

## 地盤の非線形性を考慮した 開削トンネルの破壊形態の確認方法

井澤 淳\* 西山 誠治\*\*  
川西 智浩\*\*\* 室野 剛隆\*

### Evaluation of Failure Mode of Cut and Cover Tunnels in Consideration of Non-linearity of Ground

Jun IZAWA Seiji NISHIYAMA  
Tomohiro KAWANISHI Yoshitaka MURONO

Evaluation of failure mode of cut and cover tunnels in the current seismic design is conducted by a Push-Over analysis using a seismic deformation method. However in case linear elastic stiffness of ground is assumed in the analysis, force acting on the structure will be calculated as being very large, which leads to unreasonable design. This paper describes how to consider non-linearity of ground in evaluation of failure mode using a seismic deformation analysis. In the evaluation, non-linearity of ground is obtained by conducting several cases of seismic response analyses of ground and seismic deformation analyses for different magnitude of earthquakes. A trial analysis shows that the proposed method can adequately evaluate non-linearity of ground in the evaluation of failure mode of cut and cover tunnels.

キーワード：開削トンネル，耐震設計，破壊形態の確認，地盤の非線形性

#### 1. はじめに

構造物の耐震設計に用いる設計地震動の設定の際に想定する震源断層の破壊プロセスには不確定要因が多く、予測にバラツキが伴うため、想定以上の地震動が発生する可能性も否めない。したがって、そのような想定を超える地震動が発生した場合でも、構造物の脆性的な崩壊を防止することが、設計上の配慮として重要となる。開削トンネルの場合、部材がせん断破壊すると構造物全体系が脆性的に破壊し、大きな被害が生じる可能性がある。例えば1995年兵庫県南部地震では、神戸高速鉄道大開駅において、中柱がせん断破壊に至った。それに伴う上床版の崩落により、上を走る国道28号線も長さ90メートル、幅23メートル、深さ2.5メートルにわたって陥没した<sup>1)</sup>。このような背景から、鉄道構造物等設計標準・同解説<sup>2)</sup>では、開削トンネルの地震時の破壊形態を推定し、部材がせん断破壊しないことを確認することとなっている。

このような構造物の脆性的な破壊を防ぐことを目的として行う構造物の破壊形態の確認は、構造物が終局状態に至るまで地震作用を漸増载荷させるプッシュ・オー

バー解析によるのがよいとされている。しかし、開削トンネルのような地中構造物は周辺を地盤で囲まれており、橋脚のように明確な耐力低下を示さない場合が多く、設計上の終局状態を定義するのが難しい。そのような理由から、高架橋のように構造全体系の耐力が低下するまでプッシュ・オーバー解析を行うことが適切ではない場合が多い。そのため、設計地震動に対して求まる地震作用を、ある倍率まで増加させた時点を終局状態と仮定してプッシュ・オーバー解析を行い、その過程で部材がせん断破壊に至らないことを確認するのが適切であると考えられる。また、地震時の挙動についても、開削トンネルは周辺地盤に追従した動きをする特性があり、安定性は周辺地盤の変位に大きく影響を受ける。そのため、プッシュ・オーバー解析においては周辺地盤変位、周辺地盤から受けるせん断力、構造物に作用する慣性力を構造物に作用させる応答変位法によるのが一般的である。この場合、地盤変位とせん断力は地盤ばねを介して与えることになるが、等価線形ばねとして用いるため、大きな荷重が構造物に作用して過剰なせん断力が発生するなど、予測精度に問題が生じる場合がある。

本稿では、従来の応答変位法による手法をベースとし、地盤の非線形性を考慮できる開削トンネルの破壊形態の確認方法を提案する。また、試計算を行い、その適用性についても検討する。

\* 構造物技術研究部 耐震構造研究室  
\*\* 日建設計シビル (技術開発部)  
\*\*\* 京都大学大学院 (工学研究科 社会基盤工学専攻)

