

覆工を再生したトンネル構造体の耐震性能の検討

鈴木 健¹・鯨井 巧²・鈴木 俊雄³・木村 定雄⁴

¹正会員 西松建設株式会社 土木技術部リニューアル課 (〒105-6407 東京都港区虎ノ門一丁目 17-1)
E-mail: takesi_suzuki@nishimatsu.co.jp (Corresponding Author)

²正会員 株式会社テムロ 技術部 (〒104-0044 東京都千代田区鍛冶町 2-5-5 神田駅前 SK ビル 7F)
E-mail: t.kujirai@tmr-eco.co.jp

³正会員 株式会社高速道路総合技術研究所 道路研究部 (〒194-8508 東京都町田市忠生 1-4-1)
E-mail: t.suzuki.an@ri-nexco.co.jp

⁴正会員 金沢工業大学 工学部 環境土木工学科 (〒924-0838 石川県白山市八束穂 3 丁目 1 番地)
E-mail: s.kimura@neptune.kanazawa-it.ac.jp

高速道路の山岳トンネルにおいて、矢板工法で建設されたものは、材質劣化等により変状が顕在化しているものがある。この変状対策の一つとして、ロックボルトの打設、既設覆工の切削、防水工、および薄肉の覆工（再生覆工体、繊維補強コンクリート）を構築する覆工再生工法がある。

本論文では、この工法で用いる覆工体の耐震性能を応答変位法および時刻歴応答解析法によって性能評価を実施した。その結果、再生覆工体は、地山のせん断弾性波速度 V_s が 400m/s 以上であれば耐震性能 2 を確保できることを確認した。なお、せん断弾性波速度 V_s が 400m/s である地盤とは、矢板工法または NATM で建設される山岳トンネルが標準設計可能な地盤であると評価できた。さらに、本稿で得られた成果から、応答変位法を用いた耐震性能評価法を提案した。

Key Words: new renewal method of mountain tunnel lining, seismic deformation method, velocity of shear elastic wave speed, time history response analysis

1. はじめに

高速道路ネットワークを形成する土木構造物は、その機能を長期にわたって確保し維持することが、国民や社会から求められている。山岳トンネルに着目すると、供用 40 年を超えるトンネルは、矢板工法で建設されたものが多く、この工法の特徴から覆工目地部やひび割れ箇所から漏水等による変状が生じており、この変状によってツララが発生し、通過交通の安全性を脅かしている。従来、この変状に対しては、背面空洞の充填、止水もしくは導水樋の設置等の措置がなされてきた。しかしながら、抜本的な対策には至っていないのが現状である。また、これらの対策工事は、車線規制内での作業となり、施工期間が長期化することが多く、高速道路利用者のサービスを低下させる原因の一つとなる。

上記の課題に対して、矢板工法で建設された山岳トンネルを対象として既設覆工体を再生し新たな覆工体を構

築する工法となる「覆工再生工」¹⁾が開発された。この工法は、矢板工法で施工されたトンネルの覆工の背面空洞の充填、ロックボルト打設（先行補強工）、その後、建築限界を確保するための既設覆工表面の切削、防水シートの設置、新たな覆工体の施工、すなわち、再生覆工体¹⁾（設計基準強度 $\sigma_{ck}=36\text{N/mm}^2$ 、覆工厚 200mm、混入率 0.3vol%の繊維補強コンクリート）を構築するものである。従来、既設覆工体の内側に新設のコンクリートを巻き立てる手法としては、変状対策工の一つに内巻工²⁾がある。内巻工は、既設覆工体と一体化するように措置を講じることとなっており、防水シートの施工はなく、この点が再生覆工体と内巻工とで異なる。

山岳トンネルの覆工体は、一般的に地震に強い構造物と言われている。これは、覆工体の地震時挙動は周辺地盤の変位挙動に支配されるため、周辺地盤が塑性化せず安定していれば、トンネルの耐震性は高いと考えられているためである。このことから、道路トンネルにおい

ては、矢板工法や NATM に関わらず地山分類から標準設計が適用されて構築された覆工（矢板工法の場合は、覆工厚は地質分類によって設定。NATM の場合は、一般部では、覆工厚 300mm）に対する耐震設計は、原則、実施されていない。再生覆工体の仕様は、既設覆工コンクリート（無筋）に作用していると考えられる荷重に耐えうる耐荷力を有する構造¹⁾と規定されている。一方、耐震設計や耐震性能については言及されていない。再生覆工体の厚さは 200mm と薄肉であり、かつ、既設覆工体と再生覆工体の間に防水シートが設置されていることから、再生覆工体の地震時挙動は、既設覆工体と異なることが考えられる。そこで、長期的な性能を確保する観点から再生覆工体の耐震性能について検討し、適用可能な地盤特性を明確化することが必要と考えた。

一般的に山岳トンネルは、地震に強い構造物であることを前述したが、地震被害も発生している。これまでの地震被害を分析した論文等^{3)~12)}をみると、山岳トンネルの地震被害は、坑門や坑口部、不良地山区間、および断層ずれ部、の 3 パターンに分類¹¹⁾することができる。なお、上記の条件に適合しない範囲においても、地震の規模や震源からの距離によっては、覆工体にひび割れや圧ぎの被害が発生した事例も報告¹³⁾されている。

山岳トンネルの地震被害、変状発生メカニズムおよび耐震設計に関する研究は数多く実施されている。例えば、地震被害が多い坑口部で小土被りを対象とした事例^{11),14)}、波動論に基づく解析解を用いた事例・考察^{15)~18)}、耐震対策工に着目して、載荷実験を実施し実験結果を解析にて再現した事例¹⁹⁾、覆工コンクリートの圧縮破壊後の覆工体の軟化を考慮した解析事例²⁰⁾等がある。一方、覆工周辺の地山特性に着目して覆工体の耐震性能を評価する研究事例は見あたらない。

以上より、本論文では、再生覆工体の耐震性能について検討し、適用可能な地盤特性について検証する。検証対象は、トンネル横断方向とし、検討断面は、矢板工法で建設された高速道路トンネル 2 車線断面とする。解析手法は、山岳トンネルの耐震設計で多用されている静的解析法の一つである応答変位法で実施する。応答変位法で与える地震荷重のうち、地震時地盤変位は、1 次元の地盤応答解析を実施して、トンネル上下間変位を算定して入力値とする。この 1 次元の地盤応答解析を実施するために与える地盤のせん断弾性波速度（以下、 V_s と称す）をパラメータとして、解析を実施し、再生覆工体に耐震性能が確保できる V_s を求める。耐震性能の照査は、再生覆工体に発生する曲げモーメントと曲率の関係から検証する。

また、応答変位法で得られた適用可能な地盤特性 V_s を入力値とした動的解析法（時刻歴応答解析法）による試解析を実施し、この解析結果と応答変位法の解析結果

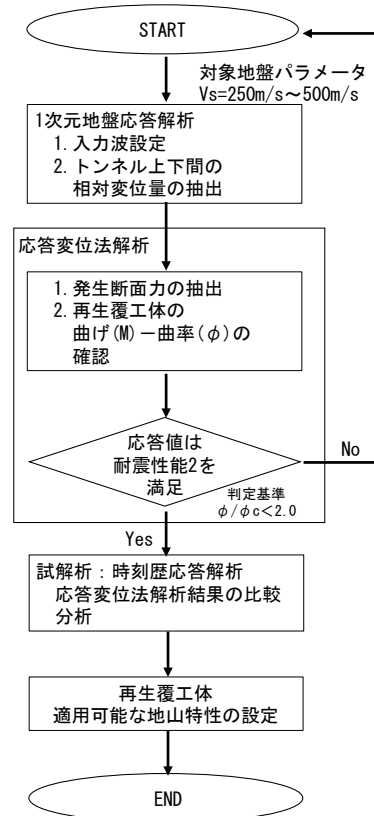


図-1 耐震性能評価の流れ

を比較するとともに、解析手法の相違による留意点を論じる。

最後に、性能評価結果から、耐震性能からみた再生覆工の適用範囲について考察するとともに、耐震性能評価手法を提案する。図-1 は、本稿で実施した耐震性能評価の流れを示したものである。なお、本稿の対象とする地盤の V_s は、耐震設計上の基盤面の目安が 300m/s 以上であることから、後述するように D 級地山相当である 250m/s から 500m/s とした。

2. 再生覆工体の耐震性能に関する静的解析

(1) 再生覆工体に要求する耐震性能および解析手順

地下構造物の耐震設計法には、静的解析法と動的解析法²¹⁾があり、静的解析法では、「応答変位法」や「FEM 応答変位法」がある。動的解析法には、「周波数応答解析」と「時刻歴応答解析」がある。本稿の検討では、まず上記の解析手法のうち、実務の耐震設計で多用されている応答変位法を採用した。

地盤条件は、前章で述べた地震時被害が大きいと考えられる条件から、矢板工法で建設された高速道路トンネル 2 車線断面の坑口部を対象とし、図-2 のように設定した。トンネル断面形状は、矢板工法トンネルで構築され

たトンネルのうち、断面が大きい監視員通路付を採用した。なお、覆工厚は、北陸自動車道の矢板工法で建設された山岳トンネルの施工記録から 600mm とした。

設計入力地震動(入力波)は、道路橋示方書に準拠し、レベル2入力地震動(タイプI、タイプII)²²⁾を使用した。これらの入力波を用いて検討断面の1次元地盤応答解析を実施し、トンネル上下間の相対変位が最も大きくなる変位量を抽出した。

次に、抽出した変位量を入力値とした応答変位法を実施し、再生覆工体(無筋コンクリート)に発生する応答値から、耐震性能が「損傷レベル2」²³⁾もしくは「耐震性能2」²⁴⁾を満足しているか否かを確認することとした。なお、再生覆工体は無筋コンクリートであり、「耐震性能2」に該当する応答値は、弾性領域以上、かつ破壊未満までが適用範囲と考えられる。これは再生覆工体は繊維補強コンクリートであることから、「耐震性能2」を有することができれば、早期に機能回復ができる状態²⁴⁾と考えられると仮定したためである。

