

# 大都市における高速開削トンネルの耐震設計

田嶋仁志<sup>1</sup>・渡邊健司<sup>2</sup>・岸田政彦<sup>2</sup>・山地 斉<sup>3</sup>・黒川敏広<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 首都高速道路公団 東京建設局 建設第一部 (〒160-0023東京都新宿区西新宿6-6-2)

<sup>2</sup>正会員 工修 首都高速道路公団 東京建設局 建設第一部 (〒160-0023東京都新宿区西新宿6-6-2)

<sup>3</sup>正会員 住友建設(株) 土木設計部 (〒160-8577東京都新宿区荒木町13-4)

開削トンネルの耐震設計例として、応答変位法によるトンネル横断方向の耐震性照査について報告する。検討モデルは高速道路開削トンネルの2層2中間壁断面とした。応答変位法には、部材と地盤の非線形性を考慮した骨組みモデルを用いた。地震時の影響(荷重)は、地盤の非線形性を等価線形化法で考慮した1次元地震応答解析により求めた。設計地震動として、兵庫県南部地震における基盤層での観測波形の速度応答スペクトル適合波を用い、モデルの基盤面にE+F規定した。

耐震性照査の結果、常時の設計(許容応力度法)で決定した配筋では要求される耐震性は満足されなかったため、部材耐力が不足する箇所の鉄筋量を増加することとした。

**Key Words :** Opencut tunnel, Seismic design, Deformation method, Seismic response analysis

## 1. はじめに

首都高速道路中央環状新宿線は、東京都目黒区青葉台から板橋区熊野町に至る延長約11kmのトンネル路線として計画されている。そのうち延長約10kmにもおよぶ本線トンネル部は、これまで世界でも例を見ない都市内長大トンネルとなる。

本稿は、本線開削トンネル横断方向の耐震設計手法についての報告である。耐震設計の基本方針は、供用期間中に発生する確率は小さいが大きな強度を持つ地震動(大規模地震動)に対して、限定した損傷にとどめ、機能維持を図ることを目標とした。

## 2. 検討フロー

図-1に示す検討フローにしたがい、トンネル構造部材と周辺地盤の非線形性を考慮した応答変位法による耐震性照査を行った。また、地震応答解析の手法は、等価線形化法で地盤の非線形性を考慮する1次元の重複反射理論を用いた。部材の耐震性照査は、応答変位法により求めた全部材の断面力が、曲げおよびせん断耐力を超えないことを基本とした。ただし、曲げ破壊型である部材については、既往のRC柱部材の交番載荷実験結果を準用し、層間変形角が

