

トンネル坑口部の地震時挙動に与える地層構成 および地盤改良の影響に関する解析的検討

井澤 淳¹・野城一栄²・高野裕輔³・陶山雄介⁴・丸山 修⁵

¹正会員 (公財) 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター (〒185-8540東京都国分寺市光町2-8-38)

E-mail: izawa@rtri.or.jp

²正会員 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540東京都国分寺市光町2-8-38)

E-mail: yashiro.kazuhide.40@rtri.or.jp

³正会員 (独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 設計技術部 (〒231-8315横浜市中区本町6-50-1)

E-mail: ysk.takano@jrtr.go.jp

⁴正会員 (独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 設計技術部 (〒231-8315横浜市中区本町6-50-1)

mas.akasawa@jrtr.go.jp

⁵正会員 (独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 設計技術部 (〒231-8315横浜市中区本町6-50-1)

o.maruyama@jrtr.go.jp

山岳トンネルは安定した地山中に建設されるため地震時の安定性が高く、耐震設計は省略されるのが一般的である。しかし、未固結地山中や斜面中に坑口部が位置する場合、地山の変形に伴って覆工に大きな断面力・変形が生じることがあり、条件によっては耐震上の考慮も必要となると考えられる。そこで、未固結斜面中のトンネル坑口部を対象としてFEM応答変位法を用いた応答値算定を実施し、適用性を確認した。また、地山のせん断ひずみの増加に伴い、鉄筋の降伏が生じるが、その後降伏箇所では曲率が増加しなくなり、代わりに降伏範囲が広がる破壊の進展形態となること、常時設計で決まる配筋に対してせん断補強を追加する必要があるが、大きな地盤のせん断ひずみに対しても安全性を有すること等を確認した。

Key Words : *entrance of a mountain tunnel, seismic behavior, FEM, response displacement method*

1. はじめに

山岳トンネルは安定した地山中に建設されるため地震時の安定性が高く、耐震設計は省略されるのが一般的である。しかし、未固結地山中や斜面中に坑口部が位置する場合、地山の変形に伴って覆工に大きな断面力・変形が生じることがあり、被害事例も報告されている^(例えば1)~3)。山岳トンネル坑口部も条件によっては、耐震上の考慮が必要となると考えられる。

山岳トンネルの坑口部は必然的に小土被り未固結条件下となることが多いため、一般的には地圧等の荷重を考慮して設計することが多い。この場合、鉄道トンネルでは通常は複鉄筋のRC構造となるが、山岳トンネル坑口部の耐震設計については統一的手法がなく、個別に検討し、設計を行っているのが現状である。

開削トンネルなどの地中構造物の地震時応答値の算定には、地震時に生じる周辺地盤の変位を地盤を介して構造物に与える応答変位法が採用されることが多い^(例えば4)。

しかしながら、一般的な応答変位法は梁ばね系の骨組みモデルを用いており、開削トンネルのような矩形のトンネルでは比較的容易かつ適切に適用できるものの、山岳トンネルのような馬蹄形やシールドトンネルのような円形のトンネルの場合⁵⁾、地盤ばねやせん断力の設定が煩雑となるといった課題もある。

筆者らは、仮想的な均一未固結斜面中のトンネル坑口部の地震時挙動に対して、FEM応答変位法を用いて検討を行い、その有用性を確認してきた⁶⁾⁹⁾。本研究では、より実際に近いいくつかの地層を有する多層の斜面をモデル化したトンネル坑口部の地震時挙動について検討を行った。

一方で、地震時に大きな地盤変位が発生し、トンネル覆工が大きく変状するような場合、トンネル周辺地盤を改良することで地震時の変形を抑制できると考えられる。また、このような地震時に変状が大きくなるような地盤の場合、トンネル掘削時にも変状を生じる可能性があり、掘削前に周辺地盤を改良した後、トンネルを掘削する手

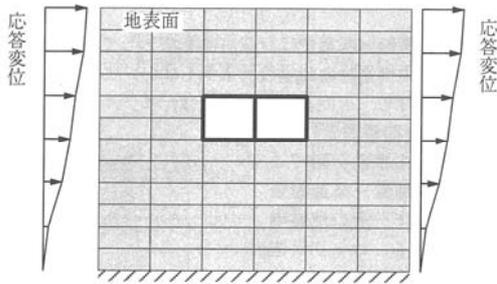


図-1 FEM 応答変位法¹⁰⁾

法が取られる。この掘削時の地盤改良を地震時の変形量低減効果に見込むことが出来れば非常に有効である。そこで、過去に実施した仮想的な均質未固結斜面中のトンネル坑口部について、地盤改良をモデル化した2次元FEM地盤応答解析を行い、地盤改良の効果及び改良範囲の影響について基礎的な検討も実施した。

2. FEM応答変位法による応答値算定手法

(1) 応答値算定の考え方

本研究では、トンネル坑口部の応答値算定に図-1に示すようなFEM応答変位法を用いた。これは、トンネルおよび周辺地山を2次元FEMでモデル化しておき、これとは別に自然地盤の地震応答解析によりトンネル位置での地山の最大ひずみを算出する。地盤応答解析で求めた地山のひずみ量に相当する変位分布を2次元FEM解析モデルの外周境界に強制変位として作用させ、覆工の応答を算出する手法である。