検討は、トンネル周辺地盤の V_s をパラメータとし、再生覆工体に発生する応答値が耐震性能2を満足する V_s の下限値、すなわち、再生覆工体の適用地盤の境界値が決定するまで V_s を変化させて実施した。

(2) 1次元地盤応答解析

地震時の地盤の相対変位を算出するため、1次元地盤応答解析を実施した。解析コードは、実務で多用されている SHAKE²⁵⁾を使用した。地盤の非線形性の考慮は、等価線形化法で考慮するものとした。ひずみ依存曲線は、対象地盤の V_s が 250m/s から開始したため、この V_s に相当する地盤は、沖積砂質土に相当すると考え、沖積砂質土²⁶⁾のパラメータを採用し、地盤深度に応じて設定した。

a) 解析条件

1次元地盤応答解析は、トンネルが存在しない状態の地盤(図-2)にて実施した。トンネル周辺地盤を単層とする耐震解析検討の事例²⁶⁾によれば、トンネルの耐震解析において、トンネルが耐震設計上の基盤面に近い方がトンネル上下間の相対変位が大きくなり、発生断面力も大きくなることが示されている。よって、本解析におけるトンネル位置は、安全側の検討になるよう、すなわち、発生断面力が大きくなるよう、耐震設計上の基盤面から +1.0m 位置がトンネル下半脚部となるように設定した。これにより、トンネル位置は、図-2 に示す通り、GH-5.3m(天端)～GH-13.2m(下半脚部)となり、この間の相対変位をトンネル上下間の相対変位とした。

耐震設計上の基盤面の V_s は、一般的には 300m/s 以上を目安としている。本検討では安全側を考慮し、検討対象地盤の V_s を 500m/s まで実施した。よって、本解析の耐震設計上の基盤面の V_s は、1000m/s に統一して試算し

た。解析条件を表-1 に示す。

b) 解析結果

図-3 は、入力波別のトンネル上下間の相対変位量を示したものである。これをみると、II-1-2 波が最もトンネル上下間の相対変位量大きいことが確認できた。よって、T2-2 を入力地震動として、 V_s を変化させてトンネル上下間の相対変位量を算出した。算出結果を図-4 に示す。本図をみると、 V_s が大きくなるとトンネル上下間の相対変位量は小さくなる傾向が得られた。ただし、その傾向はすべてに当てはまるわけではなく、とくに、 $V_s=300\text{m/s}$ から $V_s=325\text{m/s}$ のトンネル上下間の相対変位量の低下量が大きい。

表-1 1次元地盤応答解析 解析条件

解析条件	内容
トンネルと検討対象地盤の位置関係	土被り: 5m 耐震設計上の基盤面とトンネル下半脚部までの離隔: 1m
検討対象地盤の V_s	250m/s～500m/s
地盤の非線形性	等価線形化法で考慮
地盤のひずみ依存曲線	沖積砂質土パラメータ
基盤面の V_s	1000m/s
トンネル上下間変位抽出位置	GH-5.3m(天端)～GH-13.2m(下半脚部)の相対変位を抽出
入力波	I種地盤のレベル2入力地震動(タイプI、タイプII)の6波 ²²⁾ ・平成15年十勝沖地震および平成23年東北地方太平洋沖地震 I-1-1～I-1-3 ・平成7年兵庫県南部地震 II-1-1～II-1-3

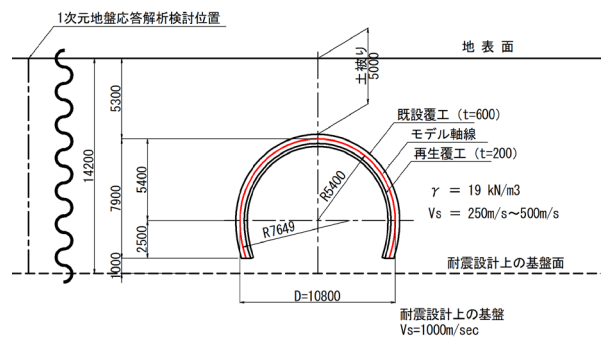


図-2 検討モデル

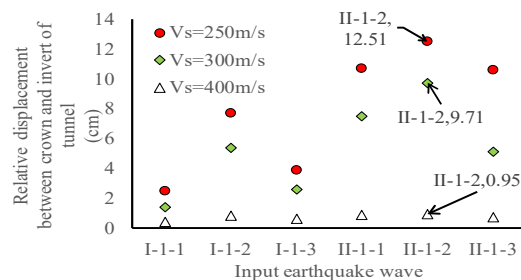


図-3 トンネル上下間の相対変位量

これは、深度方向の地盤のせん断剛性の変化によるものと考えられるため、 V_s をパラメータとして、トンネル天端 (GL-5.3m) , SL (GL-10.7m) および下半脚部 (GL-13.2m) の解析終了時のせん断剛性の収束値 G とせん断剛性の初期値 G_0 との比 (G/G_0) の感度を分析した。図-5 に感度分析した結果を示す。 G/G_0 は、小さくなるほど、解析終了時のせん断剛性が小さく、すなわち、地盤が軟化したことを示す。 G/G_0 は、着目位置に関わらず、 V_s が大きくなると G/G_0 も大きくなる傾向がある。 $V_s=250\text{m/s}$ では、天端、SL および下半脚部の G/G_0 は、ほぼ同等である。これに対して、 $V_s=300\text{m/s}$ では、天端部の G/G_0 は大きくなったものの、SL 部および下半脚部の G/G_0 は、ほぼ同程度の値となる。 $V_s=325\text{m/s}$ 以上については、SL 部と下半脚部の G/G_0 は V_s が大きくなると増大し、かつ、その値は着目位置によって異なるとともに、天端部の G/G_0 と SL 部および下半脚部の G/G_0 の差が小さくなる傾向が確認できた。

以上のことから、 $V_s=300\text{m/s}$ 以下では、天端部に対して、SL 部と下半脚部の G/G_0 が小さく、かつ同程度となったことがトンネル上下間の相対変位量が大きくなった要因であると考えられる。一方、 $V_s=325\text{m/s}$ 以上は、天端部の G/G_0 と SL 部および下半脚部の G/G_0 の差が、 V_s が大きくなるにつれて小さくなることから、相対変位量が小さくなった要因と考えられる。なお、 $V_s=400\text{m/s}$ についても SL および下半脚部の G/G_0 が近似した値となる。ただし、 G/G_0 は、図-5 を確認すると、どの位置においても 0.4 程度であることから、水平変位量そのものが小さく、かつ、相対変位量も小さな値となったと考えらえる。

(3) 応答変位法による解析

a) 解析概要

応答変位法を用いた解析は、既設覆工体および再生覆工体の両者をモデル化して実施した。表-2 は、構造モデルの諸元を示したものである。表-3 および表-4 は、既設覆工体および再生覆工体の断面諸元を示したものである。地盤反力係数の算定は、式(1)²¹⁾および式(2)²¹⁾を用いた。なお、曲率を持つ部材の地盤反力係数の算定には、A.M.MUIR WOOD²⁷⁾が考案した式があるが、本解析では、山岳トンネルの耐震検討に実績を有する式(1)および式(2)を適用した。また式(1)中の地震時変形係数 E_D の算定は、式(3)²¹⁾より算出した。 V_s から算出した地震時変形係数 E_D を図-6 に示す。

応答変位法における地盤ばね定数は、式(1)および式(2)で算出した地盤反力係数に各節点の分担幅を乗じて求めた。なお、地盤ばねは、圧縮側のみ有効とし、引張時は無効とした。ばね先変位量は、1 次元応答解析で得られたトンネル上下間の相対変位量とした。応答変位法

解析モデル図を図-7 に示す。また、本解析の解析条件や入力値等を整理したものを表-5 に示す。

$$k_n = 1.58 E_D B_v^{-3/4} \quad (1)$$

$$k_s = \frac{k_n}{3} \quad (2)$$

$$E_D = 2(1 + \nu)G \quad (3)$$

ここに、 k_n : 法線方向地盤反力係数(kN/m^3)

k_s : 接線方向地盤反力係数(kN/m^3)

E_D : 地震時変形係数(kN/m^2)

G : 収束時せん断剛性で、1 次元地盤応答解析結果を適用する。

ν : ポアソン比($=0.495$)²¹⁾

B_v : 載荷幅(解析モデル SL 幅, 10.8m, 図-2)

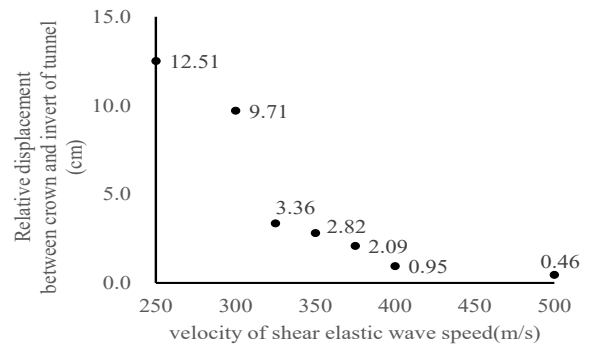


図-4 トンネル上下間の相対変位量(II-1-2 波)

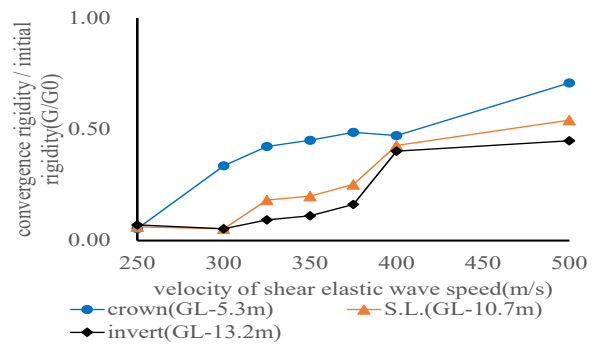


図-5 V_s 別深度別 G/G_0 分析(II-1-2 波)

表-2 構造モデルの諸元および構造モデル間の支承条件

解析モデル	構造モデル	構造モデル間の支承条件
モデル1	既設覆工・再生覆工	連続 (重ね梁)
モデル2	既設覆工・再生覆工	不連続, 圧縮のみ伝達
モデル3	再生覆工のみ	-