特集：構造物の耐震設計技術

2. 地盤の非線形性を考慮した応答変位法による地震時の開削トンネルの破壊形態の推定方法

2.1 従来法

図1に、破壊形態の確認方法における従来法と提案法の概念図を示す。特殊な条件下でない、または複雑な断面形状でない開削トンネルは静的解析により応答を算定し、一般的には応答変位法を用いる。図1b)に示すように、まず設計地震動を用いて地盤応答解析を行い、地震作用としての地盤変位、周面せん断力、慣性力の算定を行う。一方で、地盤のせん断応力～せん断ひずみ関係からせん断ひずみ最大時における等価せん断弾性係数  $G_{eq}$  を求め、等価線形の地盤ばねを求める。その後、骨組み等でモデル化した構造物に地盤ばねを設置し、得られた地震作用（地盤変位、せん断力、慣性力）を载荷し、設計地震動に対する開削トンネルの応答値の算定および安全性の照査を行う。一方で、仮定した終局時点まで地震作用を漸増载荷させるプッシュ・オーバー解析を行い、破壊形態を確認する。この方法は安全性の照査を行ったモデルの地震作用を比例倍するだけで簡便な方法といえる。しかしながら、上述の通り、地盤ばねを線形ばねとするため地盤変位の増加に伴う地盤剛性の低下を考慮できず、地盤のせん断耐力を超えるような過大な周面せん

断力が発生するなど、不合理な設計になる場合がある。この問題は非線形の地盤ばねを用いることで解決できると考えられるが、奥行き方向の影響や地盤の降伏後の構造物に作用する荷重の再配分の仕方など未解明な部分が多く、現段階で精度のよい非線形ばねを設定することが難しい。

2.2 提案法

従来法のように等価線形ばねを採用する解析手法を踏襲しつつ、地盤の剛性低下を適切に考慮できる破壊形態の確認方法を提案する。図1a)に示すように、提案法では設計地震動から算定した地震作用を漸増载荷させず、設計地震動自体を増加させて地盤応答解析を実施し、地震作用と地盤ばねを再算定した上で、応答変位法により応答値の算定を行う。地震動倍率  $\alpha$  を変えて得られる応答値を連ねることにより、荷重～変位曲線が得られる。図2に従来法と提案法から得られる構造物の水平荷重～層間変位曲線の特徴を模式的に示す。青色で示した曲線は、従来法により地震動倍率  $\alpha=1.0$  倍での地震作用と地盤ばねを用い、地震作用倍率  $\beta=1.2$  倍まで地盤変位、せん断力、慣性力を漸増载荷させた結果である。これは地盤の非線形性を考慮しておらず、構造物の非線形性のみを考慮して得られた荷重～変位曲線である。一方で、白丸は提案法から得られた各地震動倍率  $\alpha$  の地震動に対す