一般的に、地中構造物に対して地盤と覆工ともに非線形性を考慮した複雑なモデルを用いて動的解析を行うことは難しいが、FEM応答変位法では構造解析を静的解析により行うため、覆工に複雑な構成モデルを適用することができる。また、骨組解析による応答変位法を円形や馬蹄形の覆工に適用する場合、地盤ばねおよび周面せん断力の設定が問題となる⁹⁾が、FEM静的構造解析は地盤物性を適切に設定することでこれらの問題を回避できる利点も有する。

(2) 応答値算定の手順

本研究ではFEM応答変位法を用い、下記の手順により応答値の算定を行った。

手順①：トンネルを含む斜面全体をモデル化してFEMモデル（図-2）を作成し、逐次非線形動的解析により動的解析を行い、地盤の上下端の相対変位が最大となる時刻の地盤変位を算出する。ここではトンネル覆工は等価剛性をもつ弾性はり要素としてモデル化する。

手順②：骨組解析モデル（図-3）を作成し、土圧や自重

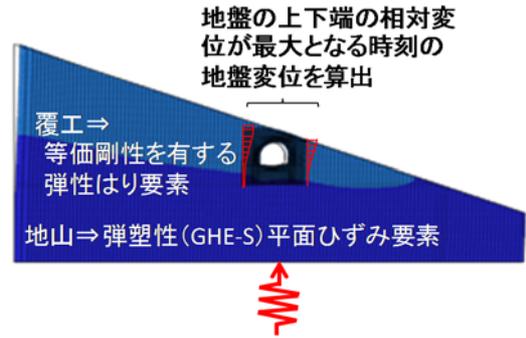


図-2 FEMモデル（斜面全体）

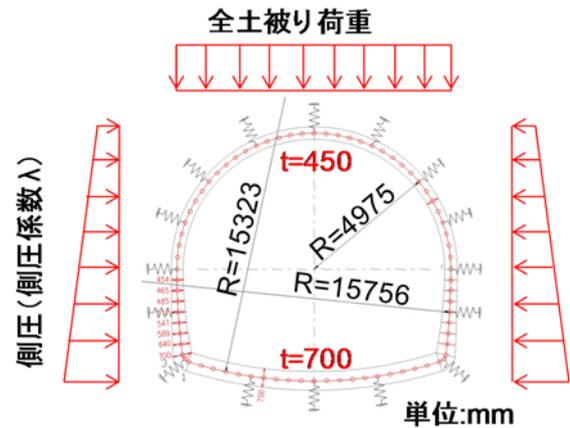


図-3 骨組解析モデル

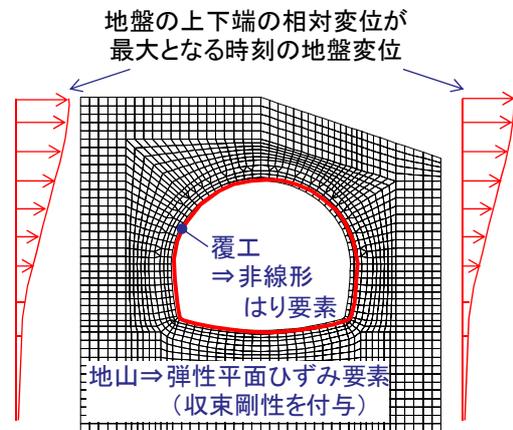


図-4 FEMモデル（切り出し）

などの作用を与えて解析を行い常時設計を行う。
 手順③：図-2のモデルからトンネルおよびトンネル近傍の地山のみを切り出して切り出しモデル（図-4）を作成する。常時設計で定まった覆工配筋を用い、覆工には常時荷重により発生する断面力を初期断面力として与えたのちに、手順①で得られた変位をモデル境界部に作用させることにより静的構造解析を行う。ここでは、地山は手順①で得られた剛性を与えた弾性平面ひずみ要素とするが、覆工はバイリニアの非線形性を与えたはり要素とする。なお、厳密には、この際の作用とし

て、切り出しモデル周面に作用するせん断力および周辺地盤と覆工に作用する慣性力も与える必要がある⁴⁾。ただし、別途行った比較計算によりそれらの影響が地盤変位の影響に対して無視できるレベルであることが確認出来たため、実務上の簡便さを考慮して、周辺地盤の変位のみを作用として考慮することとした。

以下、本稿では上記手法を適用し、斜面中のトンネル坑口部の地震時安全性に対する地層構成の影響と地盤改良効果について実施した試計算の結果を紹介する。

(3) 地盤の初期せん断応力の考慮

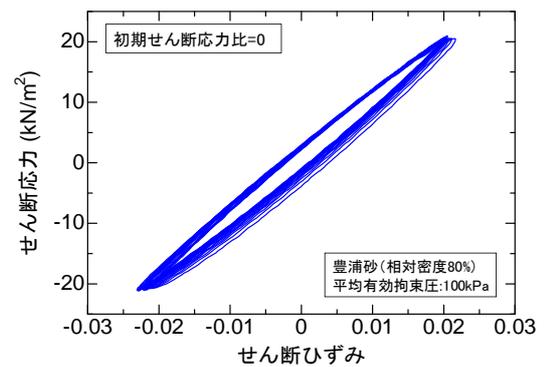
2次元FEM地盤応答解析では、地盤の構成則として、主応力方向の回転を考慮出来る多重せん断ばねモデル¹¹⁾に鉄道構造物の耐震設計¹²⁾で標準的に用いられるGHE-Sモデル¹³⁾を組み込んだモデルを用いた。