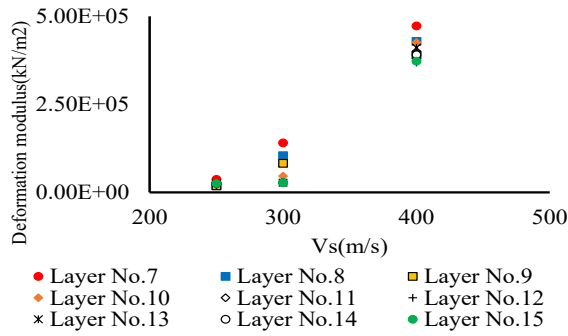
図-6 変形係数 E_D の算出結果(LayerNo.は図-8を参照)

表-3 既設覆工および再生覆工の断面諸元①

覆工種別	設計基準強度 σ_{ck} (N/mm ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)	覆工厚 h (m/m)
既設覆工	18	2.20×10^4	0.600
再生覆工	36	2.98×10^4	0.200

表-4 既設覆工および再生覆工の断面諸元②

覆工種別	断面積 A (m ² /m)	断面二次モーメント I (m ⁴ /m)
既設覆工	0.600	0.018
再生覆工	0.200	6.67×10^{-4}

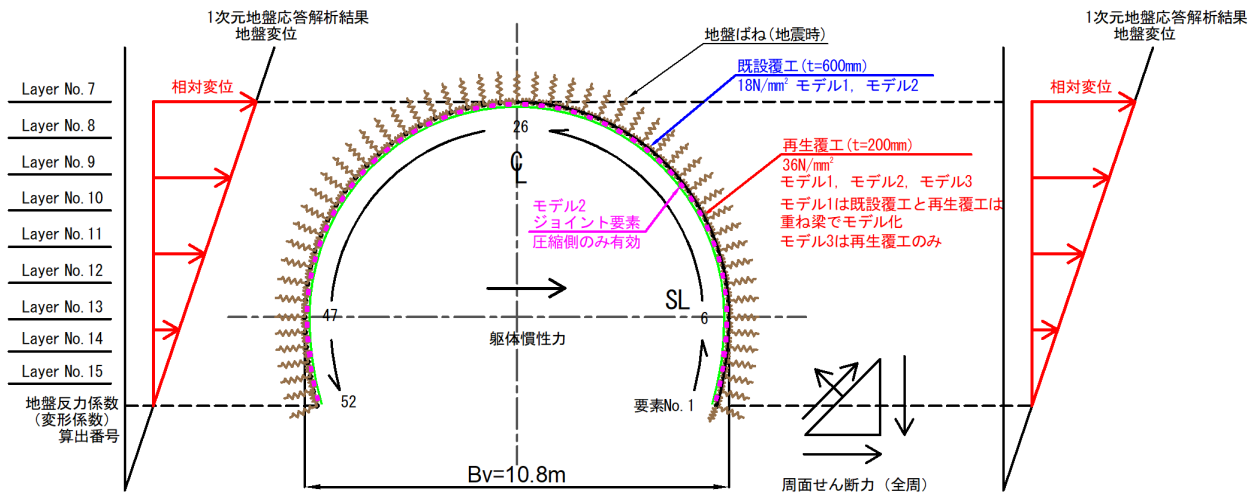


図-7 解析モデル(応答変位法)

表-5 応答変位法 解析条件等一覧表

入力項目	内容
解析モデル	モデル1, モデル2, モデル3 (表-2, 表-3, 表-4 参照)
再生覆工体のモデル	M-φ モデル (図-9, 図-10, 表-5 参照)
相対変位	1次元地盤応答解析結果からトンネル上下間相対変位を抽出し入力
検討対象地盤の Vs	250m/s~400m/s
地盤反力係数	式(1)~式(3)にて算出. 変形係数 E_D の算出結果は, 図-6を参照.
躯体慣性力	躯体の自重に設計震度を乗じて算出する. トンネルの自重は, 無筋コンクリートを考慮.
周面せん断力	1次元地盤応答解析から得られた値にて設定

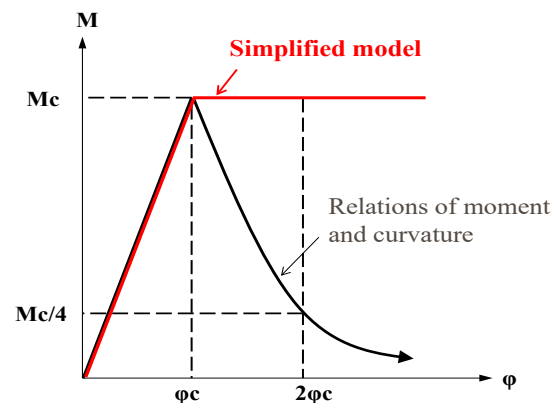


図-8 曲げモーメントと曲率の関係

b) 再生覆工体のモデル

再生覆工体は, 無筋コンクリートであることから, 曲げひび割れ発生後の剛性低下は, 曲げと曲率の関係²⁹⁾を定めてモデル化した. 曲げと曲率に関する相関式を式(4)²⁹⁾~式(6)²⁹⁾に示す. ここで, 無筋コンクリートの曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係をみると, 図-8の黒線の

ように曲げモーメント M は, ひび割れが発生する ϕ_c までは弾性的な挙動を示すものの, ひび割れ発生後は, 急速に小さくなる²⁹⁾. 本解析では, この特性を簡略し, 図-8の赤線で示すモデルで設定した. なお, 既往の研究では, ひび割れを考慮したトンネル覆工解析に関する研究²⁹⁾, 鋼繊維補強コンクリートを対象とし, ひび割れの発生・進展を考慮したトンネル覆工解析に関する研究³⁰⁾

等が実施されている。一方、繊維補強コンクリートのひび割れを対象とした研究事例は見当たらない。また、トンネル変状対策工の補強効果に関する実験的研究³⁰⁾では、覆工体にひび割れが発生しても、覆工体に軸力が作用していれば図-8の黒線のような挙動にはならず、弾塑性的な挙動を示すことが報告されている。矢板工法で建設されたトンネルの覆工体は、トンネル掘削によって発生する変位の収束が未確認な状態で構築されるため、地圧による軸力が再生覆工体にも伝達することが考えられる。これらを考慮して、本論文における再生覆工体のM-φモデルは、図-8の赤線で示すモデルとした。

なお、覆工体に作用する軸力が小さい場合は、図-8の黒線のような挙動を示すことが想定され、剛性低下によって曲率がより大きくなることが想定される。これを究明することは今後の課題とする。

また、耐震性能2の条件として、再生覆工体は、繊維補強コンクリートを使用していることから、ひび割れが発生後もコンクリート片の落下はないと仮定し、再生覆工体の部材の中心までひび割れを許容することとした。その時の曲率φは、ひび割れが発生する時の曲率φ_cの2倍となる2φ_c²⁸⁾とした。

$$M_c = \frac{bD^2}{6} \sigma_T \quad (4)$$

$$\varphi_c = \frac{\varepsilon_T}{\frac{D}{2}} \quad (5)$$

$$\varepsilon_T = \frac{\sigma_T}{E_c} \quad (6)$$

ここに、 M_c : ひび割れ発生モーメント(kN-m)
 b : 奥行方向部材幅(m)
 D : 部材厚(m)
 σ_T : コンクリート引張強度(kN/mm²)
 ε_T : ひび割れひずみ
 E_c : コンクリートヤング係数(kN/mm²)

$$f_{tk} = 0.23f'_{ck}{}^{2/3} \quad (7)$$

ここに、 f_k : コンクリートの引張強度(N/mm²)
 f'_{ck} : 設計基準強度(N/mm²)

また、引張強度は、再生覆工を想定したコンクリート(36-18-20N、繊維混入流動化コンクリートのベースコンクリート)を製造し、圧縮強度試験(材齢28日、JIS A1108:2018)および割裂引張試験(材齢28日、JIS A5308)を、それぞれ供試体6本製作して試験を実施した。圧縮試験結果および割裂引張試験結果と一般式から得られる引張強度の比較結果を表-6に示す。圧縮強度試験および引張割裂試験を実施した結果、引張割裂試験から得ら

れた引張強度は、一般式²⁹⁾式(7)にて算定される引張強度より大きいことが確認できた。

この結果を勘案して、本解析におけるコンクリートの引張強度は設計基準強度から算定した値を用いることとした。ひび割れ発生時の曲げモーメントおよび曲率の計算結果を表-7、図-9に示す。

(4) 解析結果

a) モデル1の解析結果

本解析は、再生覆工体が耐震性能2となるVsを得ること目的とした。そこで、まずモデル1での解析を実施することとした。解析では、トンネル周辺地盤のVsをパラメータとし、再生覆工体に発生する曲げモーメントMと曲率φが、2φ_c未満となるまでVsを変化させて解析を行った。

解析では、まず自重による影響を推定するため、自重のみの静的解析を実施して初期断面力を算定した。次に応答変位法による解析を実施し、得られた断面力に、自重による断面力を加算して、応答値を算定とした。

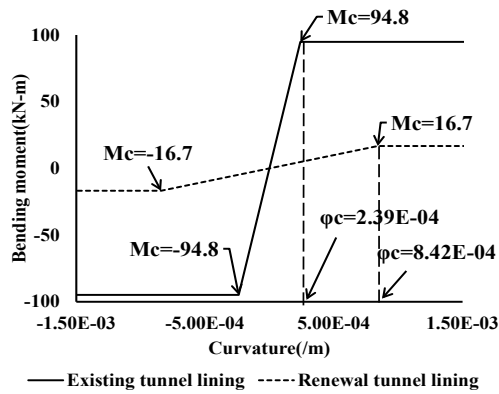
解析におけるVsの値は、Vs=250m/s、Vs=300m/sおよびVs=400m/sとした。図-10は、φ/φ_cの関係を整理したものである。

表-6 圧縮強度試験結果と引張割裂試験結果の試験結果および算定値との比較

item	Test value							Calculated value
	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	Average value	
Compressive strength test (N/mm ²)	46.0	44.7	45.2	45.1	45.3	43.9	45.0	-
Tensile splitting test (N/mm ²)	3.81	4.04	3.11	3.55	3.75	3.11	3.56	2.91