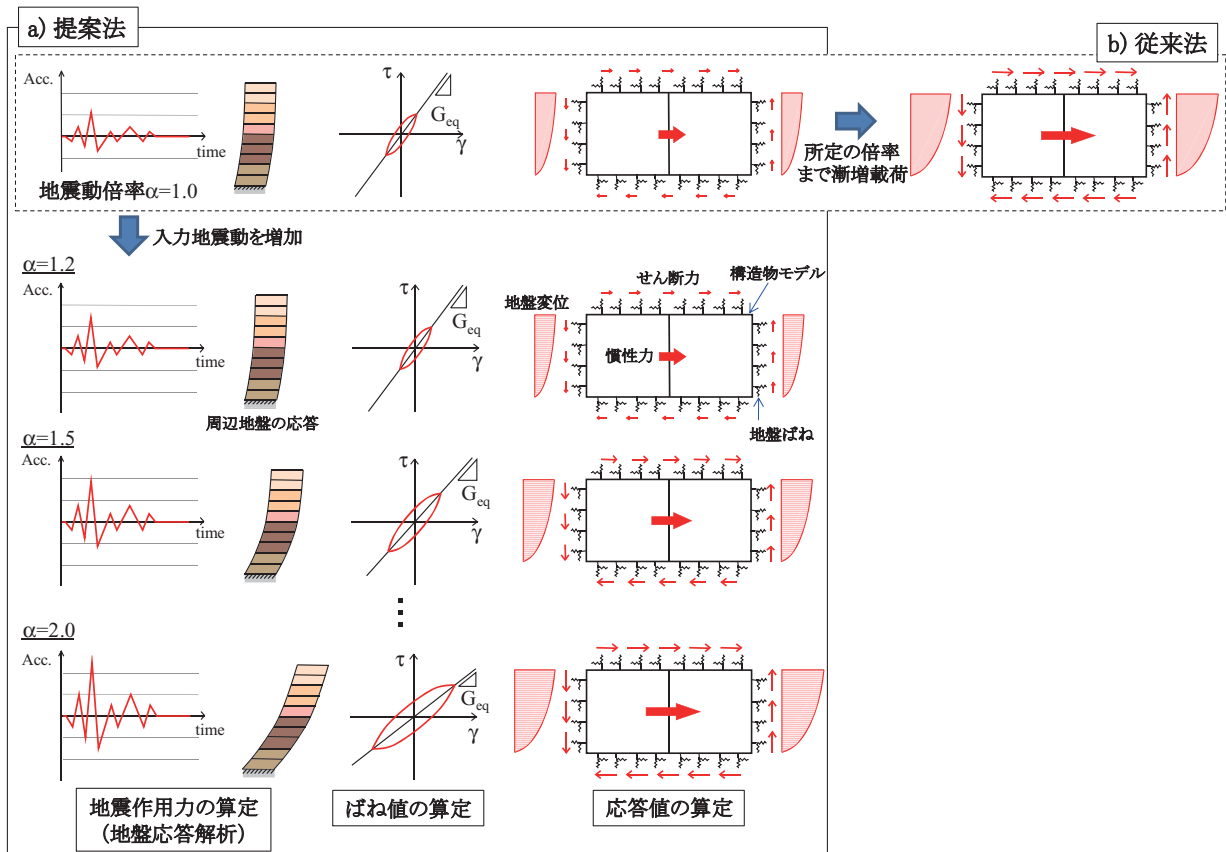


図1 応答変位法を用いた開削トンネルの破壊形態の確認方法

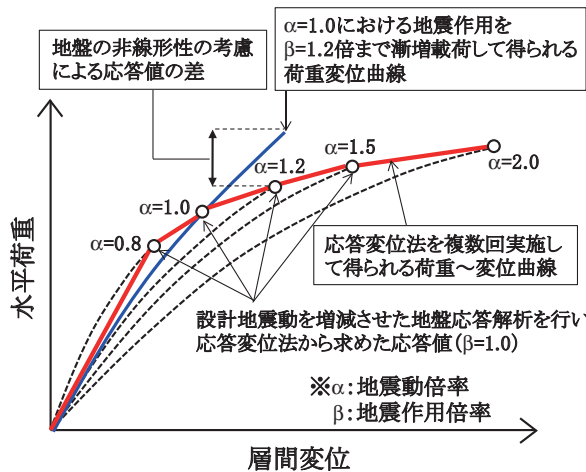


図2 従来法と提案法から得られる応答値の差

る応答値であり、それらを連ねた赤線は荷重～変位曲線と考えられる。これは、割り増した地震動に応じた地震作用と地盤ばねを用いて得られた曲線であり、構造物と地盤の非線形性を考慮したものである。したがって、本来の挙動に近い荷重～変位曲線を示していると考えられ、従来法と比較してより精度よく実際の挙動を評価することが出来る。しかしながら、地盤応答解析と応答変位法を複数回実施する必要がある、実務上は煩雑である。

### 3. 試算および手法の比較

提案法を用いて地盤の非線形性を適切に評価できるか、特に構造物の荷重～変位関係と部材に発生するせん断力の推定に着目して確認する。また、従来法との違いを把握し、開削トンネルの地震時破壊形態の推定法としての提案法の適用性を検討する。

#### 3.1 構造物および地盤のモデル化

試算に用いた対象構造物は、地下駅舎を想定した3層2径間の開削トンネルである。対象構造物および周辺地盤を図3に示す。対象構造物は、レベル2地震動に対して安全性を満たすように配筋された構造物を基本とし、若干せん断補強筋等を調整した構造物とした。構造物は梁部材でモデル化し、非線形性はM-φ関係で与えた。地震応答解析は地盤モデルにGHE-Sモデル<sup>3)</sup>を用いた非線形動的解析とした。用いた地盤パラメータを表1に示す。入力地震動は図4に示す直下型地震を想定した地震動を用いた。地盤応答解析から得られた地盤のせん断応力～せん断ひずみ関係から地盤ばねを算定し、構造物に設置した。