さて、斜面中のように初期せん断が作用する未固結の地盤に繰返しせん断応力が作用すると、初期せん断の作用する方向へせん断ひずみが累積する傾向がある。図-5に豊浦砂（相対密度80%）を用いた中空ねじりせん断試験において、初期せん断応力比0（等方状態）および0.75として初期せん断を与えた後、せん断応力比0.2（20kPa）の繰返しせん断を与えた場合のせん断応力-せん断ひずみ関係を示す⁶⁾。初期せん断を加えた状態で繰返しせん断を与えた場合、初期せん断の作用する方向へひずみが累積する傾向があるのが分かる。このような変形の累積は斜面中のトンネルの応答に影響するため、地盤応答解析において適切に評価する必要がある。しかしながら、この効果を含めて設計実務を行うには、適切なモデルがないのが現状である。そこで、通常的地盤モデルを用いた地盤応答解析を行い、得られた変位分布を割り増して静的構造解析において作用させることとした。今回は、断層直下型の地震波を正弦波に換算した場合の等価な繰返し回数を3回程度と考え、図-5(b)に示すように繰返し回数3回目と1回目のせん断ひずみ増加率を様々な初期せん断応力比、繰返しせん断応力比について求めた結果から、概ね1.2倍程度であることを確認し、割り増し係数1.2を用いることとした。この点については、今後、土の特性に応じた値を用いる必要があると考えられ、今後の検討課題である。

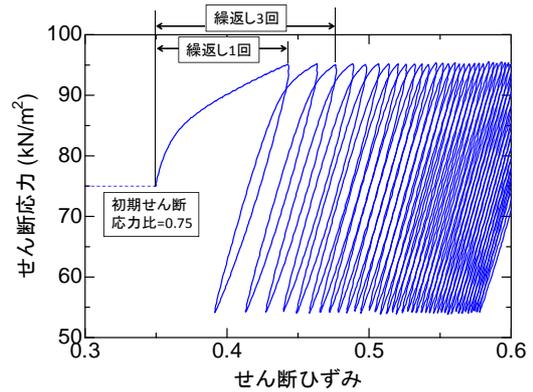
3. 実地盤を対象とした検討

(1) 解析モデルの概要

検討に用いた実斜面（以下、「多層地盤」）を構成する各層の基本的物性および解析断面を表-1および図-6(a)に示す。なお、多層地盤ケースのように複数の地層からなるケースの他に、地震の影響が大きくなると考えられ



(a) 初期せん断応力比=0



(b) 初期せん断応力比=0.75

図-5 初期せん断を与えた繰返し中空ねじり試験結果の例

るようなトンネルが位置する地盤と基盤との剛性比が大きく一様な地盤のケース（Nos層の上部を全てTes層としたケース、以下、「1層地盤」、図-6(b)）についても解析を実施し、この影響も検討した。

地盤のモデルには地盤の非線形性に鉄道構造物等の耐震設計で標準的に用いられるGHE-Sモデル¹³⁾を用いるとともに、不整形性の強い断面に対しても適切に解析を実施できるように多重せん断ばねモデル¹¹⁾を適用した。Vsおよび単位体積重量は表-1に示す地盤調査結果を用いた。GHE-Sモデルの非線形パラメータについては各層の繰返し三軸試験結果等を用いて設定するのが望ましいが、今回は試験結果が得られていないため標準パラメータ¹³⁾を用いることとした。また基準ひずみ γ_{0s} については安田・山口モデル¹⁴⁾よりG- γ 関係を推定して決定した。このとき必要となる平均粒径 D_{50} は表-1の値を用いた。

トンネル覆工は隅角部のRC部材の応力ひずみ関係（M- ϕ 関係）における最大耐力点での等価剛性程度（EI=3000kNm²）を有する弾性梁要素でモデル化した。

作成したモデルについて、次の手順で地盤応答解析を行った。

- ① トンネル内を地盤で満たした状態で自重解析を実施する。

表-1 各層の基本物性値

| 地層 | 層厚 (m) | 土質分類 | 平均粒径 D_{50} (mm) | 単位重量 γ (kN/m ³) | S波速度 V_s (m/s) | ポアソン比 (静的) ν_s | ポアソン比 (動的) ν_d |
|-----|--------|------|--------------------|------------------------------------|------------------|--------------------|--------------------|
| Ts | 1.5 | 粘性土 | 0.020 | 13.7 | 200 | 0.333 | 0.45 |
| ha | 2.25 | 粘性土 | 0.001 | 13.7 | 170 | 0.333 | 0.45 |
| ta | 3.50 | 粘性土 | 0.001 | 13.7 | 220 | 0.333 | 0.45 |
| tec | 2.60 | 粘性土 | 0.004 | 13.7 | 300 | 0.333 | 0.45 |
| tes | 7.90 | 砂質土 | 0.100 | 18.6 | 270 | 0.333 | 0.45 |
| Noc | 6.30 | 粘性土 | 0.011 | 15.2 | 330 | 0.333 | 0.45 |
| Nos | 22.95 | 砂質土 | 0.100 | 18.6 | 380 | 0.333 | 0.50 |