表-7 ひび割れ発生時の曲げモーメントおよび曲率 算定結果

項目	既設覆工	再生覆工
設計基準強度 σ_{ck} (N/mm ²)	18	36
引張強度 σ_T (N/mm ²)	1.58	2.51
ヤング率 E_c (N/mm ²)	2.20×10^4	2.98×10^4
部材厚 D (mm)	600	200
ひび割れひずみ ε_T	7.18×10^{-5}	8.42×10^{-5}
ひび割れ発生時の曲げモーメント M_c (kN-m)	94.8	16.7
ひび割れ発生時の曲率 φ_c (/mm)	2.39×10^{-7}	8.42×10^{-7}
ひび割れが部材厚中央まで進展時の曲げモーメント $M_c/4$ (kN-m)	23.7	4.18
上記状態における曲率 $2\varphi_c$ (/mm)	4.79×10^{-7}	1.68×10^{-6}

図-9 曲げモーメント M と曲率 ϕ の算定結果

本図より、再生覆工体では、 $V_s=300\text{m/s}$ の解析結果では、 $\phi/\phi_c=30$ となり、 $2\phi_c$ 以上となることから、耐震性能 2 は満足していない。なお、 $V_s=250\text{m/s}$ のケースでは、図-8 に示すモデルを用いた解析では、曲率 ϕ は収束しなかった。以上より、再生覆工体に発生する ϕ が $2\phi_c$ 未達となる V_s は、 $V_s=400\text{m/s}$ であることが得られた。なお、 $V_s=400\text{m/s}$ のケースにおいて、既設覆工体の ϕ は、 ϕ/ϕ_c が 2.0 を超えている。再生覆工体を施したトンネル構造物においては、既設覆工体は NATM における一次支保と考える^りことから安全性は確保できると考えた。

図-11 は、 $V_s=400\text{m/s}$ のケースの解析結果のうち、トンネルの変形量および曲げモーメント図を示したものである。また、再生覆工の曲げモーメント M が最大となった要素の $M-\phi$ 照査結果を図-12 および図-13 に示す。

b) モデル 2 およびモデル 3 の解析結果

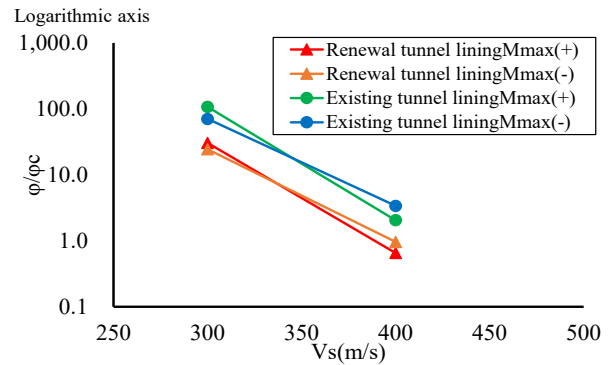
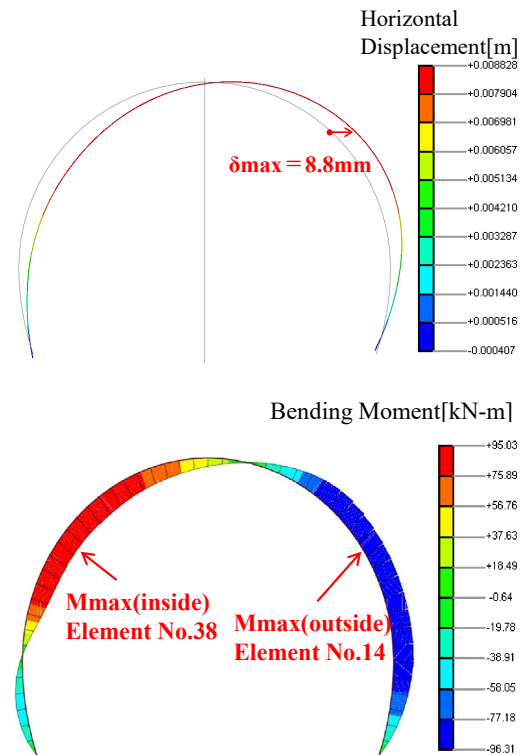
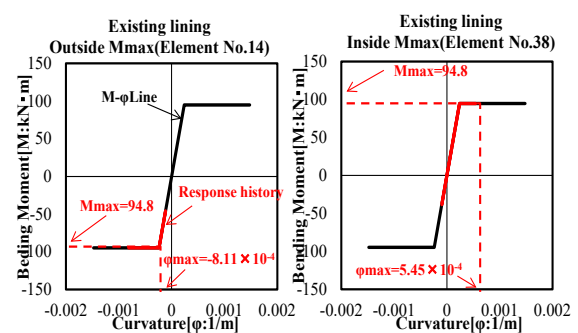
モデル 1 の解析において、トンネル周辺地盤が $V_s=400\text{m/s}$ となれば、再生覆工体に発生する ϕ が $2\phi_c$ 未達となることを確認した。そこで、トンネル周辺地盤を $V_s=400\text{m/s}$ として、モデル 2 およびモデル 3 の解析を実施した。

モデル 2 は、既設覆工体と再生覆工体間に設置される防水シートをアイソレーション効果を有するジョイント要素でモデル化したものである。また、モデル 3 は、再生覆工体のみをモデル化したものである。図-14～図-16 に解析結果を示す。

これらを見ると、モデル 1 とモデル 2 の再生覆工体に発生する曲率 ϕ はジョイント要素の有無にかかわらず概ね等しい結果となった。これは既設覆工体と再生覆工体の間の力のやり取りが、ジョイント要素の有無にかかわらず同程度であることを意味する。

モデル 3 の再生覆工のみのケースでは、再生覆工体の剛性しか考慮されていないものの、コンクリートの設計基準強度が 36N/mm^2 と向上したことによって、曲げモーメント M が大きくなったと考察した。

以上より、 V_s が 400m/s であれば、地盤モデルが非線

図-10 V_s と ϕ/ϕ_c の関係(モデル 1)図-11 モデル 1 の解析結果($V_s=400\text{m/s}$)
(上:水平変位図, 下:曲げモーメント図)図-12 モデル 1 : $M-\phi$ 照査結果(既設覆工)

形であっても、再生覆工体に発生する ϕ は、 ϕ/ϕ_c が 2.0 未達となり、かつ弾性挙動内で収まることが分かった。

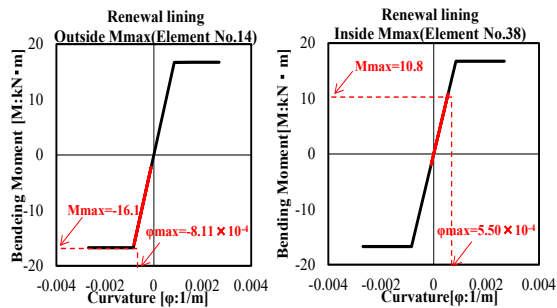


図-13 モデル 1 : M-φ 照査結果(再生覆工)

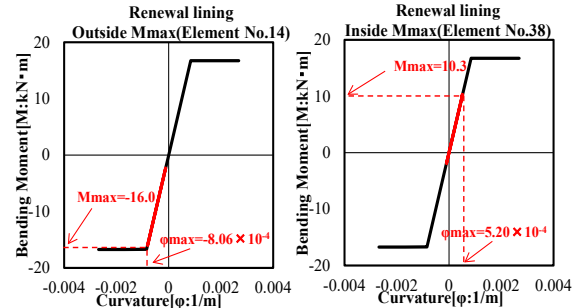


図-15 モデル 2 : M-φ 照査結果(再生覆工)

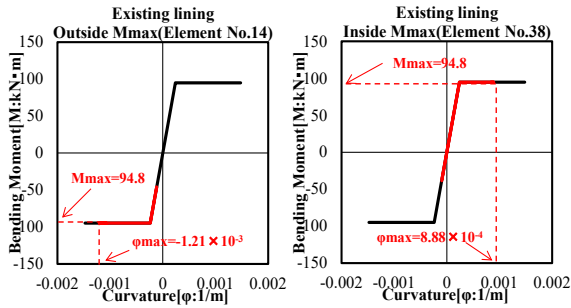


図-14 モデル 2 : M-φ 照査結果(既設覆工)

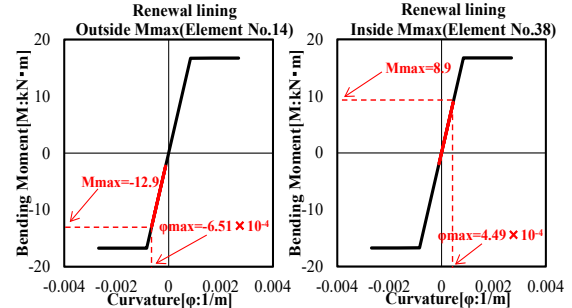


図-16 モデル 3 : M-φ 照査結果(再生覆工)

