

レベル2地震動に対するシールドトンネル耐震設計手法の一提案

大 阪 市 交 通 局 正 会 員 隅 野 洋 治 東 川 忠
 財 団 法 人 大 阪 市 交 通 事 業 振 興 公 社 正 会 員 太 田 拓 寺 田 幸 紀
 中 央 復 建 コ ン サ ル タ ン ツ 株 式 有 限 公 司 正 会 員 畔 取 良 典 室 谷 耕 輔

1. はじめに

我が国では、1995年の兵庫県南部地震以降、直下型地震動に対する耐震設計手法の検討が進められてきた。しかしながら、シールドトンネルにおいては、兵庫県南部地震時にほとんど被害がなかったことから、合理的な耐震設計手法の確立に至っていないのが現状である。本論文は、RC平板型セグメントによるシールドトンネルを対象に、レベル2地震動に対する耐震設計手法を提案するものである。

2. 解析手法について

シールドトンネルのレベル2地震動に対する耐震設計では、部材・継手の非線形特性を考慮する、継手を積極的に評価した梁ばねモデルを導入する、地盤～構造物間相互作用力の合理的な評価を行うおよびリング間の添接効果を考慮する必要がある。解析手法としては、手法の汎用性、計算費用の経済性等、実務性や合理性を考慮し、静的解析である応答変位法を採用することとした。

3. 部材の非線形特性に対する軸力変動考慮の必要性

レベル2地震動に対する耐震設計では、設計をより合理的にするために非線形性を考慮する必要がある。RCセグメントでは、この非線形特性は発生軸力に依存する。動的解析を用いて、シールドトンネルに発生する地震時軸力を求めた。入力地震動および地盤モデルを図-1および図-2 TypeAに示す。入力地震動は上町断層系の想定直下型地震動であり、最大加速度は683.40galの基盤面波形である。解析コードSUPER-FLUSHを用い、地震時の地盤剛性低下については一次元地盤応答解析(SHAKE)により考慮した。対象としたトンネルは、外径5300mm、セグメント厚H=280mmのRC平板型セグメントで、その曲げ剛性はセグメント本体終局曲げ剛性の剛性一様リングとして計算した。動的解析の結果より、トンネル上下の相対変位が最大となる時刻の発生曲げモーメントと軸力の関係を図-3に示す。同図の横軸はトンネルの中心角度を表しており、トンネル頂部を $=0^\circ$ とし時計回りに発生断面力の分布状況を示したものである。

また、軸力分布図には常時状態の軸力もあわせて示した。同図からも分かるように、地震時の軸力分布は常時軸力と大きく異なる結果となっている事が分かる。この検討結果から、耐震設計時には軸力変動を考慮

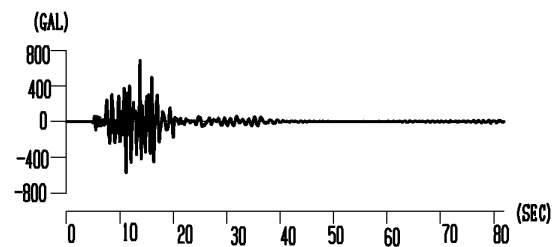
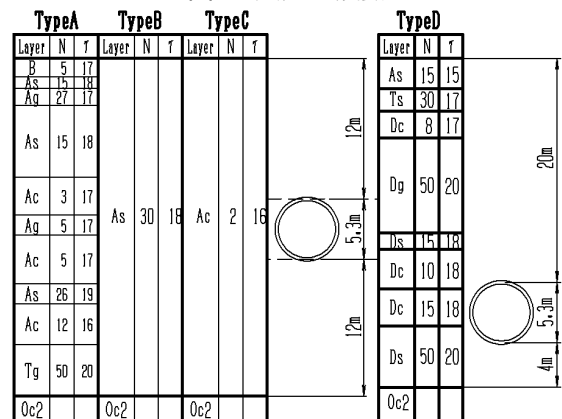


図-1 入力地震動



N:N値, : 単位体積重量 (kN/m³)