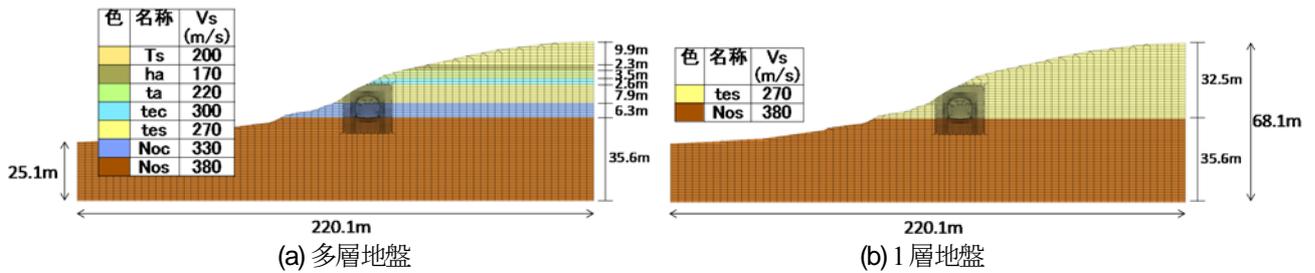


図-6 検討に用いた斜面

| | 多層地盤 | | 1層地盤 | |
|---------|---------|---------|---------|---------|
| | トンネル変形図 | 周辺地盤変形図 | トンネル変形図 | 周辺地盤変形図 |
| 相対変位最大時 | | | | |
| 地震動終了時 | | | | |

図-7 トンネルおよびトンネル周辺地盤の変形図

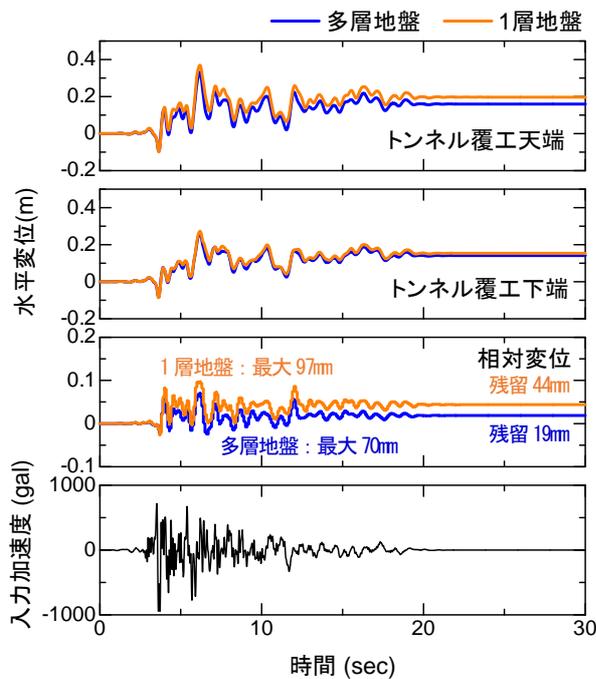
- ② ①から得られる各要素の拘束圧を用いて、拘束圧依存（応力比の0.6乗）を考慮して地盤の剛性および規準ひずみを設定する。
- ③ トンネル覆工はRC覆工のM-φ関係におけるM_m点に対応する割線剛性程度（EI=3000kNm²）を有する弾性梁要素でモデル化し、トンネル部を考慮した状態（内部地盤を除き、覆工に梁要素を配置した状態）で自重解析を再度実施する。これにより、拘束圧依存を考慮した周辺地盤の初期応力状態が求まる。
- ④ ③の初期応力を受け継いで、鉄道構造物等設計標準（耐震設計）¹²⁾に示すL2スペクトルIIを入力し、地盤応答解析を実施する。このとき基盤

には $V_s=400\text{m/s}$ 、 $\gamma=20\text{kN/m}^3$ の粘性境界を設置する。

- ⑤ 初期せん断の影響を考慮するため、得られた解析結果（変形）を1.2倍に割増する。この結果を静的構造解析の境界変位として用い、トンネル坑口部の応答を検討する。

(2) 解析結果および考察

図-7にトンネル覆工の水平変位の時刻歴を、図-8に相対変位最大時および地震動終了時の周辺地盤およびトンネルの変形状況を示す。仮想的な地盤⁹⁾と同様、実際の斜面に対しても、上述のFEM応答変位法により評価が可能であることを確認した。1層地盤の場合、多層地盤と