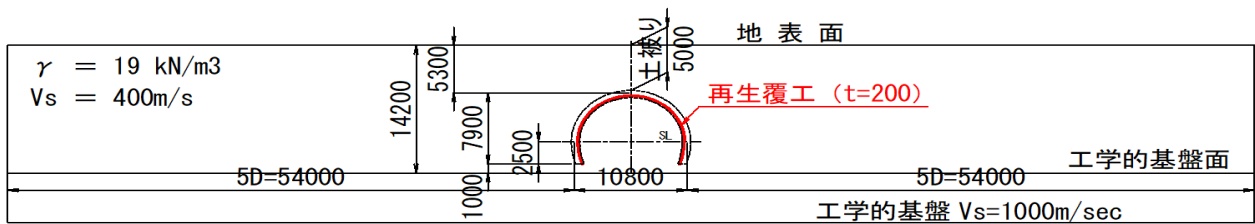


図-17 時刻歴応答解析の解析モデル

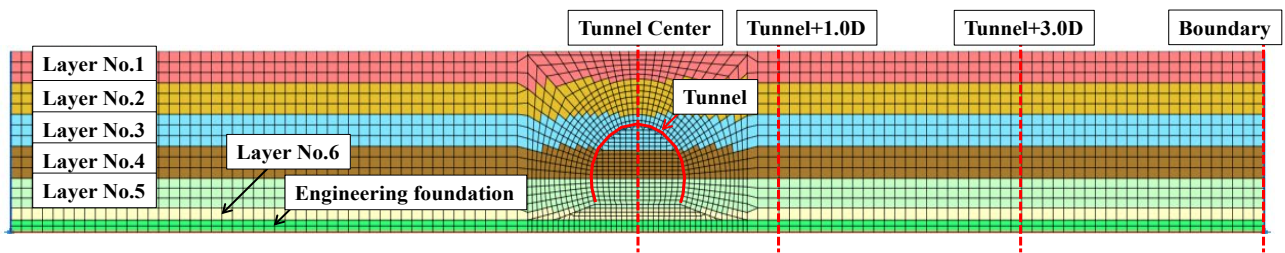


図-18 時刻歴応答解析の地層区分

表-8 時刻歴応答解析の各地層の物性値

Layer No.	Vs (m/s)	G ₀ (kN/m ²)	h ₀	γ _t (kN/m ³)	Strain dependent properties No [※]
1	400	3.10×10 ⁵	0.02	19.0	a
2	400	3.10×10 ⁵	0.02	19.0	b
3	400	3.10×10 ⁵	0.02	19.0	c
4	400	3.10×10 ⁵	0.02	19.0	d
5	400	3.10×10 ⁵	0.02	19.0	e
6	400	3.10×10 ⁵	0.02	19.0	e
Engineering foundation	1000	2.24×10 ⁶	0.02	22.0	-

※：アルファベット記号は、図-19 参照

3. 再生覆工体の耐震性能に関する動的解析

本章では、応答変位法解析にて再生覆工体の耐震性能2を満足する地山 ($V_s=400\text{m/s}$) を対象とし、動的解析法(時刻歴応答解析法)による試解析を実施し、得られた解析結果と応答変位法解析で得られた解析結果と比較するとともに、解析手法の相違による留意点を論じる。

(1) 時刻歴応答解析の概要

時刻歴応答解析の地盤モデルは、応答解析法で採用した沖積砂質土モデルに相当する修正 R-O 法(沖積砂質土モデル³²⁾)とし、対象地盤は、前述した応答変位法による解析で、再生覆工体の ϕ/ϕ_c が 2.0 未満となる $V_s=400\text{m/s}$ とした。しかしながら、後述する通り、解析結果に乖離が確認されたため、上記に加えて、線形、等価線形および修正 R-O 法(岩盤³³⁾)を用いた感度分析も実施した。解析モデルを図-17、地層区分を図-18および各地層の物性値を表-8に示す。また、地層別 G/G_0 モデルを図-19に示す。

時刻歴応答解析の実施にあたっては、まず、本解析から得られる再生覆工 ϕ/ϕ_c と応答変位法で得られた ϕ/ϕ_c を比較した。

また、本解析を実施する前に、FEM 応答変位法による解析を実施し、応答変位法で得られた地盤の水平変位(図-20)と再生覆工に発生する曲げモーメント M から得られる ϕ/ϕ_c (図-21)を比較し、時刻歴応答解析に用いる地盤モデルの妥当性を検証した。

(2) 解析結果

a) 地盤モデルの相違による解析結果の分析

応答変位法および時刻歴応答解析から得られた要素別の ϕ/ϕ_c を図-22に示す。これをみると、時刻的応答解析で得られた ϕ/ϕ_c は、応答変位法解析で得られた値に比べて2倍～6倍程度大きく、特に天端付近では、最大で約18倍(要素 No.23, 応答変位法: 0.093, 時刻歴応答解析(修正 R-O 法, 沖積砂質土): 1.714)となった。

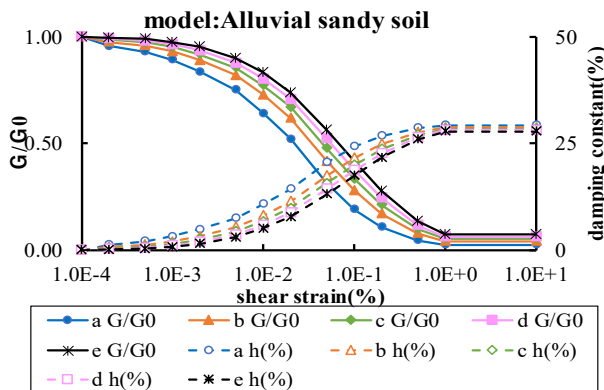


図-19 時刻歴応答解析の地層別の G/G_0 モデル

この結果は、時刻歴応答解析によって、トンネル周辺の G/G_0 が低下し、変形が増大したためと考えられる。なお、応答変位法で得られた ϕ/ϕ_c とほぼ等しい値となった地盤モデルは、修正 R-O 法(岩盤)であった。

次に、応答変位法と時刻歴応答解析法で得られた ϕ/ϕ_c のの差異について考察した。まず、トンネル中心部およびトンネル周面位置のせん断ひずみ分布(図-23)および水平変位分布(図-24)を抽出し比較した。その結果、例えばトンネル天端付近の時刻歴応答解析(沖積砂質土)と応答変位法のせん断ひずみ比は $2.00(=0.134/0.067)$ となり、天端部の水平変位比は $1.73(=1.97/1.14)$ であった。このことから、せん断ひずみの増加によって水平変位が増加し、時刻歴応答解析の ϕ/ϕ_c が大きくなったと考えられる。

また、図-23 の応答変位法のせん断ひずみ分布は、深度が大きくなると線形的に増大する傾向にある。一方、時刻歴応答解析では、天端部と SL 部でせん断ひずみが大きくなる傾向があり、覆工体の要素がない状態のせん断ひずみ分布とは傾向が異なる。

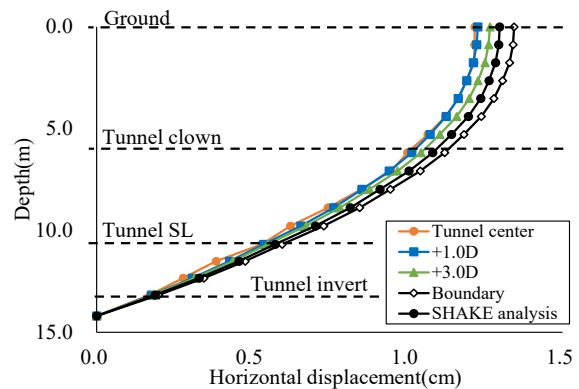


図-20 水平変位 (トンネル無)

1次元地盤応答解析・FEM 応答変位法

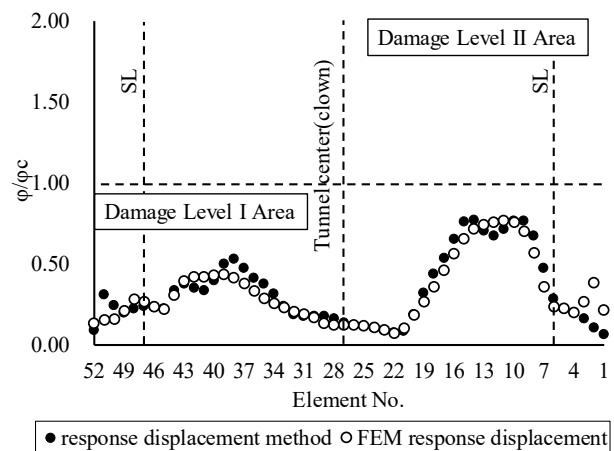


図-21 応答変位法・FEM 応答深度法 要素別 ϕ/ϕ_c

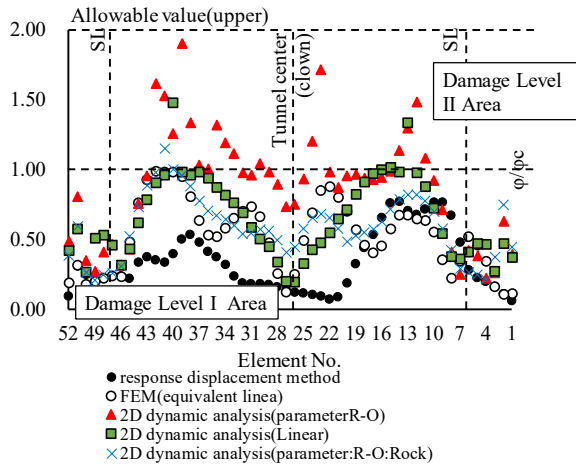


図-22 再生覆工要素別 ϕ/ϕ_c の比較
応答変位法・時刻歴応答解析

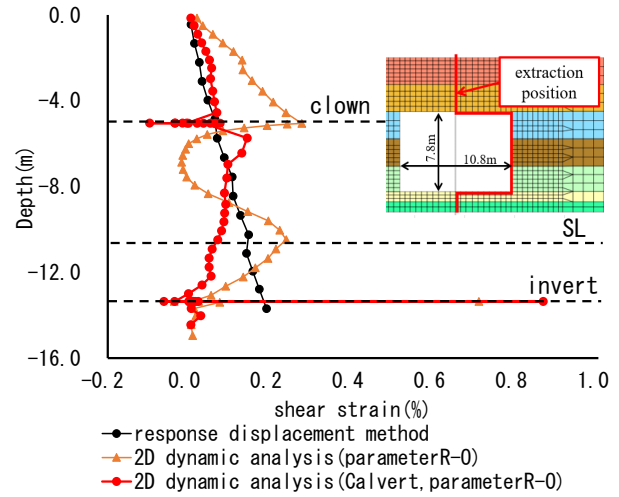


図-25 トンネル中心部せん断ひずみ比較
(応答変位法・時刻歴応答解析)