#### 3.2 地盤ばねおよび地震作用の算出

地震動の大きさを変化させて1次元地盤応答解析を実施し、応答変位法に用いる地震作用と地盤ばね等を算出

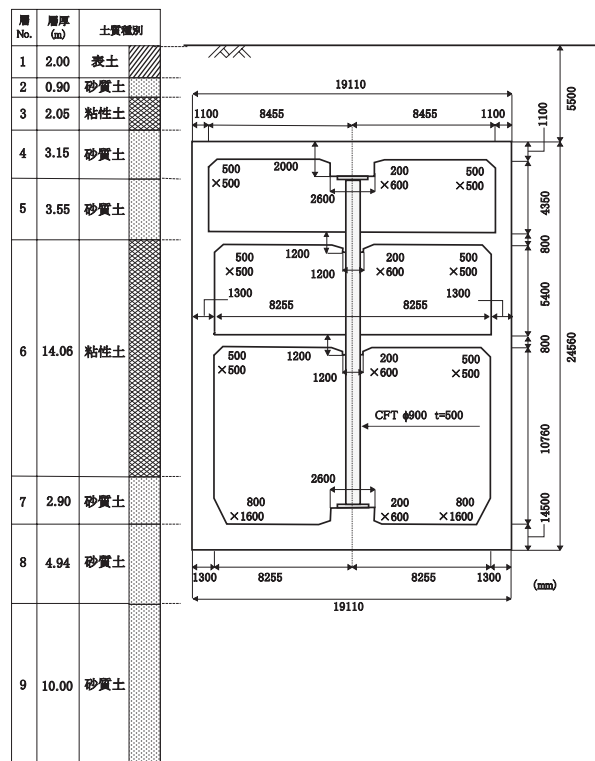


図3 試算に用いた構造物および周辺地盤

表1 GHE-Sモデルで用いた地盤パラメータ

層 No.	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	層厚 (m)	せん断波速度 $V_s$ (m/sec)	ポアソン比 $\nu$	基準ひずみ $\gamma_{cs}$
1	17.0	2.00	100	0.40	0.000421
2	17.0	0.90	140	0.40	0.000558
3	14.0	2.05	125	0.49	0.001050
4	18.0	3.15	100	0.49	0.000665
5	18.0	3.55	150	0.49	0.000746
6	17.0	14.06	150	0.49	0.001290
7	17.0	2.90	220	0.49	0.001020
8	19.0	4.94	270	0.49	0.001070
9	20.0	10	400	0.49	0.001070

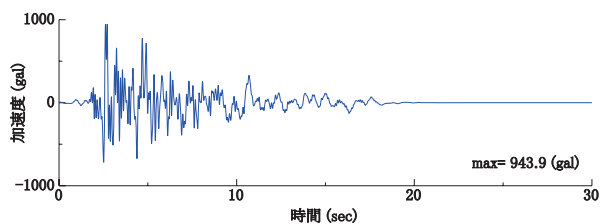


図4 入力地震動 (α=1.0)

する。本検討では設計地震動の地震動倍率 $\alpha$ を0.5, 0.75, 1.0, 1.25, 1.5とした5ケースについて行った。

$\alpha=1.0$ と $\alpha=1.5$ として行った地盤応答解析の結果から得られた構造物が位置する各層のせん断応力とせん断ひずみの関係を図5に示す。この関係においてせん断ひずみが最大になる時点の等価せん断剛性 $G_{eq}$ を算出し、応答変位法に用いる地盤ばねを求める。各地震動倍率 $\alpha$ において算定した地盤ばねの値を図6 (a)に、地震動倍率