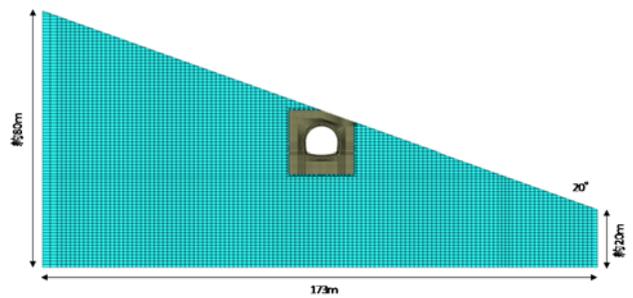
※相対変位：トンネル覆工天端-下端の相対変位

図-8 トンネル覆工の変位時刻歴

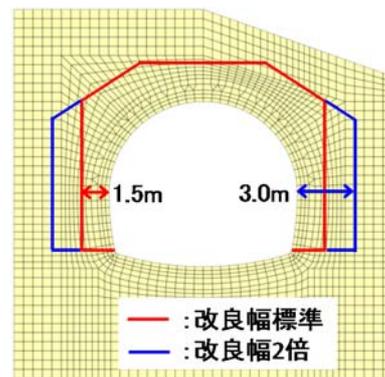
比べてトンネル天端と下端の相対変位差が最大時で4割程度増加し、残留値では2倍以上に大きくなっていることが分かる。これは、 $V_s=380\text{m/s}$ の硬い層 (Nos) と軟らかい層 (tes) との境界部の軟らかい層側でせん断変形が卓越し、ちょうどここに位置するトンネルのせん断変形が大きくなったためと考えられる。したがって、このように、トンネルが位置する地盤と基盤との剛性比が大きく一様で、基盤層との距離が比較的近い場合には、トンネル周辺地盤にせん断変形が集中して大きな変形や残留変形が生じる可能性があるために注意が必要であると考えられる。

4. 改良効果の検討

2.で示したように、実際の地盤を対象した解析の結果、トンネルが位置する周辺地盤が比較的一様で、基盤との剛性比が大きく、基盤層との距離も近い場合には、地震時の変形が大きくなり、残留変位も発生する可能性があることがわかった。このような場合、トンネル周辺地盤を改良することで地震時の変形を抑制できると考えられる。また、変形が大きくなるような地盤の場合、トンネル掘削時にも変状をきたす可能性があり、掘削前に周辺地盤を改良した後、トンネルを掘削する手法が取られる。この掘削時の地盤改良を地震時の変形量低減効果に見込むことが出来れば非常に有効である。そこで、地盤改良をモデル化した2次元FEM地盤応答解析を行い、地盤改良の効果及び改良範囲の影響について基礎的な検討を実



(a) 解析メッシュ (斜面角 20度)



(b) 改良幅

図-9 解析メッシュおよび改良幅

表-2 地盤改良効果の検討ケース

| ケース | 斜面角度 (°) | N値 | 粘着力 $\alpha(\text{kN/m}^2)$ | 改良範囲 |
|-------|-------------|----|--------------------------------|-------|
| ケース 1 | 20 | 20 | 10 | 2倍のみ |
| ケース 2 | 20 | 30 | 10 | 2倍のみ |
| ケース 3 | 20 | 20 | 50 | 標準&2倍 |

表-3 自然地盤および改良地盤の強度・剛性

| N値 | c (kN/m^2) | G_0 (MPa) | V_s (m/s) | ϕ (度) | τ_r (kN/m^2) |
|-----|--------------------------|----------------|----------------|---------------|---------------------------------|
| 20 | 10 | 84.8 | 217.2 | 34.0 | 131.4 |
| 30 | 10 | 111 | 248.6 | 36.2 | 141.8 |
| 20 | 50 | 84.8 | 217.2 | 34.0 | 131.4 |
| 改良土 | 292 | 310 | 415.2 | 29.5 | 393.4 |

※ G_0 および τ_r は拘束圧 98kPa での値

施した。

(1) 解析モデルの概要

改良効果に関する検討では、改良の影響を把握しやすいよう、図-9に示すトンネル坑口部 (トンネル土被り = 0.5D) を有する斜面角 20 度の均質な斜面を対象とし、N 値 20 および 30 の砂地盤を想定した表-2 に示す検討ケースについて 2 次元 FEM 地盤応答解析を行った。なお、強度や剛性については鉄道構造物等設計標準・基礎構造物¹⁵⁾に従って、表-3 に示す通りに設定した。また、粘着力はケース 1, 2 で一律 10kPa, ケース 3 で 50kPa を与えた。地盤の非線形性には上記と同様に多重せん断ばねモ