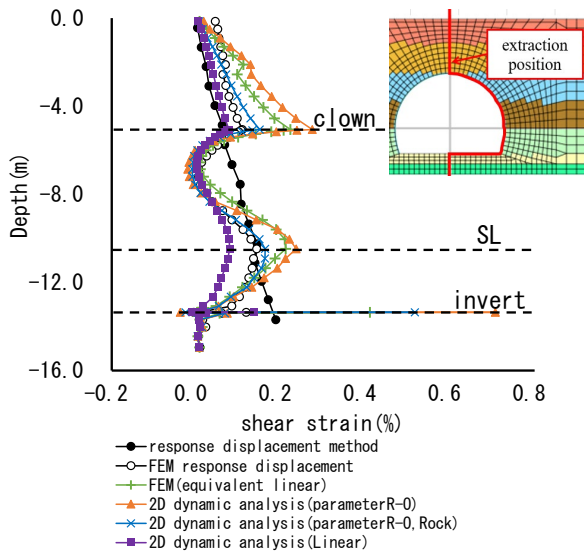


図-23 トンネル中心部せん断ひずみ比較 (最大変位発生時)
応答変位法・時刻歴応答解析

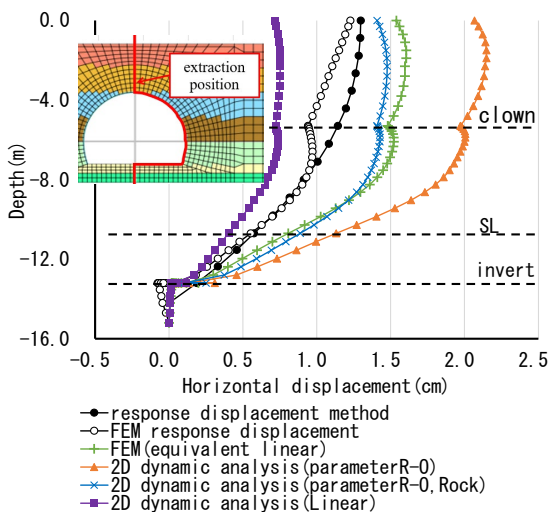


図-24 トンネル中心部水平変位比較 (最大変位発生時)
応答変位法・時刻歴応答解析

さらに、地盤モデル別の結果をみると、再生覆工体に発生する ϕ/ϕ_c 、地盤のせん断ひずみおよび地盤の水平変位の大小関係は、線形<修正 R-O 法 (岩盤)<等価線形<修正 R-O 法 (沖積砂質土) の順となった。このことから、再生覆工体に発生する ϕ/ϕ_c は、地盤変形に依存することが確認できた(図-22, 図-23, 図-24 参照)。以上より、時刻歴応答解析では、覆工体をモデル化することによって、覆工体の剛性やトンネル空間が影響して、覆工体周辺の地盤応答が変化し、発生する変位や ϕ/ϕ_c が、応答変位法解析結果と異なることが確認された。また、時刻歴応答解析では、地盤モデルの相違によって応答値が変化することも確認された。

よって、時刻歴応答解析を用いて耐震性能を検討する場合には、覆工体の剛性による影響や地盤モデルを適切に評価する必要がある。他方、再生覆工体の耐震性能を考えると時刻歴応答解析においても、 V_s が 400m/s であれば、再生覆工体に発生する ϕ/ϕ_c は、2.0 未満であることがわかった。なお、以上の結果は、再生覆工のひび割れ後の特性を図-8 に示す簡便なモデルで表現していることに留意すべきと考える。

b) 覆工体の断面形状が異なる場合のせん断ひずみ分布

前述した解析による覆工体周辺の応答値の差異は、覆工体の断面形状の差異と考えた。特に、トンネル形状がアーチ形状であることが周辺の G/G_0 が大きく低下する原因と推定した。そこで、追加解析として、覆工体を矩形形状とした解析を実施し、覆工体の形状の相違によるせん断ひずみ分布の発生傾向を確認した。矩形形状は、本解析で適用したトンネル形状(図-2)の SL 幅(=10.8m)、トンネル高さ(=7.9m)と同じとした。地盤モデルは、修正 R-O 法(沖積砂質土)とした。

解析結果を図-25 に示す。せん断ひずみは、アーチ形状と比べて矩形形状の方が、全体的に小さくなった。こ

のことから、トンネル断面が曲面を有することでせん断ひずみが増大することがわかった。

4. 再生覆工体の適用範囲に関する地盤特性の考察

(1) $V_s=400\text{m/s}$ の地盤に対する考察

一般に V_s は、 N 値との相関性が高いとされ、これまでの研究から、 V_s と N 値の関係は(式 8)³⁴⁾が提案されている。図-26 は、(式 8)³⁴⁾から求まる V_s と N 値の関係を示したものであり、 $V_s=400\text{m/s}$ は、 N 値=91 と算出される。次に、算出した N 値から地盤の変形係数 E を式(9)³⁵⁾から推定すると、 $E=239\text{MPa}$ となる。表-9 は、高速道路トンネルを対象とした支保パターンと変形係数の関係³⁶⁾を整理したものである。 $E=239\text{MPa}$ は、表-9 から DI の下限値(200MPa 以上であり、かつ支保パターン DII の変形係数の中心値(150MPa)以上であることが確認できた。

以上から、 $V_s=400\text{m/s}$ の地山特性は、表-9 に示す現況の高速道路の山岳トンネルにおける地山物性値の一般値と比較すると、DII~DI(下限)相当³⁶⁾を有すると考えられ、標準設計適用範囲の下限値付近に相当することがわかった。

次に、 V_s と弾性波速度(以下、 V_p と称す)と地山特性について分析を試みた。ここで V_p と地山特性の関係は、山岳トンネル設計時に用いる「地山分類表」を適用することとした。

表-10 は、矢板工法が採用されていた時代の地山分類表³⁷⁾を抜粋して示したものである。まず、 V_s と V_p の関係は、式(10)³⁸⁾でされ、 $V_s=400\text{m/s}$ 地山の V_p は、 $V_p=1000\text{m/s}(=1.0\text{km/s})$ と算定した。この値を表-10 の地山分類表と照らすと、 $V_p=1000\text{m/s}$ は、表土や崖錐層に相当し、IV-E(下限値)に分類され、標準設計が適用可能な範囲となっている。

以上より、トンネル周辺地山の V_s が 400m/s 以上であれば、 V_p は $1000\text{m/s}(=1.0\text{km/s})$ 以上の地盤であり、矢板工法または NATM に関わらず、標準支保パターンが適用できる地山であることが確認された。よって、矢板工法、もしくは NATM によって建設されたトンネルが標準設計を適用しているのであれば、本検討から、この区間の再生覆工体は耐震性能 2 を有していると判断できた。

$$V_s = 97.0N^{0.314} \quad (8)$$

$$E = 27.1N^{0.69} \cdot \frac{98.1}{1000} \times 4 \quad (9)$$

ここに、 V_s : せん断弾性波速度(km/s)

N : N 値

E : 岩盤の変形係数(MPa)

5. おわりに

本論文では、再生覆工体の耐震性能を評価した。再生覆工体に要求する耐震性能は、再生覆工の長期的な性能確保の観点から、耐震性能 2 とした。再生覆工体が耐震性能 2 を有しているかどうかの判定基準は、耐震解析時に再生覆工体に発生する曲げモーメント M から曲率 ϕ を算定し、曲率 ϕ とひび割れが発生する時の曲率 ϕ_c の関係 ϕ/ϕ_c が 2.0 未満とした。この耐震性能 2 を満足する地盤特性を算定するため、トンネル周辺地盤のせん断弾性波速度 V_s をパラメータとした耐震解析を実施した。耐震解析は、静的解析では応答変位法を実施し、動的解析では時刻歴応答解析を実施した。

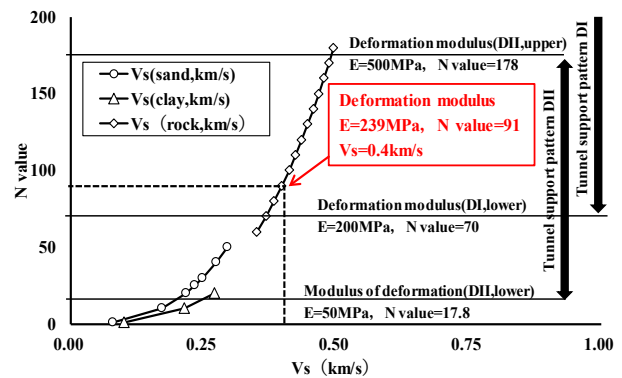


図-26 V_s , N 値, 支保パターン分析結果

表-9 高速道路山岳トンネルにおける地山物性値[※]の一般値³⁶⁾

surpport type	B	CI	CII	DI	DII
Deformation modules (N/mm ²)	5,000 (2,000~10,000)	2,000 (1,000~5,000)	1,000 (500~5,000)	500 (200~2,000)	150 (50~500)

※参考文献 36)から抜粋して転記

表-10 地山分類表(抜粋)³⁷⁾

岩質区分(1)	岩質区分(2)	岩石区分	弾性波速度(km/sec)					
			1	2	3	4	5	6
A	I	a						
		b						
		c						
		d						
		e						
B	II	a						
		b						
		c						
		d						
		e						
C	III	a						
		b						
		c						
		d						
		e						
D	IV	a						
		b						
		c						
		d						
		e						