特集：構造物の耐震設計技術

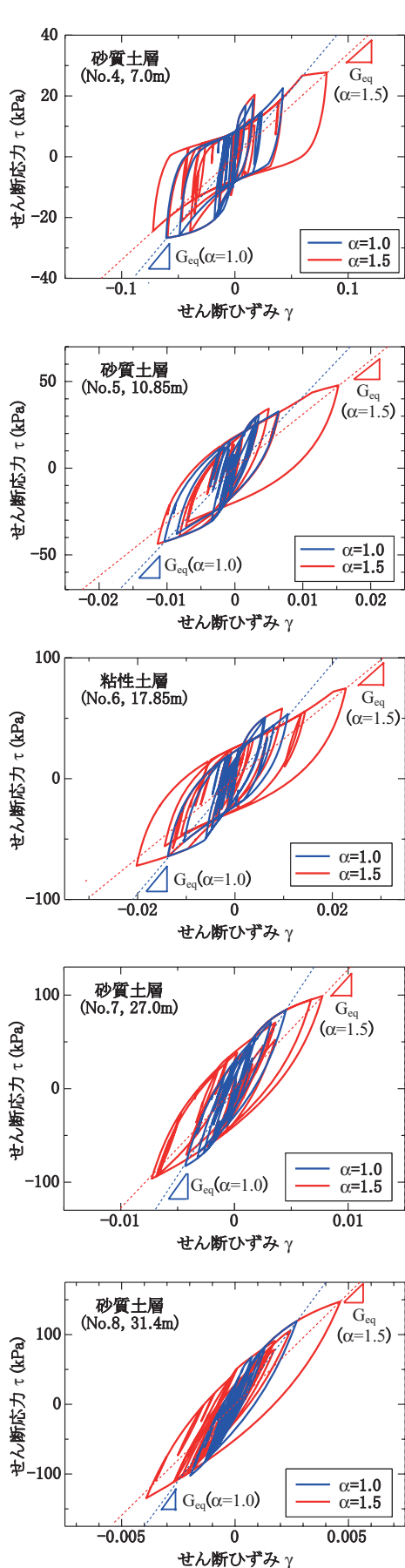
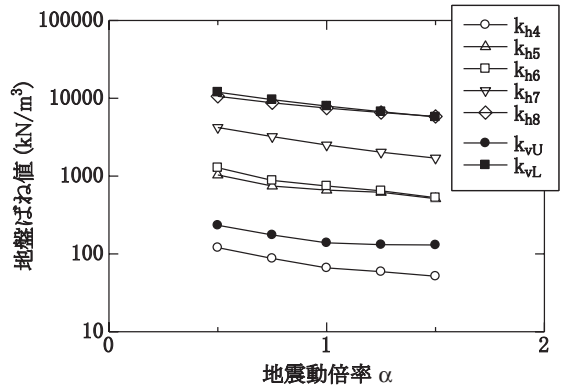
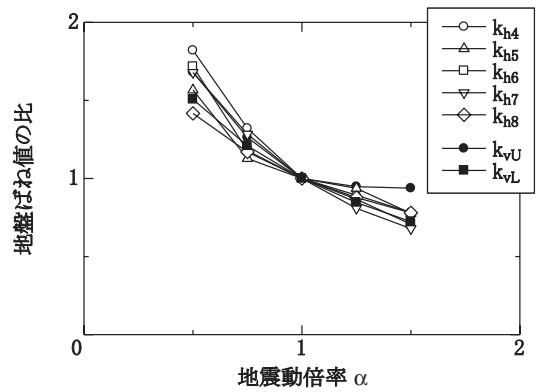


図5 構造物周辺地盤のせん断応力-せん断ひずみ関係



(a) 地盤ばね値



(b) α=1.0に対するばね値の比

※  $k_{h4} \sim k_{h8}$  : 層No.4~8における地盤ばね  
 $k_{vU}$ ,  $k_{vL}$  : 上・下床版における地盤ばね

図6 地震動の増加に伴う地盤ばねの低下

α=1.0のばね値で正規化した比率を図6 (b) に示す。このように地震動を増加させて地盤応答解析を複数回実施することにより、地盤ばねの非線形性を適切に考慮できていることが分かる。

