

矩形断面トンネルの 横断方向地震時増分断面力

松井 正¹・嶋村貞夫¹・河西 寛¹・井上雅人¹

¹正会員 株式会社鴻池組 土木本部土木設計部 (〒541 大阪市中央区北久宝寺町3-6-1)

トンネル等の地下構造物は、周辺地盤の地震時変形に追随して変形する。このため、トンネルに生じる地震時増分断面力は、トンネル周辺地盤の最大相対変位、最大せん断ひずみの大きさと密接な関係がある。ところが、せん断ひずみが大きくなるほど地盤剛性は低下するため、地盤の変形はトンネルに伝わりにくくなり、最大ひずみと異なるひずみレベルで構造物の耐震性が決まる可能性がある。本報告では、2次元FEMを用いた応答変位法により、軟弱層が厚く堆積する地盤中に存在する矩形断面トンネルに生じる地震時増分断面力について、地盤のせん断ひずみ、トンネルと地盤の剛性比等の面から検討を加えた。

Key Words: earthquake, tunnel, 2D-FEM analysis, section force, deformation, shear strain, seismic displacement method

1. はじめに

トンネル等の地下構造物は、周辺地盤の地震時変位・変形に追随して変形する。このため、トンネルに生じる地震時増分断面力は、トンネル周辺地盤の最大相対変位、最大せん断ひずみの大きさと密接な関係がある¹⁾。ところが、せん断ひずみが大きくなるほど地盤の剛性は低下するため、地盤の変形(ひずみ)はトンネルに伝わりにくくなる。したがって、大きなひずみが発生する大規模地震時等では、最大ひずみと異なるひずみレベルで構造物の耐震性が決まる可能性もある。

本報告では、2次元FEMを用いた応答変位法解析を用いて、軟弱層が厚く堆積する地盤中に存在する矩形断面トンネルに生じる地震時増分断面力について、入力加速度およびトンネルと地盤の剛性比をパラメータとして検討するとともに、地震時増分断面力の発生メカニズムについて若干の考察を加えた。

2. 解析モデルおよび条件

解析の対象とした地盤は、図-1に示す沖積層(層厚30.0m)、洪積層(層厚50.0m)および風化岩(層厚10.0m)からなる3層構造の理想化した地盤モデルである。道路橋示方書V耐震設計編に基づいて耐震設計上の地盤種別を判定するとⅢ種地盤に該当する。地下構造物は1

辺5.0m、壁厚70cmのRC矩形断面トンネルで、その土被りは7.5mとした。

2次元FEMを用いた応答変位法による解析は、以下に示す手順で実施した。

- ① 自然地盤の等価線形地震応答解析を入力加速度の大きさを変えて実施(0.2~1.0倍)し、トンネルの上床版深さと下床版深さの2点間に生じる水平方向相対変位が最大となる時刻の変位分布を求める。得られた変位分布を図-2に示す。
- ② 構造物を除いた空洞地盤の2次元FEMモデルに、①で求めた変位分布を生じさせる等価節点荷重を算出する。
- ③ 同様に、空洞内部の地盤に①で求めた変位分布を生じさせる等価節点荷重より空洞表面に作用する等価節点荷重を算出する。この荷重は空洞の影響を表す周面せん断力に相当する。
- ④ 地盤と構造物の両者を考慮した2次元FEMモデルに、②の等価節点荷重、③の空洞の影響を表す周面せん断力、および構造物中心深さにおける自然地盤の応答加速度で評価した躯体の慣性力を作用させ、トンネルに生じる地震時増分断面力を求める。

自然地盤の等価線形地震応答解析では、兵庫県南部地震において関西地震観測研究協議会の神戸大学観測点で得られた速度波形(NS成分)を微分して求めた加速度波形(図-3)を入力地震動とし、表-1に示す初期せん断