※参考文献 37)から抜粋して転記

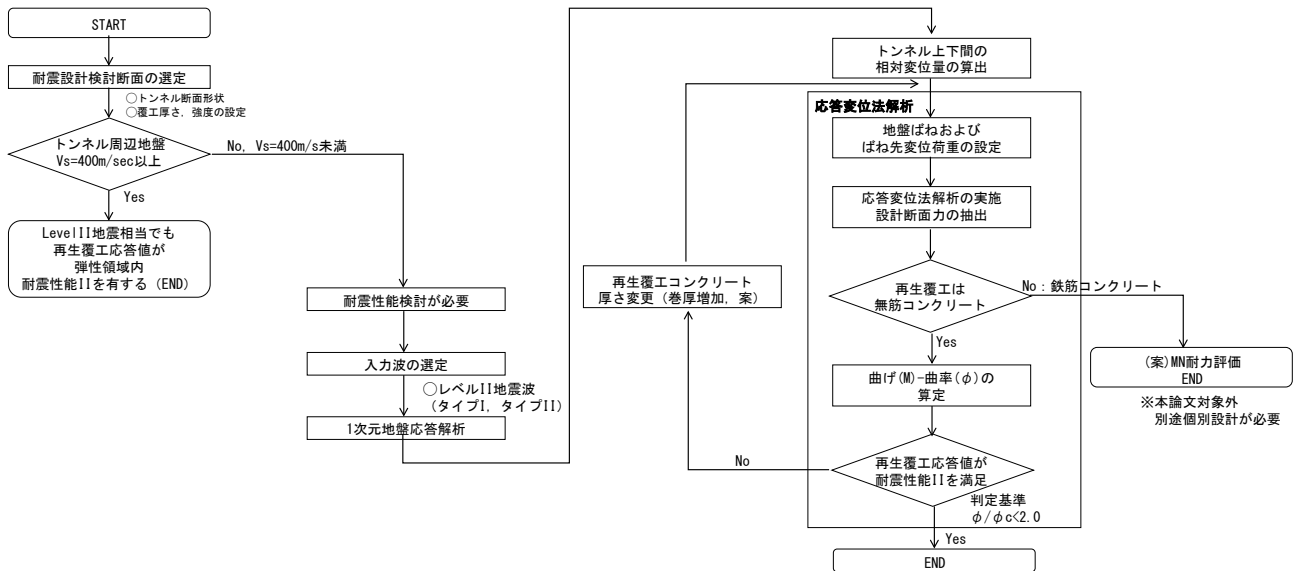


図-27 再生覆工コンクリート耐震性能検討判定フロー(案)

$$\frac{V_p}{V_s} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} = \sqrt{\frac{2(1-0.4)}{1-2 \cdot 0.4}} = 2.45 \approx 2.5 \quad (10)$$

$$V_p = 2.5 \cdot V_s = 2.5 \cdot 400 = 1000 (= 1.0 \text{ km/s})$$

ここに, V_p : 弾性波速度(km/s)

V_s : せん断弾性波速度(km/s)

ν : 動ポアソン比(=0.40, 軟岩)

得られた知見を以下に示す. ただし, 今回の検討は, トンネル2車線断面で上半単芯円の道路トンネルを対象とし, 図-8に示す曲げモーメントと曲率の関係をを用いて解析した結果である. 今後の課題として, 非常駐車帯のような偏平断面, 剛性中分を有する大断面, 避難坑や避難連絡坑などの小断面等, 今回の検討条件と異なる断面形状や覆工厚の場合は, 別途, 検討を実施し, 耐震性能を評価する必要があると考えられる.

- トンネル周辺地盤のせん断弾性波速度 V_s が, 400m/s 以上であれば, 地盤モデルが非線形であっても, 再生覆工体の挙動は, 非線形モデルであっても弾性領域に収まることがわかった.
- トンネル周辺地盤のせん断弾性波速度 V_s が, 400m/s 以上であれば, 再生覆工体に発生する ϕ/ϕ_c は2.0未満となり, 再生覆工体は, 耐震性能 2 を有することがわかった. また, 時刻歴応答解析においても, せん断弾性波速度 V_s が, 400m/s 以上であれば, ϕ/ϕ_c は2.0未満となることが確認された.
- 地山のせん断弾性波速度 V_s が 400m/s の地山の弾性波速度 V_p は, 1000m/s(=1.0km/s)と試算できた. この地山における変形係数 E は, 式(8)および式(9)から 239MPa(図-26)と推定でき, この値を有する地山であ

れば, 矢板工法もしくは NATM は標準設計が適用できると評価できた.

- 上記の知見から, 矢板工法, もしくは NATM よって建設されたトンネルが標準設計を適用しているのであれば, 同区間に構築する再生覆工体も耐震性能 2 を有していると評価した.

図-27 は, 本論文で得られた知見を基に, 再生覆工体の耐震性能評価手法の流れを示したフローチャートである. なお, 地山の V_s が 400m/s より小さい地盤や「平成 28 年熊本地震を踏まえた道路トンネルの耐震対策に関する留意点について」³⁹⁾に記載された「地震による影響を受けやすいと考えられるトンネルの特殊条件」に該当する範囲については, 別途, 個別検討が必要であると考えられる.

本論文の成果が, 今後の山岳トンネルの耐震性能検討の参考になれば幸いである.

REFERENCES

- 中日本高速道路株式会社金沢支社: 供用化における矢板工法トンネル覆工再生工に関する手引き (案), 2023. [Central Nippon Expressway Company Limited Knazawa Regional Head Office: *Kyouyouka ni okeru Yaitakouho Tunnel Fukkousaiseikou ni kannsuru Tebiki(an)*, 2023.]
- 中日本高速道路株式会社他: 設計要領第三集トンネルトンネル 保全編・トンネル建設編 令和 2 年 7 月, pp.4-35, 2020. [Central Nippon Expressway Company Limited: *SekkeiYoryo III Tonneru HozenHen & Tonneru kensetuHen*, pp. 4-35, 2020.]
- 宮崎真弥, 木下一孝, 矢作和之: 東日本大震災における新幹線トンネルの被害状況と復旧について, 土木学会東北支部技術研究発表会 (平成 23 年

- 度) ,p.III-48,2012. [Miyazaki,S., Kinoshita,K. and Yasaku,K.: *HigashiNihon Daishinsai ni okeru Shinkansen Tonneruno Higaizyokyo to Fukkyu ni tuite*, Japan Society of Civil Engineers Tohoku Branch Technical research presentation(2011),p.III-48, 2012.]
- 4) 松沼政明, 齋藤貴: 東北地方太平洋沖地震における新幹線トンネルの被害と復旧, 土木学会第 67 回年次学術講演会(平成 24 年 9 月),p.VI-096,2012. [Matsunuma,M. and Saito,T.: *Tohoku Tiho Taiheiyuoki Zishin niokeru Shinkansen Tonneru no Higai to Fukkyu*, Japan Society of Civil Engineers 2012 Annual Meeting, p.VI-096, 2012.]
 - 5) 土木学会トンネル工学委員会: 東北地方太平洋沖地震調査特別小委員会報告書,2013. [Japan Society of Civil Engineers Tunnel Engineering Committee: *Tohoku Tiho Taiheiyuoki Zishin Chosa Tokubetu Sho Iinkai Hokokusyo*, 2013.]
 - 6) 砂金伸治, 日下敦: 2016 年熊本地震による道路トンネルの被害と今後の耐震対策,トンネルと地下第 49 巻 2 号,pp.55-65,2018. [Isago,N. and Kusaka,A.: Road Tunnel Damage Caused by 2016 Kumamoto Earthquake and Future A seismic Measures,*Tunnel and Underground*, Vol. 49,Issue2, pp.55-65,2018]
 - 7) 岡野法之, 川越健, 小島芳之, 都留恒誉: 2016 年熊本地震による南阿蘇鉄道のトンネル被害,トンネルと地下第 49 巻 2 号,pp.47-54,2018. [Okano,N., Kawagoe,T., Kojima,Y. and Tsuru,T.: Tunnel Damage on the Minami-Aso Railway Caused by the 2016 Kumamoto Earthquake, *Tunnel and Underground*, Vol. 49,Issue2, pp.47-54,2018]
 - 8) 真下英人: 新潟県中越地震における道路トンネルの被害, トンネルと地下第 36 巻 11 号,pp.55-63,2005. [Mashimo,H.: Damage of Roads Caused by 2004 Mid Niigata Prefecture Earthquake, *Tunnel and Underground*, Vol. 36,Issue11, pp.55-63,2005]
 - 9) 清水満, 末松史郎, 鈴木尊, 安藤豊弘, 栗栖基彰: 新潟県中越地震による鉄道トンネルの被害,トンネル工学報告集第 15 巻,pp.257-264,2005.[Shimizu,M., Suematsu,S., Suzuki,T., Ando,T. and Kurusu,M.: Damage of Railway tunnel due to The Mid Niigata Prefecture Earthquake, *Proceedings of tunnel engineering*, Vol.15, pp.257-264,2005]
 - 10) 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,トンネルと地下第 27 巻 3 号,pp.51-61,1996. [Koyama,Y., Asakura,T. and Sato,Y.: Damages of mountain tunnels suffered from the Great Earthquake of Hyogo South and restoration, *Tunnel and Underground*, Vol. 27,Issue3, pp.51-61,1996]
 - 11) 朝倉俊弘, 志波由紀夫, 松岡茂, 大矢敏雄, 野城一栄: 山岳トンネルの地震被害とそのメカニズム, 土木学会論文集 No.659,III-52,pp.27-38,2000. [Asakura,T., Shiba,Y., Matsuoka,S., Oya,T. and Yashiro,K.: DAMAGE OF MOUNTAIN TUNNELS BY EARTHQUAKE AND IT'S MECHANISUM, *Japanese Journal of JSCE*,No.659,III-52, pp.27-38,2000]
 - 12) 公益社団法人土木学会: トンネル・ライブラリー33 トンネルの地震被害と耐震設計—山岳・シールド・開削トンネル—, pp.16-18,p.24,2023. [Japan Society of Civil Engineers:Tunnel Engineering committee:*Tunnel Library 33 Earthquake Damege and Seismic Design of Tunnels -Mountain,Shield and Open-Cut Tunnels-*, pp.16-18,p.24,2023.]
 - 13) 吉川恵也: 鉄道トンネルの震災事例調査, 鉄道技術研究報告, No.1123,1979. [Yoshikawa,K.: *Tetsudo Tonneru no Shinsai Zirei Chosa, Railway technical research report*, No.1123,1979]
 - 14) 宮林秀次, 井浦智美, 小島芳之, 野城一栄, 朝倉俊弘: 小土被り山岳トンネル覆工の耐震性能と耐震設計法に関する基礎的研究, 土木学会論文集 F1 (トンネル工学), Vol.67, No.2, pp.126-143,2011. [Miyabayashi,H., Iura,T., Kojima,Y., Yashiro,K. and Asakura,T.: BASIC STUDIES ON ASEISMIC PERFORMANCE OF SHALLOW MOUNTAIN TUNNEL LINING AND IT'S SEISMIC DESIGN METHOD, *Japanese Journal of JSCE*, F1, Tunnel Engineering, Vol.67, No.2, pp.126-143,2011.]
 - 15) 亀村勝美: 解析解を用いた山岳トンネルの耐震性評価に関する一考察, トンネル工学報告集, 第 32 巻, I-1, pp.1-6,2022. [Kamemura,K.: A STUDY ON THE EVALUATION OF SEISMIC PERFORMANCE USING ANALYTICAL SOLUTIONS, *Proceedings of Tunnel Engineering*, Vol.32, I-1, pp.1-6,2022.]
 - 16) 岡本舜三, 加藤勝行, 伯野元彦: 地中構造物に働く地震力に関する研究, 土木学会論文集, 第 92 号, pp.37-53,1963. [Okamoto,S., Kato,K. and Hakuno,M.: ON THE SEISMIC FORCE ACTING ON STRUCTURES UNDER THE GROUND, *Japanese Journal of JSCE*, Vol.92, pp.37-53,1963.]
 - 17) 浜田政則, 杉原豊, 志波由紀夫, 岩野政浩: 岩盤空洞の地震時挙動観測と考察, 土木学会論文報告集, No.341, pp.187-196,1984. [Hamada,M., Sugihara,Y., Shiba,Y. and Iwano,M.: OBSERVATION AND STUDY DYNAMIC BEHAVIOR OF ROCK CAVERN DURING EATHQUAKE, *Japanese Journal of JSCE*, Vol.341, pp.187-196,1984.]
 - 18) 保田尚俊, 塚田和彦, 朝倉俊弘: 3 次元弾性波動論に基づいた山岳トンネルの地震被害メカニズムに関する考察, 土木学会論文集 F1 (トンネル工学), Vol.70, No.1, pp.1-14,2014. [Yasuda,N., Tsukada,K. and Asakura,T.: A CONSIDERATION OF SEISMIC DAMAGE MECHANISMS OF MOUNTAIN TUNNEL BASED ON THREE-DEMENSIONAL ELASTODYNAMICS, *Japanese Journal of JSCE*, F1, Tunnel Engineering, Vol.70, No.1, pp.1-14,2014.]
 - 19) 日下敦, 河田皓介, 砂金伸治, 真下英人: 二次元静的載荷実験の再現解析による山岳トンネルの耐震対策工の効果に関する一考察, 第 43 回岩盤力学に関するシンポジウム講演集, pp.93-98,2015. [Kusaka,A., Kawada,K., Isago,N. and Mashimo,H.: EFFECTS OF COUNTERMEASURES AGAINST EARTHQUAKE FOR ROCK TUNNELS BY STATIC LOADING TESTS AND NUMERICAL ANALYSIS, *Symposium lecture collection on Rock Mechanics*, pp.93-98,2015.]
 - 20) 野城一栄, 小島芳之, 新井泰, 岡野法之, 竹村次朗: 圧縮破壊後の軟化を考慮した無筋コンクリート山岳トンネル覆工の数値解析手法に関する研究, 土木学会論文集 C, Vol.65, No.4, pp.1024-1038,2009. [Yashiro,K., Kojima,Y., Arai,Y., Okano,N. and Take-mura,J.: A STUDY ON NUMERICAL SIMULATION