開削トンネルの地震時挙動は周辺地盤の変位に大きく依存するため、応答変位法に用いる地震作用は構造物の上床板と下床板の相対変位が最大となる時点での地盤変位、周面せん断力、慣性力を用いる。図7に地震動倍率α=1.0とα=1.5のケースでの層間変位最大時の応答値の分布を示す。上・下床版位置の相対変位はそれぞれ32.7cm, 57.2cmとなっている。

### 3.3 荷重～変位関係の比較

地盤応答解析から得られた地震作用および地盤ばねを用い、従来法と提案法により水平荷重～水平変位曲線を作成した。作成した水平荷重～水平変位関係を図8に示す。水平荷重～水平変位曲線における水平変位は、上床版と下床版間の層間変位としており、構造物の剛体回転分を除いた値である。水平荷重は側壁および中柱の上端および下床部材に発生しているせん断力の平均値から算出した<sup>4)</sup>。

従来法にしたがって、それぞれの地震動倍率αに対す

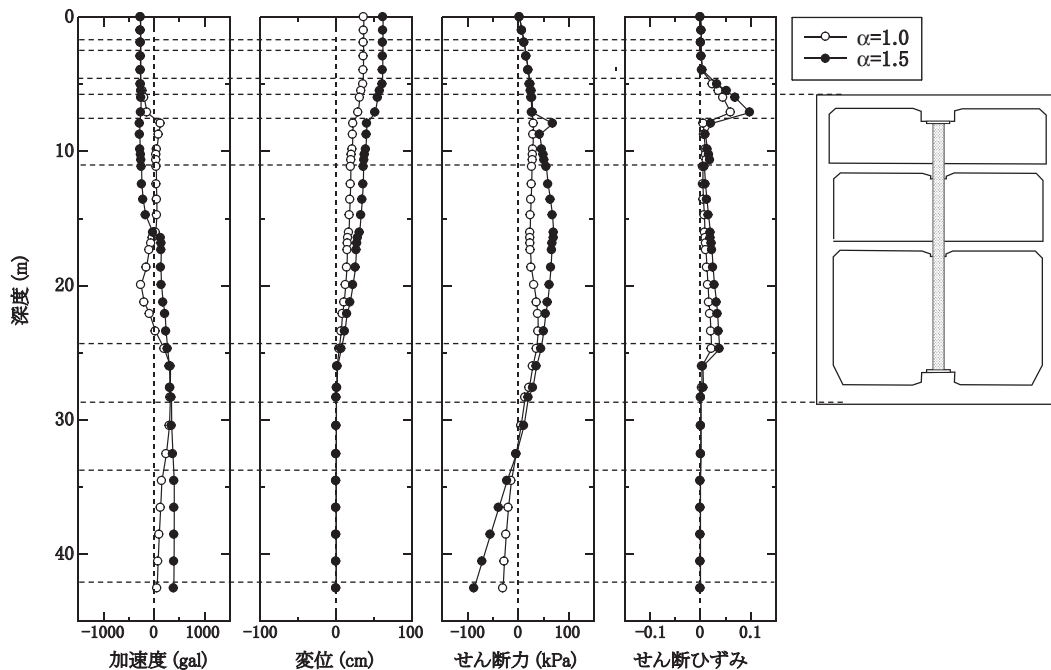


図7 相対変位最大時の応答値分布 ( $\alpha=1.0$  および 1.5)