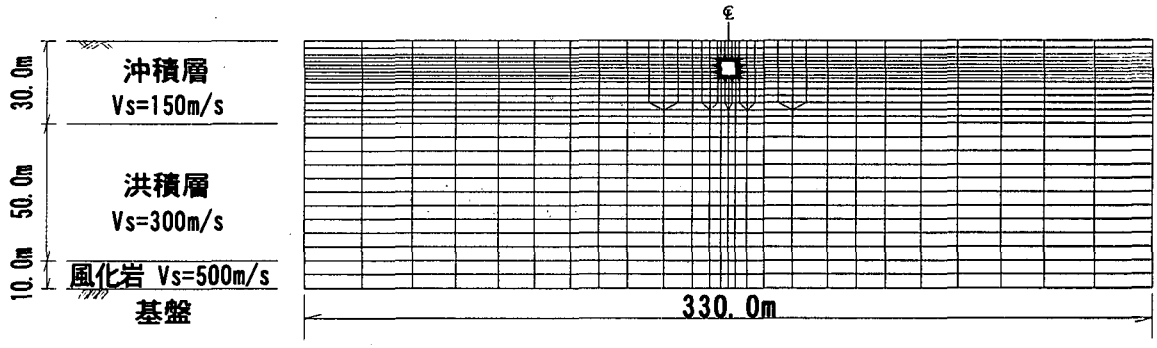


図-1 要素分割

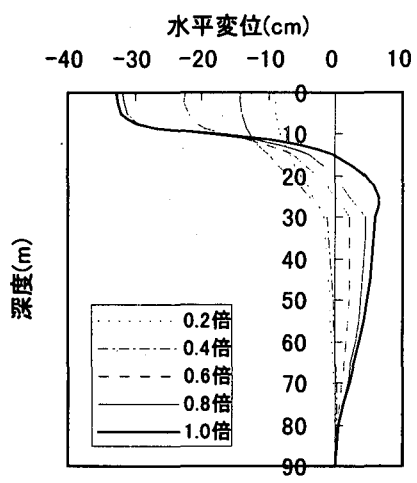


図-2 自然地盤の応答変位分布

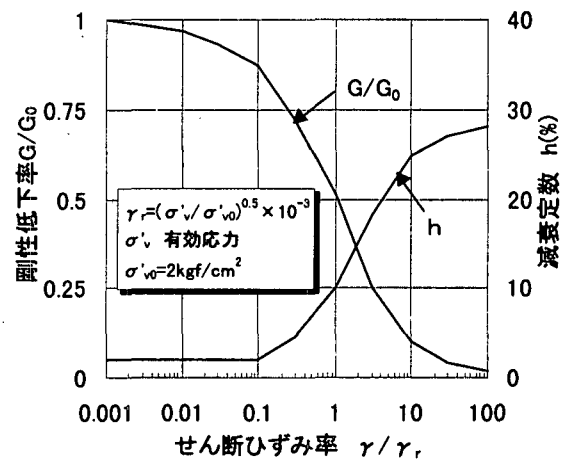


図-4 ひずみ依存曲線²⁾

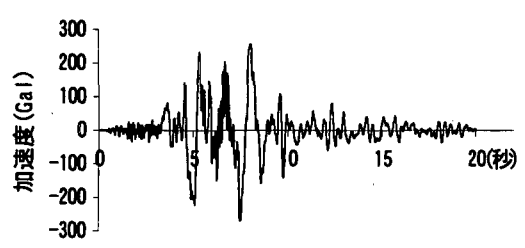


図-3 入力地震動

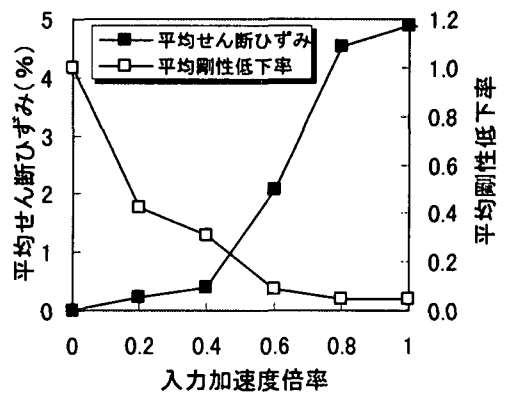


図-5 平均せん断ひずみおよび平均剛性低下率

表-1 地盤の入力定数

| | 沖積層 | 洪積層 | 風化岩 |
|--------------------------------------|--------|-------|-----------|
| 単位体積重量 γ (tf/m ³) | 1.8 | 2.0 | 2.1 |
| せん断弾性波速度 V_s (m/s) | 150 | 300 | 500 |
| 初期せん断弾性係数 G_0 (tf/m ²) | 4130 | 18400 | 53570 |
| ポアソン比 ν | 0.45 | 0.45 | 0.45 |
| 地震時せん断弾性係数 G (tf/m ²) | 図-4に示す | | 53570(線形) |
| 減衰定数 h (%) | 図-4に示す | | 2.0(線形) |

表-2 トンネルの入力定数

| 単位体積重量 γ (tf/m ³) | 弾性係数 E (tf/m ²) | 断面積 A (m ² /m) | 断面二次モーメント I (m ⁴ /m) |