- METHOD FOR PLAIN CONCRETE TUNNEL LINING CONSIDERING SOFTENING DUE TO COMPRESSION FAILURE, *Japanese Journal of JSCE,C*,Vol.65,No.4, pp.1024-1038,2009.]
- 21) 土木学会トンネル工学委員会：トンネルライブラリー15 都市部山岳工法トンネルの覆工設計－性能照査型設計への試み－,p.170,2006, [Japan Society of Civil Engineers:Tunnel Engineering committee:Tunnel Library 15 Design of Urban Tunnel Lining by Mountain Tunnel Method -Structural Performance Verification-, p.170,2006.]
- 22) 公益社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編,pp.73-80,2017. [Japan Road Association: Dorokyo-shihosyo & Doukaisetsu V TaishinsekkeihenKabukouzo-hen, pp. 73-80,2017.]
- 23) 公益社団法人 土木学会：2017 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編], pp.256-260,2018. [Japan Society of Civil Engineers:Concrete committee: STANDERD SPECIFICATIONS FOR CONCRETE STRUCTURES-2017【DESIGN】, pp.256-260,2018.]
- 24) 社団法人土木学会：2006 年制定トンネル標準示方書 [開削工法]・同解説,pp.66-67,2006. [Japan Society of Civil Engineers: STANDERD SPECIFICATIONS FOR TUNNELING-2006,Cut and Cover Tunnels,pp.66-67,2006.]
- 25) 建設省土木研究所地震防災部振動研究室：地盤地震時応答特性の数値解析法-SHAKE：DESRA-,土研資料 第 1778 号, pp.1-47,1982.[Ministry of Construction,Civil Engineering Research Institute,Earthquake Disaster Prevention Department,Vibration Laboratory: NUMERICAL ANALYSIS METHOD FOR SEISMIC RESPONSE(SHAKE:DESRA),Doken Shiryo No.1778, pp.1-47,1982.]
- 26) 鈴木健：山岳トンネルの地震時挙動に関する基礎的研究, 東京都立大学大学院 平成 13 年度修士論文, pp.45-47,2002. [Suzuki,T.:A BASIC STUDY OF SEISMIC BEHAVIOR OF MOUNTAIN TUNNEL, Tokyo Metropolitan University Graduate School thesis for master degree(2002),pp. 45-47,2002.]
- 27) A. M. MUIR WOOD,MA,FICE: The circular tunnel in elastic Ground,Geotechnique 25,No.1,pp.115-117,1975.
- 28) 市之瀬敏勝：建築学の基礎 2 鉄筋コンクリート構造 第 2 版,pp.53-56,2021. [Ichinose,T.: *Kenchiku-gaku no kiso2 Tekkin Konkuri-to Kouzo dai 2 han*, pp.53-56,2021.]
- 29) 松岡茂, 益田彰久, 松尾庄二, 柳博文：ひび割れを考慮したトンネル覆工解析に関する研究, 土木学会論文集 No.554,III-37, pp.147-155, 1996. [Matsuoka,S., Masuda,A., Matsuo,S. and Yanagi,H.:A STUDY ON SIMULATON OF TUNNEL LINING WHICH INVOLVES CRACK, *Japanese Journal of JSCE* ,No.554,III-37, pp.147-155,1996.]
- 30) 松岡茂, 益田彰久, 松尾庄二, 柳博文：鋼繊維補強コンクリートを用いたトンネル覆工解析に関する研究, 土木学会論文集 No.585,V-38, pp.189-198, 1998. [Matsuoka,S., Masuda,A., Matsuo,S. and Yanagi,H.: ANALYTICAL STUDY ON TUNNEL LINING OF STEEL-FIBER-REINFORCED CONCRETE, *Japanese Journal of JSCE* ,No.585,V-38, pp.189-198,1998.]
- 31) 蒲田浩久, 真下英人, 石村利明：トンネル変状対策工の補強効果に関する実験的研究, トンネル工学研究論文報告集, 第 12 巻, pp.441-446,2002. [Kamata,H., Mashimo,H. and Ishimura,T.: EXPERIMENTAL STUDY ON THE EFFECT OF RAINFOREMENT FOR DEFORMED TUNNELS, *Proceedings of Tunnel engineering Research Journal*,Vol. 12, pp.441-446,2002.]
- 32) 社団法人地盤工学会：設計地盤用定数の決め方－岩盤編－, pp.217-218, 2007. [The Japanese Geotechnical Society:Sekkei-yo Ziban-Zyosu no kimekata -Ganban-hen-, pp.217-218,2007.]
- 33) 国立研究開発法人日本原子力研究開発機構：大洗研究開発センター(HTTR)建屋基礎下レベルでの地震動評価について, 資料 1-3,pp.5-7,2017. [Japan Atomic Energy Agency:Oarai Kenkyu Kaihatsu senta(HTTR) Tateya Kiso ka reberu deno Zishindo Hyouka nituite, Shiyo1-3,pp.5-7,2017.]
- 34) 公益社団法人地盤工学会：地盤応答解析のための土の動的性質,土と基礎,33-7,pp.65-72,1985[The Japanese Geotechnical Society:Zishin Oto Kaiseki notameno Tsuti no Douteikiseishitsu,Tsuti to Kiso,33-7.pp.65-72,1985.]
- 35) 東日本高速道路(株), 中日本高速道路(株), 西日本高速道路(株)：設計要領第二集 橋梁建設編, pp.4-7-4-13,2016.[East Nippon Expressway Co., Ltd., Central Nippon Expressway Co., Ltd. And West Nippon Expressway Co., Ltd.: *SekkeiYoryo II Kyoryo Kensetu-hen*, pp. 4-7-4-13, 2016.]
- 36) (株)高速道路総合技術研究所:トンネル数値解析マニュアル(2017 年度版),pp.2-13,2017. [Nippon Expressway Research Institute Co., Ltd.:Tunnel Numerical Analysis Manual(2017),pp.2-13,2017.]
- 37) 日本道路公団：設計要領第三集 第 9 編トンネル,p.11,1970. [Nihon Doro Kodan.:*SekkeiYoryo III Dai 9 hen Tunnel*, p.11,1970.]
- 38) 日本物理探査(株)：弾性波速度の概説,p.7,1996. [Nippon Geophysical ProspectingCo.,Ltd.:*Danseiha-Tansa no Gaisetu* ,p.7,1996.]
- 39) 国土交通省道路局国道防災課他：平成 28 年熊本地震を踏まえた道路トンネルの耐震対策に関する留意点について, 2017. [Ministry of Land,Infrastructure,Transport and Tourism: *Heisei 28 nendo Kumamoto Zishin wofumaeta Doro Tonneru no Taishintaisaku nikkanssuru Ryuuten*,2017.]

(Received January 26, 2024)

(Accepted October 5, 2024)

STUDY OF SEISMIC PERFORMANCE OF RENEWAL TUNNEL LINING

Takeshi SUZUKI, Takumi KUJIRAI, Toshio SUZUKI and Sadao KIMURA

Tunnels built using the sheet pile method have a water leakage problem for deterioration over time. To solve this problem, tunnel lining renewal method was developed.

In this study, seismic analysis was performed using shear elastic wave velocity as a parameter. In the seismic analysis, the shear elastic wave velocity in which the bending curvature of concrete is within the elastic region was determined.

As a result, it was found that if the shear elastic wave velocity is 400 m/s or more, renewal lining is equivalent to standard design lining and the renewal lining standard design can be applied.