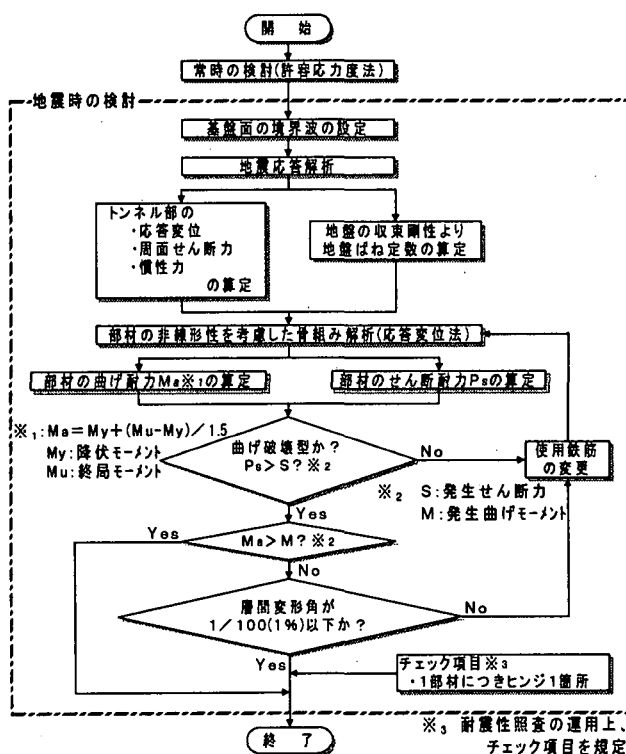


図-1 検討フロー

1/100以内にあれば曲げ耐力に達しても軸力を保持したまま十分な変形性能を有しているものと判断し、耐震性を満足するものとした。

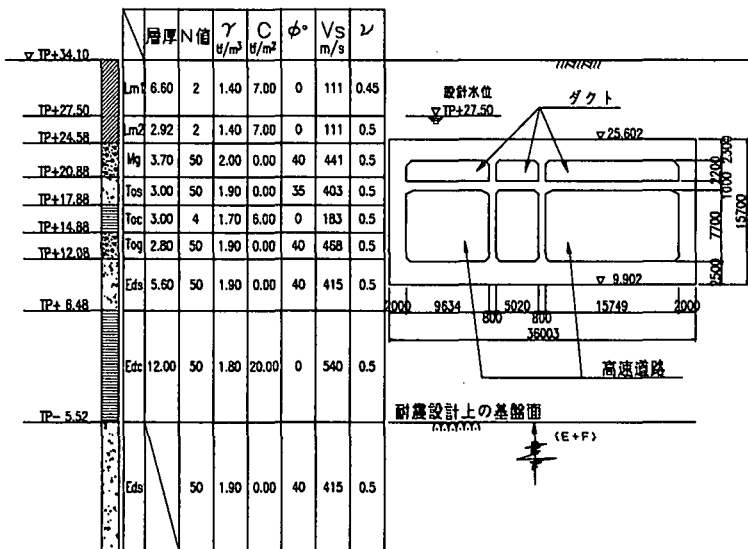


図-2 検討断面および土層モデル

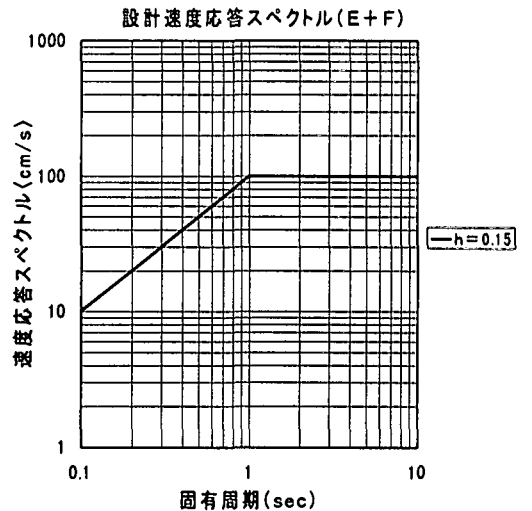


図-3 設計速度応答スペクトル

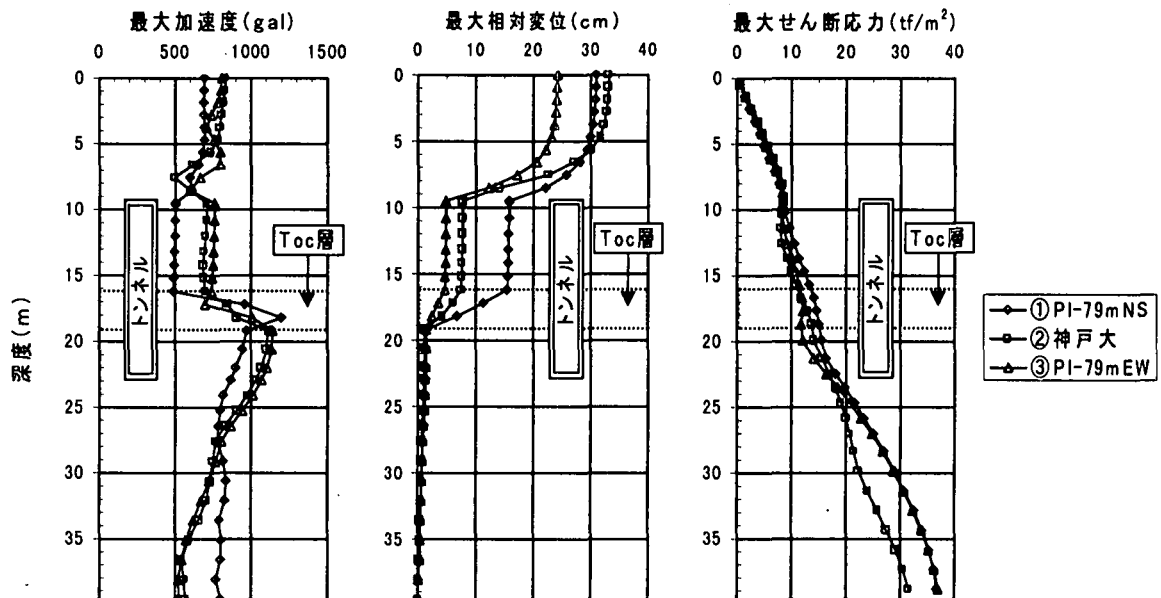


図-4 最大地盤応答値

### 3. 検討断面および地盤条件

検討断面は、本線トンネルの代表断面である2層2中間壁断面とし、土質定数は中央環状新宿線工区内で行った土質試験から得られた値を用いた(図-2参照)。

### 4. 地震応答解析

#### (1)設計地震動

兵庫県南部地震において、耐震設計上の基盤面に近い条件で観測された神戸ポートアイランド地下79m(NSおよびEW成分)と神戸大学(NS成分)の波形を選択し、図-3に示す設計速度応答スペクトル(減衰定数  $h=0.15$ )に適合させたものを設計地

震動とした。これらの波形を耐震設計上の基盤面にE+F規定した。

#### (2)耐震設計上の基盤面

せん断弾性波速度が400m/s程度であり、中央環状新宿線工区全般に広く分布していること等により、Tog層上面が耐震設計上の基盤面と考えられた。しかし、トンネル躯体下端がTog層およびEds層中に構築されるため、その下のEds層上面を耐震設計上の基盤面とした。

#### (3)解析結果

図-4に最大地盤応答値を示す。いずれの設計地震動を入力した場合も、トンネル深度のほぼ中心に存在するTocc層で相対変位が増大している。Tocc

層は軟弱粘土層であり、その上下に存在する硬質砂層によりせん断変形を引き起こされている。