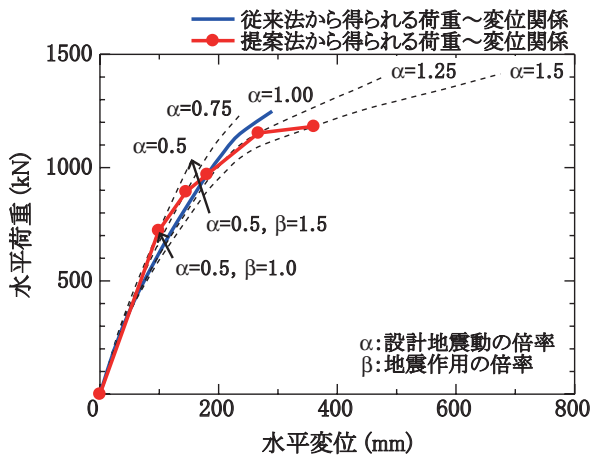


図8 開削トンネルの水平荷重～水平変位関係

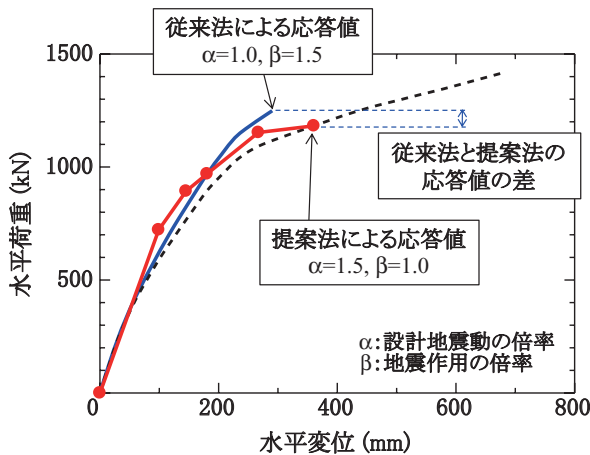


図9 水平荷重～水平変位関係における従来法と提案法の比較

る地震応答解析から求まる地震作用を1.5倍まで漸増載荷して得られた水平荷重～水平変位曲線を黒線で示している。これらの水平荷重～水平変位曲線に見られる非線形性は、構造物の非線形性のみによるものである。一方、地震作用倍率 $\beta=1.0$ における応答値を赤丸で示している。この点は想定した地盤変位量に応じた地盤ばねを用いて得られた結果である。この地震作用 $\beta=1.0$ 時点の応答値を結んだ曲線は、地盤と構造物の非線形性をともに考慮しており、本来の水平荷重～水平変位関係に近いと考えられる。提案法から得られる水平荷重～水平変位曲線では、地震動倍率1.25倍程度以上で水平荷重がほぼ一定値になっている。これは地盤も含めた構造物全体が、全体系として降伏しているためと考えられる。

図9に、 $\alpha=1.0$ と $\alpha=1.5$ において従来法と提案法から得られる水平荷重～水平変位関係の比較を示す。従来法では変形は小さめに、発生せん断力は大きめに評価される。しかし、発生せん断力の差は5%程度であり、今回の試算モデルでは大きな差は見られなかった。

### 3.4 発生せん断力の比較

開削トンネルの破壊形態を推定する主目的は、せん断破壊に対する安全性の余裕度を確認することである。したがって、断面力のうちせん断力に着目し、従来法と提案法の結果を比較する。ここでは、従来法により地震動倍率 $\alpha=1.0$ で地震作用倍率 $\beta=1.5$ とした場合と、提案法において地震動倍率 $\alpha=1.5$ で地震作用倍率 $\beta=1.0$ での断面力を比較する。図10に発生せん断力と、両者の比を示す。