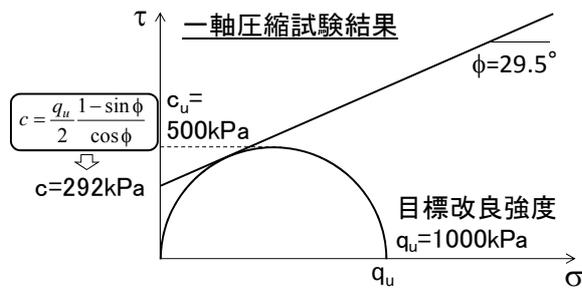
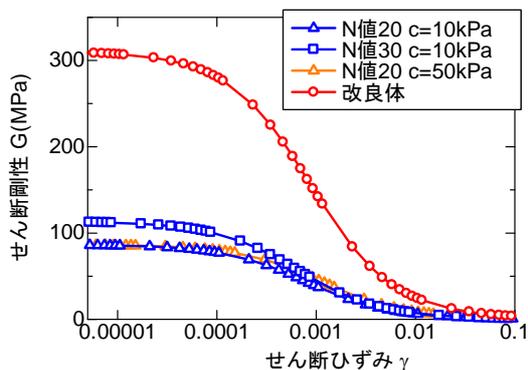
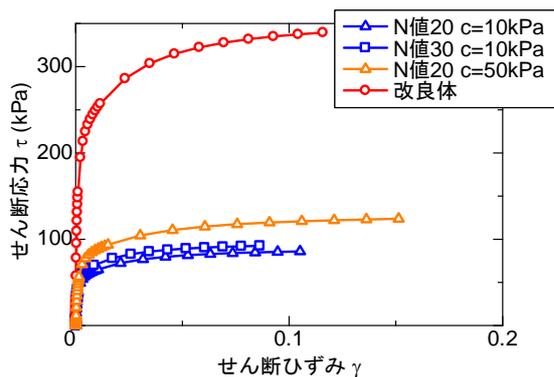


図-10 改良体の強度特性の設定方針



(a) せん断剛性-せん断ひずみ関係



(b) せん断応力-せん断ひずみ関係

図-11 未改良および改良地盤の変形・強度特性

デル¹¹⁾に鉄道構造物の耐震設計¹²⁾で標準的に用いられる GHE-S モデル¹³⁾を組み込んで適用し、非線形パラメータは GHE-S モデルの標準パラメータ¹³⁾を使用した。

トンネル覆工については、隅角部の RC 部材の応力ひずみ関係 (M-φ関係) における最大耐力点での等価剛性程度 (EI=3000kNm²) を有する弾性の梁要素でモデル化した。

改良域の地盤モデルについては、文献 16) に示されている埋戻し改良土の平均的な値を参考にして設定した。目標強度として、一軸圧縮強度 $q_u=1000\text{kPa}$ および内部摩擦角 $\phi=29.5^\circ$ を設定した。粘着力はこれらの値を用いて図-10 に示すように $c=292\text{kPa}$ とした。せん断剛性についても文献 16) を参考にし、等価剛性 $E_{50}=180q_u=1.8 \times 10^5\text{kPa}$ 、初期剛性 $E_0=5 \sim 10E_{50}$ (今回は低めの $5E_{50}$ とし $E_0=9 \times 10^5\text{kPa}$) の関係をより E_{50} および E_0 を算出し、初期せん

断剛性 $G_0=E_0/2(\nu+1)=3.1 \times 10^5\text{kPa}$ ($\sigma'_v=98\text{kPa}$, $\nu=0.45$) として設定した。GHE-S モデルでモデル化した改良前後での地盤のせん断剛性-せん断ひずみ関係、せん断応力-せん断ひずみ関係を図-11 に示す。