表-1に地震応答解析により得られたT o c層のせん断ひずみをまとめる。等価線形化法による地震応答解析では「地盤のせん断ひずみが数%以上となる場合には、土の破壊状態に近いと考えられるため、解析の評価には注意が必要である」とする文献<sup>1)</sup>もある。地震動①を用いた解析では、T o c層の最大せん断ひずみが5%以上も発生するため、得られた地盤応答値は妥当性に欠けるものと考えられた。したがって、応答変位法で作用させる地震時荷重は、地震動②および③を用いた地盤応答の平均値より算出するものとした。

## 5. 非線形骨組み解析モデル

応答変位法では、構造物周面に地盤ばねを配した非線形骨組みモデルを用いた。骨組みはトンネル構造の軸線によってモデル化し、節点部には剛域を考慮した。

### (1) 部材の非線形性

参考文献<sup>2)</sup>に基づき、ひび割れ-降伏-終局をモデル化したトリリニア型の曲げモーメント (M) ~ 曲率 ( $\phi$ ) 関係によりRC部材の非線形性を考慮した。M~ $\phi$ 関係は常時荷重状態での部材軸力により算出し、地震時における軸力の変動は考慮しないものとした。

### (2) 地盤ばね

地震時地盤ばね定数は、従来から用いられている簡便な式により算出した。地盤の地震時せん断弾性係数については、地震動②および③を入力した地震応答解析による地盤の収束剛性の平均値を用いた。

せん断ばねおよび側壁の水平方向ばねには、地盤反力の上限值を設けた。また、側壁の水平方向ばねは、地盤と構造物の剥離を考慮するため引張側には作用させないものとした。

### (3) 荷重

骨組みモデルに作用させる荷重は、常時荷重 (躯体自重、土被り荷重、土圧・水圧、浮力) および、地震の影響として地震応答解析により得られた地盤変位、周面せん断力、躯体慣性力とした。地盤の応答加速度は軟弱層であるT o c層で大きく減衰しているため、躯体慣性力はT o c層の上下で変化させるものとした。また、検討断面が非対称断面であるため、地震の影響を作用させる方向は正負 (左右)