|--------------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|-----------------------------------|
| 2.5 | 2.70×10^6 | 0.7 | 0.2858 |

弾性係数 G_0 と図-4 に示すひずみ依存曲線²⁾ を用いた。応答変位法解析に用いる 2次元 FEM モデルは、図-1 に示すようにトンネルを中心とした幅 330m を解析領域とした全体モデルで、その底面を完全固定、側面の鉛直方向変位を固定した。地盤は線形平面ひずみ要素、トンネルは線形平面骨組要素でモデル化した。地盤のせん断弾性係数は等価線形地震応答解析における収束値を用い、トンネルの断面定数は表-2 に示すコンクリート全断面有効の値を基本とした。

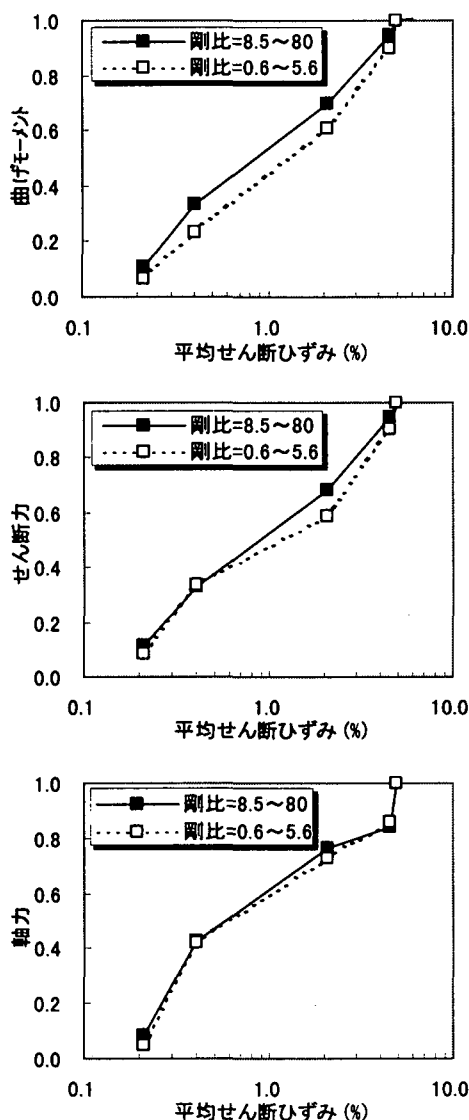


図-6 平均せん断ひずみと地震時増分断面力

3. 地盤のせん断ひずみと断面力

図-5は、入力加速度の大きさを変えて実施した自然地盤の等価線形地震応答解析結果より、トンネルの上床版深さと下床版深さ間の平均せん断ひずみ（2点間の最大相対変位をトンネル高さで除したもの）および平均剛性低下率（2点間の地盤におけるせん断弾性係数の低下率の平均値）を示したものである。また、図-6は自然地盤の平均せん断ひずみとトンネル側壁部に生じる最大断面力（入力加速度倍率が1.0のケースの最大断面力に対する比率で無次元化）の関係を示したものである。実線はコンクリート全断面有効の断面定数の場合で、トンネルのみかけのせん断剛性が周辺地盤のそれよりも終始大きいケース（剛比が8.5~80）である。破線はトンネルの弾性係数を表-2の約1/15に低下させることにより、平均せん断ひずみ1.0%以下では地盤の剛性がトンネルよりも大きくなるケース（剛比0.6~5.6）である。本報