これまで述べてきたように、提案法による評価の方が従来法に比較して、より本来に近い断面力が算定できる

特集：構造物の耐震設計技術

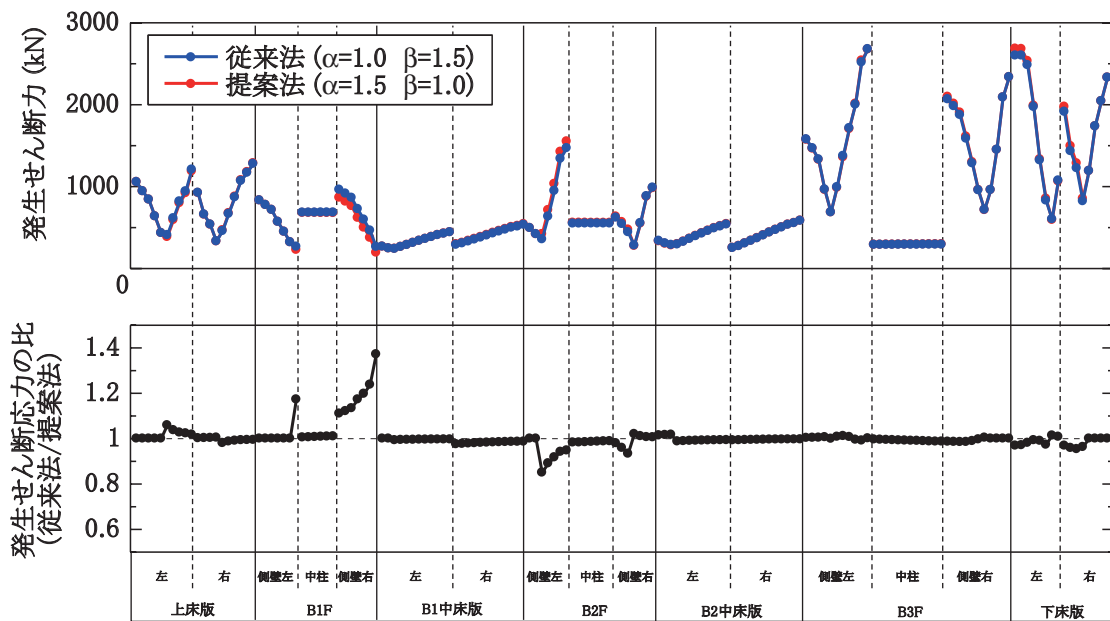


図 10 従来法と提案法から求まる発生せん断力の比較

と考えられる。しかしながら、発生せん断力を比較すると、全般的に従来法においても、提案法と同程度の発生せん断力が算定出来ていることが分かる。これは、今回対象としたモデルは比較的小さな地震動で部材が非線形性を示す傾向にあり、図 10 に示したように地震動倍率  $\alpha=1.25$  程度で構造物全体が降伏するためと考えられる。

ただし、B1F 側壁では従来法によって過大なせん断力は発生しており、提案法と比較して従来法では最大約 1.4 倍のせん断力が発生している。逆に B2F 側壁、下床版では従来法で発生せん断力を過小評価しており、最も過小評価している B2F 側壁左側で 0.8 倍程度である。これらはいずれも隅角部であり、地盤の非線形性を考慮しない場合、隅角部での発生断面力の算定精度に問題が生じる可能性があると考えられる。

4. 結論

本稿では、開削トンネルの破壊形態の確認における精度向上を目的とし、従来の応答変位法を用いたプッシュ・オーバー解析の枠組みを大きく変えることなく、地盤の非線形性を考慮できる破壊形態の確認方法を提案した。提案法では、設計地震動を大きくして地盤応答解析と応答変位法を複数回実施することで、想定する地震動と整合した地盤ばねと地震作用を用いることができ、より現実に近い開削トンネルの挙動を追うことができる。ただし、地盤応答解析と応答変位法を複数回実施することになるため、実務上煩雑となる。3 層 2 径間の開削トンネルを例として試算を行った結果、提案法を適

用することで、地盤の非線形性を適切に表現できることが分かった。ただし、今回対象とした構造物では、比較的小さな倍率の地震動で構造物全体が降伏したため、従来法を用いても提案法と同程度の精度で発生せん断力の推定が可能であった。しかし、従来法を用いた場合、隅角部での発生せん断力の推定精度が悪くなる傾向が見られた。地盤条件や構造物の特性によっては、この傾向が顕著になる可能性がある。したがって、開削トンネルの破壊形態の確認において従来法で検討した結果、不合理に過大なせん断力が発生するなどした場合には、提案法により地盤の剛性低下や地震作用を確認し、応答値を再評価するのがよいと考えられる。

文献

- 1) Iida H., Hiroto, T., Yoshida N. & Iwafuji M., Damage to Daikai Subway Station, SPECIAL ISSUE on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, Soils and Foundations, No. 1, pp. 283- 300, 1996.
- 2) 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 鉄道総合技術研究所, 1999
- 3) 室野剛隆, 野上雄太, S 字型の履歴曲線の形状を考慮した土の応力～ひずみ関係, 第12回日本地震工学シンポジウム論文集, pp. 494-497, 2006
- 4) 川満逸雄, 西山誠治, 室谷耕輔, 西村昭彦, 開削トンネルの応答変位法による荷重変位曲線の算定に関する一考察, 第55回土木学会年次学術講演会講演概要集, I-B487, pp. 974-975, 2000