なお、改良領域は図-9 に示すようにトンネル掘削の際に実際に実施される標準的な領域^{例えば 17)}と、改良幅を 2 倍にしたケースを検討した。

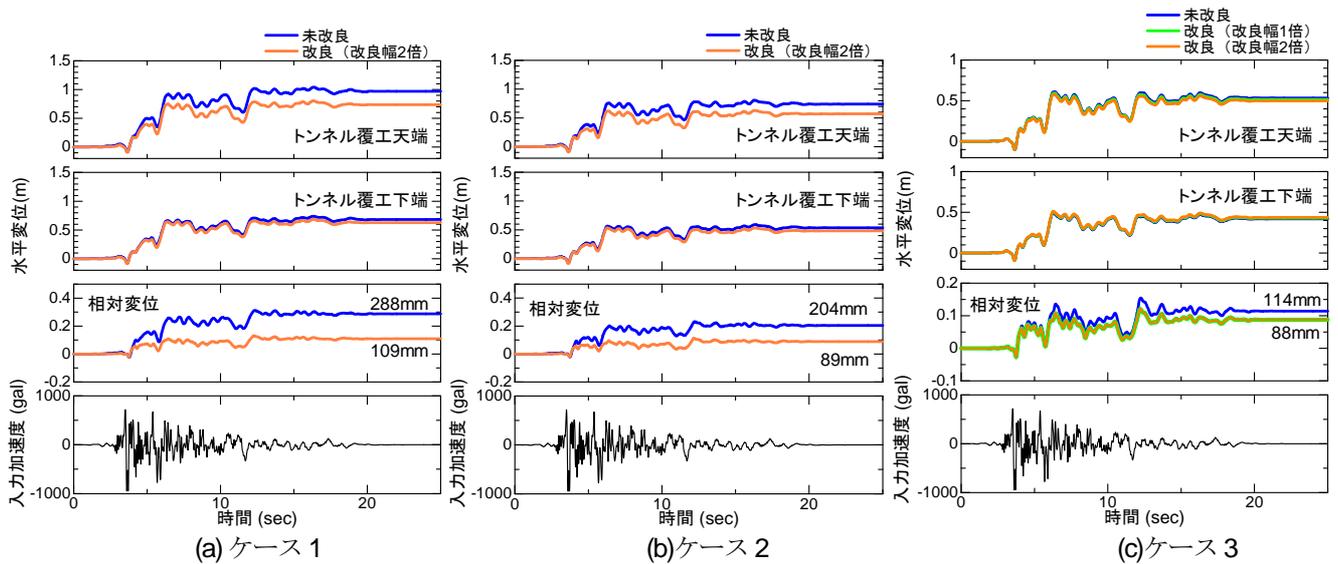
(2) 解析結果および考察

図-12 にトンネル覆工の天端と下端の水平変位、両者の相対変位の時刻歴を示す。全てのケースで地盤改良によって変形が抑制できているのが分かる。特に、地盤が弱く、最も条件の厳しい条件のケース1 (改良幅2倍) を見ると、残留水平相対変位が未改良の場合 288mm 発生するのに対して、109mm まで低減できている。これは、図-13 に示した各ケースの残留時のせん断ひずみ分布から分かるように、改良域の変形が効果的に抑制されたためであることが分かる。なお、ケース3では改良幅が標準と2倍の場合で変形量に差が無く、比較的地盤条件のよい斜面であれば改良効果が頭打ちになっており、トンネル掘削時に必要な地盤改良によって地震時の変形抑制も可能であると考えられる。

5. まとめ

本稿では、FEM 応答変位法により斜面中のトンネル坑口部の地震時挙動に与える地層構成および地盤改良の影響を検討し、以下の結果を得た。

- ・ 実際の斜面中のトンネル坑口に対して、GHE-S モデルと多重せん断ばねモデルを適用した FEM 応答変位法により、地震時の影響の評価が可能であることを確認した。また、トンネルが位置する周辺地盤が一樣で、基盤との剛性比が大きく、基盤層との距離が近い場合には、トンネル周辺地盤にせん断変形が集中して大きな変形が生じる可能性があるために注意が必要である。
- ・ 2次元 FEM 地盤応答解析で周辺地盤を改良した効果を確認でき、今回考慮した地盤改良の条件で地震時のトンネル坑口部の変形を抑制できることが確認できた。また、地盤条件の比較的よい斜面であれば、トンネル掘削時に必要となる地盤改良のみでも効果的に変形抑制が可能であることも確認した。ただし、今回は改良土の変形特性について既往のマニュアル等を参考に設定したが、実際には適用する改良土の特性を十分に評価した上で、適切にモデル化を行うことが必要と考えられる。