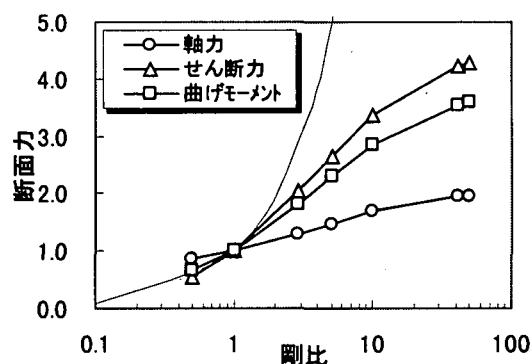


図-7 剛比と地震時増分断面力

告書では、トンネルのみかけの剛性は側壁を両端固定梁と仮定し、地盤については平均剛性を用いてそれぞれ次式により評価した。なお、以降、地盤のみかけの剛性に対するトンネルの比率を剛比と呼ぶ。

$$\text{トンネルのみかけの剛性} = 2 \times (12EI/H^3)$$

$$\text{周辺地盤のみかけの剛性} = GB/H$$

ここに、E:トンネル部材の弾性係数、H:トンネル高さ
G:地盤の平均剛性、B:トンネル幅、
I:トンネル側壁の断面2次モーメント

この図から、剛比が異なっても平均せん断ひずみが増加するほど最大断面力も増大する傾向を示し、あるせん断ひずみレベルにおいてピークを持つ傾向は認められないことがわかる。

今回の条件では、地震時増分断面力は0.2~5%の平均せん断ひずみの範囲で単調に増大し、とりわけ、曲げモーメントとせん断力に関しては、図-6に示すように片対数グラフ上でほぼ同一の直線的な関係を示す。この直線から地震時増分断面力と地盤の平均せん断ひずみの関係を読みとると、地震時増分断面力は平均せん断ひずみの概ね2/3乗の対数に比例することがわかる。

4. 剛比と断面力

地震時増分断面力に及ぼす剛比の影響を検討するため、地盤のひずみレベルを一定（平均せん断ひずみ2%）にして、トンネル部材の弾性係数を変化させた解析を行った。図-7は、剛比とトンネル側壁に生じる最大断面力（剛比が1.0の場合の最大断面力に対する比率で無次元化）の関係を示したものである。地震時増分断面力は剛比の増加とともに増大するが、その増加率は図中に細実線で示す剛比の変化率よりも剛比が1より大きい場合は小さく、剛比が1より小さい場合は大きくなる傾向が認められる。