表-1 T o c層のせん断ひずみ

| 設計地震動             | 最大せん断ひずみ<br>$\gamma_{max}(\%)$ | 有効せん断ひずみ<br>$\gamma_{eff}(\%)$ |
|-------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| ①ホ'-トアイランド'-79mNS | 5.7                            | 3.7                            |
| ②神戸大学NS           | 3.4                            | 2.2                            |
| ③ホ'-トアイランド'-79mEW | 1.6                            | 1.0                            |

※  $\gamma_{eff}=0.65\gamma_{max}$

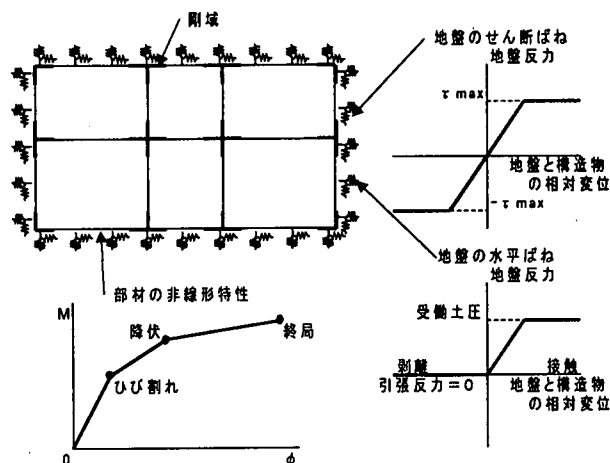


図-5 非線形骨組み解析モデル

表-2 地震時の影響 (荷重)

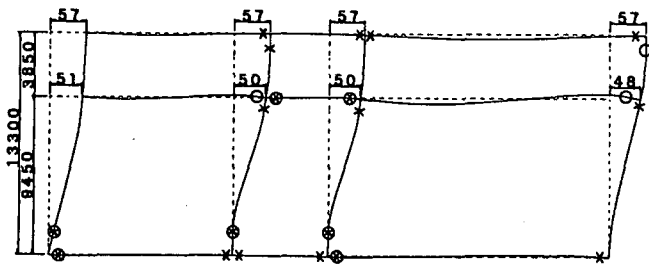
| 土 層   | 加速度<br>(gal) | 水 平<br>震 度 | 変 位<br>(相対変位)<br>(cm) | せん断<br>応 力<br>(tf/m) | 位 置 |
|-------|--------------|------------|-----------------------|----------------------|-----|
| M g   | 736          | 0.74       | 6.25 (5.05)           | 8.50                 | 上床版 |
| T o s | 724          |            | 6.25 (5.05)           | 8.70                 | —   |
| T o c | 720          |            | 6.10 (4.90)           | 11.15                | —   |
| T o g | 1131         | 1.00       | 1.35 (0.15)           | 12.80                | —   |
| T o g | 1087         |            | 1.25 (0.05)           | 14.85                | —   |
| E d s | 1053         |            | 1.20 (0.00)           | 18.25                | 下床版 |

2ケースとした。表-2に骨組みモデルに作用させた地震時の影響 (荷重) をまとめる。

## 6. 耐震性の照査

非線形骨組み解析により求めた部材の断面力と、耐力を比較することにより耐震性の照査を行った。照査位置は、各節点部に設けた剛域端部とした。なお、部材のせん断耐力は参考文献<sup>2)</sup>を準用して求めることとした。