図-2 地盤モデル

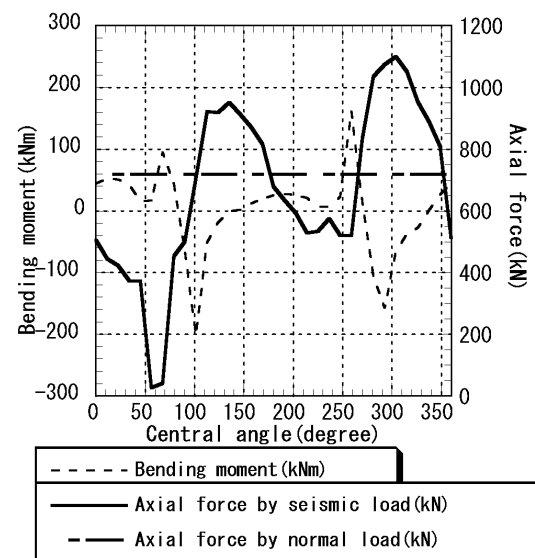


図-3 トンネルに生じる軸力分布

キーワード シールドトンネル, 耐震設計, 応答変位法, 非線形特性, 地盤ばねの評価

連絡先 〒533-0033 大阪市東淀川区東中島 4-11-10 中央復建コンサルタンツ株式会社 TEL06-6160-2212

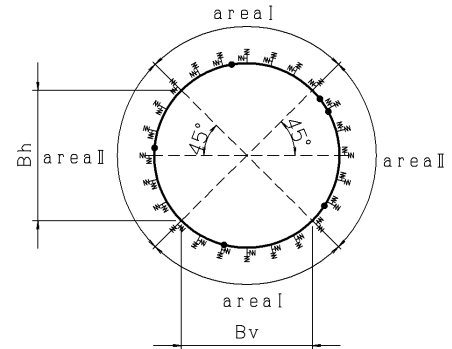
した非線形特性を考慮することが合理的であると考えた。

4. 地盤～構造物間の相互作用力評価法

応答変位法を用いて耐震設計を行う場合、トンネルに作用する地震時外力の評価法として、トンネル周辺地盤を地盤ばねで表現し、この地盤ばねの地盤側節点に地震時地盤変位を作用させることが多い。開削トンネルでの検討結果では、鉄道基準²⁾による地盤ばねが動的解析との整合性がよいことが報告されている¹⁾。ここでは、鉄道基準²⁾による地盤ばねを参考にした応答変位法、地盤ばねを用いない手法の一つであるFEM 応答変位法³⁾および動的解析（解析コード「SUPER-FLUSH」）の比較を行い、シールドトンネルに対する地盤～構造物間の相互作用力評価法を検証する。入力地震動は前述3.と同じである。検討に際しては、図-2および表-1に示す4種の地盤モデルを対象とした。地盤ばねおよびFEMの地盤剛性は3.と同様の手法で剛性低下を考慮し、応答変位法に用いる荷重は、空洞地盤変位を二次元FEM 動的解析

表-1 比較対象地盤の概要

| | |
|--------|-------------------|
| Type-A | 軟弱粘性土地盤，土被り 12m |
| Type-B | 砂質土一様地盤，土被り 12m |
| Type-C | 軟弱粘性土一様地盤，土被り 12m |
| Type-D | 硬質粘性土地盤，土被り 20m |



$$\begin{aligned}
 \text{area I} & : kv = 1.3 \cdot \dots \cdot E_0 \cdot Bv^{-1}; \text{kN/m}^3, \text{caly} \\
 \text{area II} & : kv = 2.3 \cdot \dots \cdot E_0 \cdot Bv^{-3/4}; \text{kN/m}^3, \text{sand} \\
 \text{area III} & : kh = 1.3 \cdot \dots \cdot s \cdot E_0 \cdot Bh^{-3/4}; \text{kN/m}^3
 \end{aligned}$$

ここに、 $s = 1$

E_0 :地盤の地震時変形係数

図-4 応答変位法に用いる地盤ばね算出式

表-2 動的解析と応答変位法の比較結果

| | | 動的解析 | 地盤ばねを用いた応答変位法 | FEM 応答変位法 |
|--------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Type A | 曲げモーメント(kN・m) | 531 (1.00) | 565 (1.06) | 495 (0.93) |
| | せん断力(kN) | 610 (1.00) | 542 (0.89) | 555 (0.91) |
| | 軸力(kN) | 647 (1.00) | 540 (0.83) | 601 (0.93) |
| | 相対変位(cm) | 4.29 (1.00) | 7.48 (1.74) | 3.96 (0.92) |
| Type B | 曲げモーメント(kN・m) | 97.3 (1.00) | 131.2 (1.35) | 103.0 (1.06) |
| | せん断力(kN) | 113.8 (1.00) | 109.1 (0.96) | 118.0 (1.04) |
| | 軸力(kN) | 634.0 (1.00) | 502.8 (0.79) | 653.0 (1.03) |
| | 相対変位(cm) | 0.77 (1.00) | 0.84 (1.09) | 0.77 (1.00) |
| Type C | 曲げモーメント(kN・m) | 355.8 (1.00) | 441.3 (1.24) | 369.6 (1.04) |
| | せん断力(kN) | 399.1 (1.00) | 350.0 (0.88) | 410.4 (1.03) |
| | 軸力(kN) | 1306.4 (1.00) | 567.0 (0.43) | 1316.4 (1.01) |
| | 相対変位(cm) | 2.78 (1.00) | 3.91 (1.41) | 2.77 (1.00) |
| Type D | 曲げモーメント(kN・m) | 268.8 (1.00) | 341.3 (1.27) | 279.6 (1.05) |
| | せん断力(kN) | 227.2 (1.00) | 254.9 (1.12) | 237.6 (1.05) |
| | 軸力(kN) | 594.8 (1.00) | 764.3 (1.28) | 643.2 (1.08) |
| | 相対変位(cm) | 1.55 (1.00) | 2.03 (1.31) | 1.54 (0.99) |

換算した集中荷重を載荷する。比較結果を表-2に示す。これより、地盤ばねを用いた応答変位法は、円形のシールドトンネルに対して地盤ばねの合理性は低く、特に軸力については小さく見積もる結果となる。

5. まとめ

シールドトンネルの耐震設計において、部材の非線形性を考慮する場合には、地震時発生軸力の評価は重要である。FEM 応答変位法は、動的解析との整合性がよく、部材の軸力変動を考慮できるので、シールドトンネルの耐震設計手法としては最も合理的であると考えられる。

参考文献

- 1) 室谷, 西山, 西村: 多層開削トンネルの耐震設計における応答変位法の適用性および地盤ばねの検討, 第9回トンネル工学研究発表会
- 2) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説
- 3) 太田, 西田, 北嶋: 応答変位法を用いた地下構造物の耐震検討について, 第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, P. 437 ~ 476, 1997