本報告では、トンネルの変形が図-8に示すせん断変形、ロッキング変形および剛体水平変形の3成分に分類できると考え、これらの変形と剛比の関係进行分析するこ

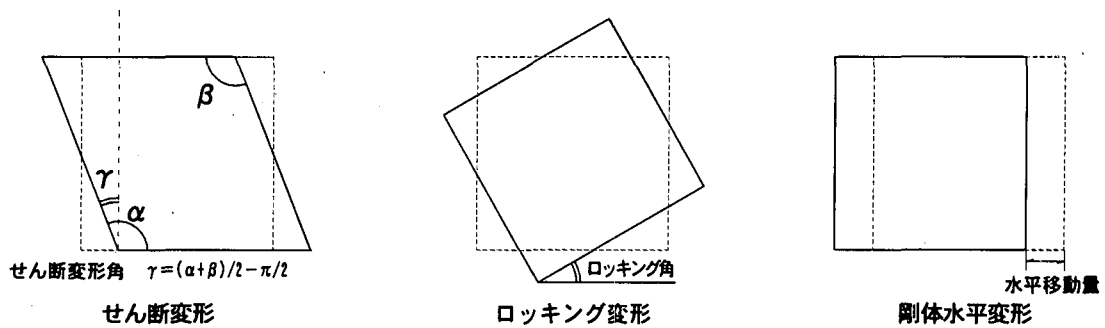


図-8 トンネルの地震時変形

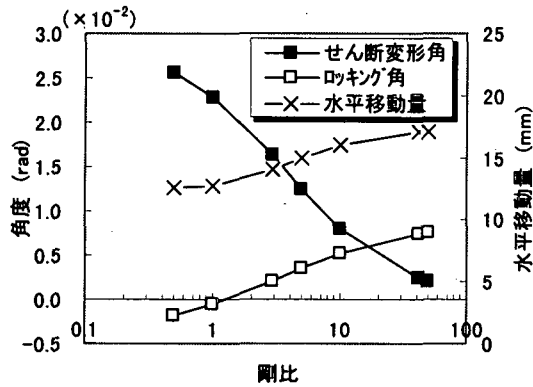


図-9 剛比とトンネルの変形

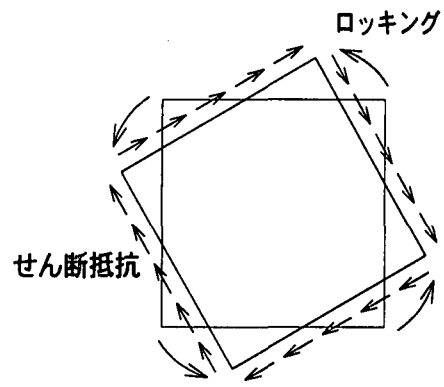


図-10 せん断抵抗による軸力の発生

とにより、地震時増分断面力と剛比の関係について考察した。

図-9は、図-7の解析結果よりトンネルのせん断変形角、ロッキング角および水平移動量を算定し、これらと剛比の関係を示したものである。せん断変形角は剛比が大きくなるほど減少するが、ロッキング角と水平移動量は増大する傾向を示す。これは、剛比が大きくなるほど地盤の変形がトンネルに伝わり難くなり、トンネルの曲げ変形などの弾力的な変形が減少し、ロッキングなどの剛体的な変形が増大するためと考えられる。

トンネルに生じる曲げモーメントとせん断力は弾力的な変形と密接な関係があるため、これらと剛比の関係は剛比の変化率とせん断変形角の変化率の積にほぼ一致する。これに対し、トンネルに生じる軸力は、図-10に示すロッキング変形や剛体水平変形にともなう周辺地盤のせん断抵抗の影響を大きく受けていることは明白であるが、必ずしもこれだけの影響ではないようである。

5. まとめ

以上のように、トンネルの上床版深さと下床版深さの2点間に生じる自然地盤の平均せん断ひずみは、トンネルの耐震性の検討において重要な指標となる。今回の条件では、地震時増分断面力は平均ひずみが増加するほど単調に増大し、平均ひずみの概ね 2/3 乗の対数に比例する関係が認められた。また、平均せん断ひずみが一定の場合、地震時増分断面力は剛比の増加とともに増大す

るが、その増加率は剛比が1より大きい場合は剛比の変化率よりも小さく、剛比が1より小さい場合は大きくなる傾向が認められた。

地震時増分断面力と剛比の関係をトンネルのせん断変形角、ロッキング角および水平移動量に着目して分析した結果、曲げモーメントとせん断力は剛比とせん断変形角の関係が分かれば理解できる。これに対し、軸力はロッキング変形や剛体水平変形にともなう周辺地盤のせん断抵抗の影響を大きく受けているが、必ずしもこの影響だけではないようである。

自然地盤の平均せん断ひずみは入力地震動の大きさ、トンネルの設置深度等によって大きく異なることから、トンネルの耐震性を検討する場合には自然地盤の地震時変位分布を適切に評価することが重要である。また、地震時にトンネル覆工が損傷を受け、その剛性が大きく低下した場合などでは、地盤の変形が伝わりやすくなり、トンネルにより大きな変形やひずみが生じる可能性が高いため、耐震性の検討時には十分注意する必要がある。

参考文献

- 1) 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, pp77-84, 1996.
- 2) 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.
- 3) 井上雅人ら：地盤のせん断ひずみとトンネル横断方向地震時増分断面力, 土木学会第52回年次学術講演概要集, 1997