常時の設計 (許容応力度法) で決定した配筋 (以下、常時配筋) では、曲げ、せん断ともに耐震性を満足しなかった。したがって、曲げ耐力が不足する



凡例 ○：曲げOUT，×：せん断OUT

図-6 常時配筋による結果（変形図）

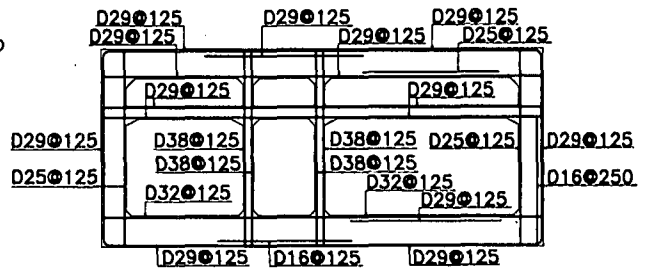
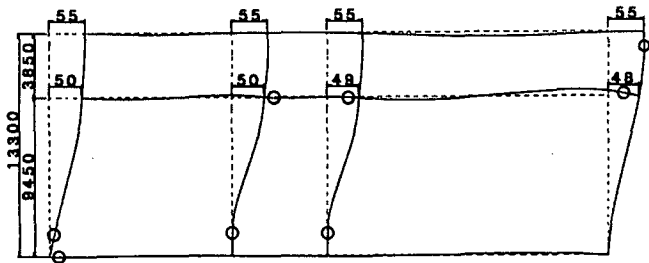
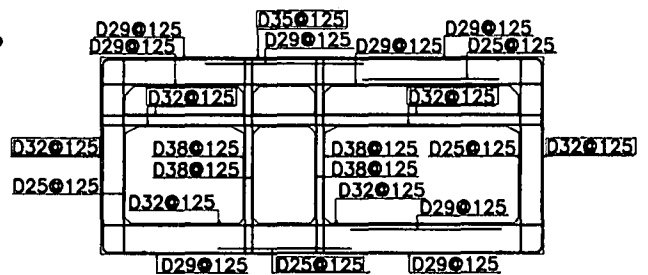


図-7 常時配筋（主鉄筋）



凡例 ○：曲げOUT，×：せん断OUT

図-8 耐震配筋による結果（変形図）



□内は常時配筋からの変更

図-9 耐震配筋（主鉄筋）

部材は主鉄筋量を、せん断耐力が不足する部材はスターラップ量を増加させ、新たな配筋（以下、耐震配筋）を決定した。ここでは、部材の曲げおよびせん断耐力が常時配筋を用いた解析（応答変位法）により求めた断面力を上回るように耐震配筋の鉄筋量を決定した。

地震時荷重を正方向（左→右）に载荷させた場合の解析結果（変形図）を図-6, 8に示す。図中の○印は曲げ耐力が、×印はせん断耐力が不足する箇所である。また、図-7, 9に常時配筋および耐震配筋の主鉄筋の配筋要領を示す。

耐震配筋では、せん断に対する耐震性は満足したが、曲げ耐力が不足する箇所が存在するため層間変形角による照査を行うこととした。表-3に地震時荷重を正方向に作用させた場合の鉛直部材（側壁、中壁）の最大層間変形角を示す。鉛直部材の層間変形角は1/100以下となり、かつ、曲げ耐力が不足する（ヒンジ）箇所は1部材につき1箇所以下となるため、構造系全体の崩壊には至らないものと判断した。また、地震時荷重を負方向に作用させた場合も、層間変形角は同様の傾向を示した。

## 7. おわりに

本報告では、都市内の開削トンネルの耐震設計手法として「地震応答解析」、「非線形骨組みモデルを用いた応答変位法」を用いた設計例を示した。本手法については具体的に確立されているとは言えず、

表-3 鉛直部材の層間変形角（地震時荷重正方向）

|               |     | ゲクト階（上層） | 高速階（下層） |
|---------------|-----|----------|---------|
| 常時配筋<br>による結果 | 左側壁 | 1/642    | 1/185   |
|               | 左中壁 | 1/550    | 1/189   |
|               | 右中壁 | 1/550    | 1/189   |
|               | 左側壁 | 1/428    | 1/197   |
| 耐震配筋<br>による結果 | 左側壁 | 1/770    | 1/189   |
|               | 左中壁 | 1/770    | 1/189   |
|               | 右中壁 | 1/642    | 1/193   |
|               | 左側壁 | 1/550    | 1/197   |
| 地 盤           |     | 1/33473  | 1/188   |

条件の設定や各部材の許容値等については、今後検討が必要であると考えられる。

## 参考文献

- 1) 沿岸開発技術研究センター：埋立地の液状化対策ハンドブック（改訂版）、平成9年8月
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、平成8年12月
- 3) 田嶋仁志・渡邊健司・山地斉・黒川敏広・中嶋芳紀：都市内高速開削トンネルの耐震設計、第54回土木学会年次学術講演会投稿中、平成11年