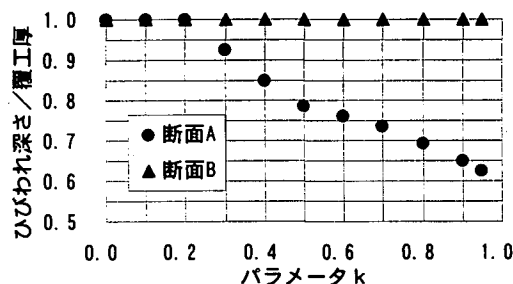


図-7 ひびわれ深さの推移

物の概要を図-8に示す。

地盤は、沖積層、洪積層および風化岩からなる理想化した地盤モデルであり、その地盤定数、非線形特性等は既報の論文<sup>5)</sup>から引用した。シールドトンネルの覆工諸元はシールド工事用標準セグメント<sup>6)</sup>を参考に設定した。表-2にトンネルの構造諸元を

示す。

図-9は、 $k=0.4$ として初期断面力を評価し、ポートアイランド G.L-83m の観測記録(NS 成分、 $\text{Max}=679\text{Gal}$ )を基盤入力地震動とした解析結果より、二次覆工コンクリートに生じる縦断方向クラックの発生箇所を示したものである。口径の違いによる有意な差異は認められない。

図-10は、上記の条件下でトンネルの天端深さと下端深さ間に生じた自然地盤の水平方向最大相対変位の大きさのみを変化させ、トンネル天端と下端間に生じるせん断ひずみ（水平相対変位/トンネル直径）とトンネル覆工の損傷状況の推移を示したものである。縦軸の荷重倍率 $\theta$ は自然地盤の水平方向最大相対変位の大きさに対する倍率を表す。

今回の条件では、同じ荷重倍率であれば、トンネルに生じるせん断ひずみは小口径よりも大口径の方が2割程度大きい。終局状態（コンクリートの圧壊が複数の箇所が生じたことにより、解析結果が発散した状態）に至る荷重倍率は、小口径が $\theta=8.6$ 、大口径が $\theta=4.5$ であり、大口径は小口径の約半分である。また、大口径ではコンクリートの圧壊が始まってまもなく終局に至るのに対し、小口径ではコンクリートの圧壊が始まってから終局に至るまでに0.5%以上のせん断ひずみの増加が必要である。このことから、小口径は大口径に比べるとよりねばりのある構造物といえる。

## 5. まとめ・今後の課題

本報告では、二次覆工コンクリートを有するシールドトンネルを対象として、FEMを用いた応答変位法により初期断面力とトンネル口径がトンネルの耐震性に及ぼす影響を検討した結果、初期断面力は $k=0.3\sim 0.6$ 程度の範囲で、小口径は大口径よりもねばりがあることが分かった。

今回の条件では、地震時に鋼製セグメントと二次覆工無筋コンクリートは一体構造として挙動すると仮定したため、コンクリートが圧壊した後、セグメントだけの構造系に移行してもその影響は考慮できていない。また、自然地盤の地震時相対変位についても十分検討できなかった。今後は、これらの課題の解決に努めたい。

## 参考文献

- 1) 大西・田中・嶋村・中山：阪神・淡路大震災における地下構造物の被害事例，地下シンポジウム論文・報告集，第1巻，pp. 71-76，1995
- 2) 地盤工学会阪神大震災調査委員会：阪神・淡路大震災

調査報告書（解説編），pp. 405-440，1996

- 3) 土木学会原子力委員会：「原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法」報告書，第6編，pp. 7-8，1985
- 4) 日本建築学会：地震動と地盤，pp. 116-130，1983
- 5) 土木学会関西支部：阪神・淡路大震災調査研究委員会中間報告会講演集，pp. 77-84，1996
- 6) 日本下水道協会：シールド工事用標準セグメント-下水道シールド工事用セグメント-，1992

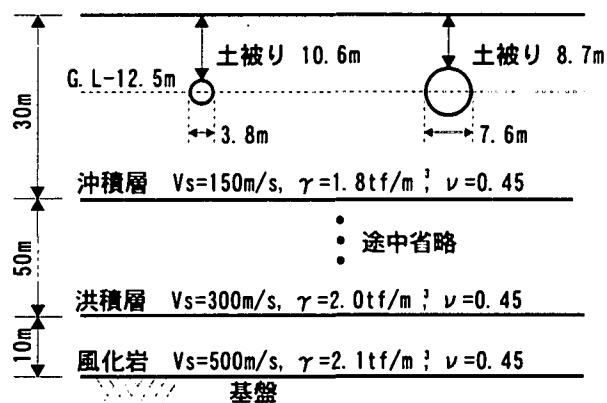


図-8 検討断面

表-2 解析に用いたトンネルの覆工諸元（単位：mm）

|     | 外径    | 仕上り<br>内径 | セグメント |     |     |
|-----|-------|-----------|-------|-----|-----|
|     |       |           | 幅     | 主桁高 | 主桁厚 |
| 大口径 | φ7600 | φ6400     | 900   | 300 | 16  |
| 小口径 | φ3800 | φ3000     | 900   | 125 | 12  |

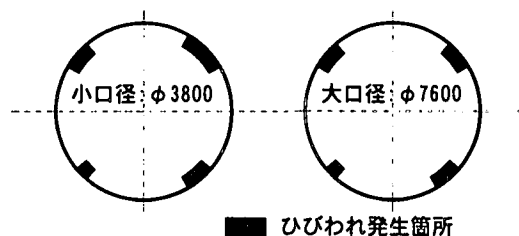


図-9 口径による損傷程度の比較

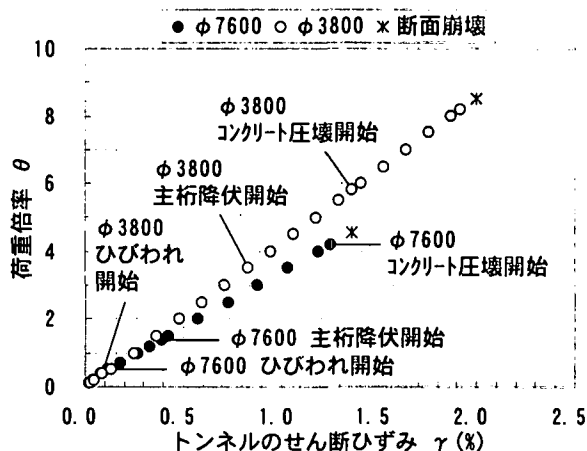


図-10 口径による損傷過程の比較