※ 相対変位：トンネル覆工天端一下端の相対変位
 図-12 改良効果の検討：トンネル覆工の水平変位時刻歴

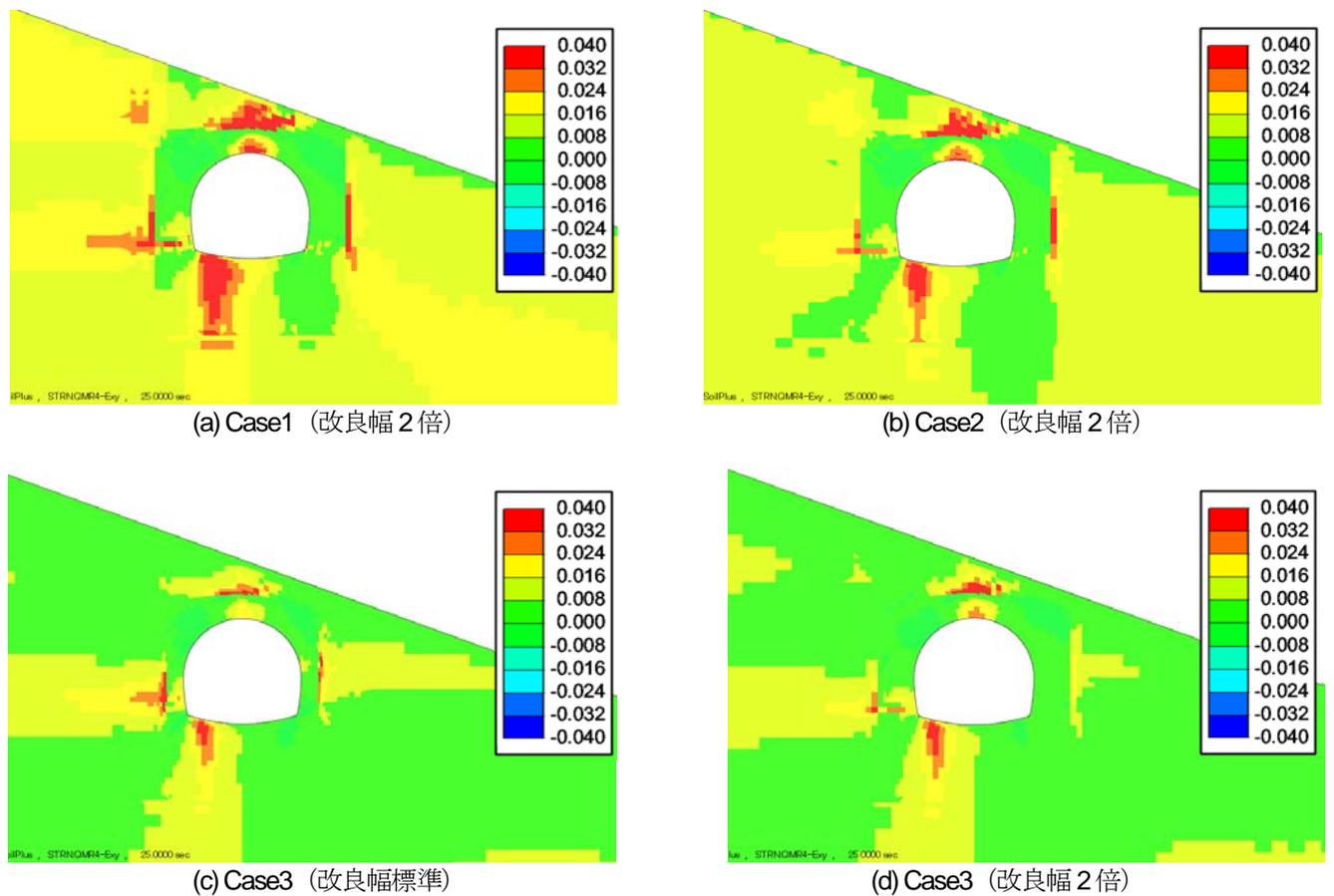


図-13 改良効果の検討（残留せん断ひずみ分布）

参考文献

- 1) 小野田耕治, 楠山豊治, 吉川恵也：伊豆大島近海地震による被害(1), 鉄道トンネルの例, トンネルと地下, Vol. 9, No. 6, pp. 7-12, 1978.
- 2) 小山幸則, 朝倉俊弘, 佐藤豊：兵庫県南部地震による山岳トンネルの被害と復旧, トンネルと地下, Vol. 27, No. 3, pp. 51-61, 1996.
- 3) 齋藤貴, 向山路一, 田口芳範：新潟県中越沖地震における鉄道トンネルの被害, トンネルと地下, Vol. 38, No. 12, pp. 47-56, 2007.
- 4) 立石章：応答変位法における地震荷重の作用方法に関する研究, 土木学会論文集, No.441, I-18, pp. 157-166, 1992.

- 5) 土木学会：シールドトンネルの耐震検討，トンネルライブラリー第19号，p.136，2007.
- 6) 井澤 淳，佐名川太亮，仲秋秀祐，野城一栄，赤澤正彦，芳賀康司，森野達也：トンネル坑口部を有する未固結斜面の地盤応答解析，土木学会第 68 回土木学会年次学術講演会概要集，3-253，2013.
- 7) 野城一栄，赤澤 正彦，芳賀 康司，陶山 雄介，瀧山 清美：せん断変形下の RC 山岳トンネル覆工の変形破壊挙動に関する数値解析，土木学会第 68 回年次学術講演会概要集，3-254，2013.
- 8) 赤澤 正彦，芳賀 康司，陶山 雄介，瀧山 清美，野城一栄：斜面中の RC 山岳トンネル覆工の耐震性能に関する基礎的検討，土木学会第 68 回年次学術講演会概要集，3-255，2013.
- 9) 井澤 淳，野城一栄，高野裕輔，陶山雄介，赤澤正彦，丸山 修：FEM 応答変位法を用いた斜面中のトンネル坑口部の応答値算定手法に関する基礎的検討，第 17 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2014.
- 10) 土木学会：実務の先輩達を書いた土木建造物の耐震設計入門，p.166，2001.
- 11) 和田 章，広瀬 景一：2方向地震動を受ける無限均等ラーメン構造の弾塑性応答性状，日本建築学会構造系論文報告集，第 399 号，pp.37-47，1989.
- 12) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），2012.
- 13) 野上雄太，室野剛隆：S 字型履歴曲線を有する土の非線形モデルとその標準パラメータの設定，第 30 回土木学会地震工学研究発表会論文集，2009.
- 14) 安田進，山口勇：種々の不攪乱土における動的変形特性，第 20 回土質工学研究発表会，1985.
- 15) 鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物，鉄道総合技術研究所，2012.
- 16) 日本建築センター：建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針，1996.
- 17) 野々村政一，井浦智実，岡嶋正樹，岸田潔：小土かぶり未固結地山における事前地山改良工の有効性と課題，トンネルと地下，Vol.42，No.5，2011.5

(2015.8.7 受付)

ANALYTICAL STUDY ON EFFECT OF GEOLOGICAL STRUCTURE AND SOIL IMPROVEMENT ON SEISMIC BEHAVIOUR OF ENTRANCE OF MOUNTAIN TUNNELS

Jun IZAWA, Kazuhide Yashiro, Yusuke TAKANO, Yusuke SUYAMA
and Osamu MARUYAMA

Effects of strata organization and soil improvement on seismic behavior of entrance of mountain tunnels are studied using Response Displacement method with FEM in this paper. Analytical results clearly showed that entrance of mountain tunnels in relatively uniform ground condition largely moved during an earthquake and showed large residual deformation, in which analysis real ground conditions were considered. Moreover, it is also found that such large deformation occurred in relatively uniform condition slope can be reduced by soil improvement, which is usually applied in order to construct a mountain tunnel.