

斜面中のトンネル坑口部の 地震時応答値算定手法に関する基礎的検討

井澤 淳¹・野城一栄²・高野裕輔³・赤澤正彦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^{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も必要となると考えられる。

ここで、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く、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な手法がなく、個別に検討の上設計を行っているのが現状である。

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。

本稿は、未固結斜面中の山岳トンネル坑口部のRC山岳トンネル覆工の耐震設計手法の確立に向けて、FEM応答変位法を用いた地震時応答値算定手法の適用性について基礎的な検討を行った結果について示すものである。

2. FEM応答変位法による坑口部の応答値算定手法

(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

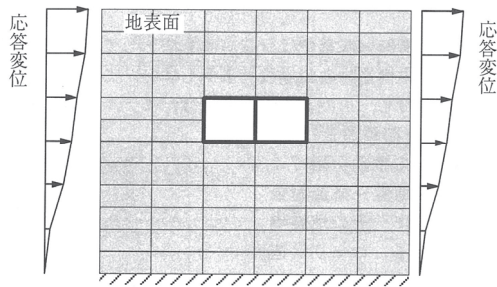


図-1 FEM応答変位法⁶⁾

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⁹⁾が問題となるが、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

本研究では上記FEM応答変位法を参考として下記のような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⁷⁾。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

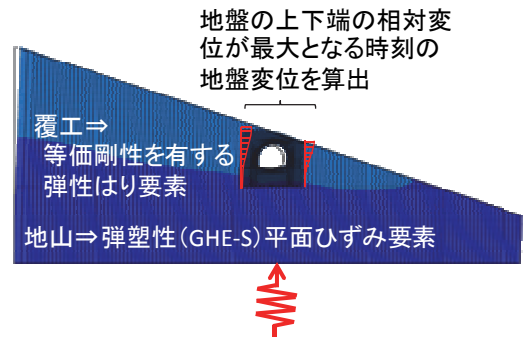


図-2 FEMモデル（斜面全体）

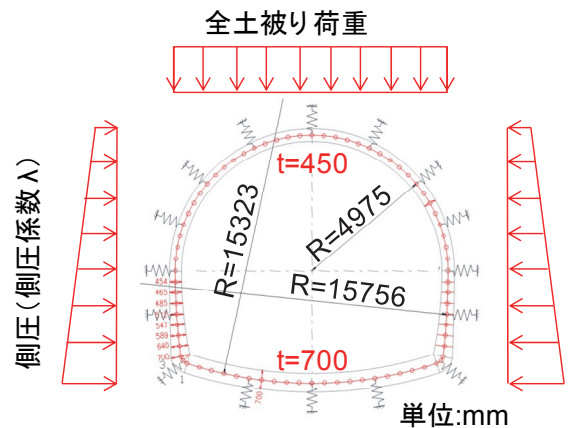


図-3 骨組解析モデル

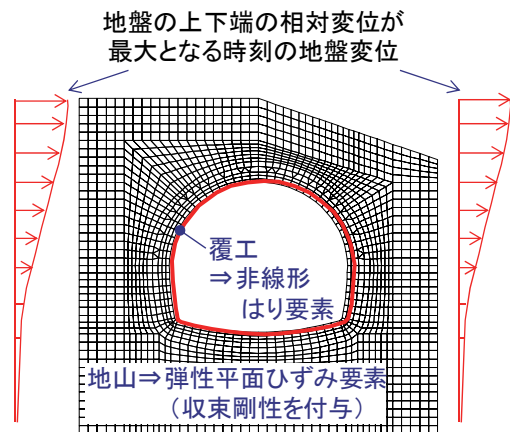
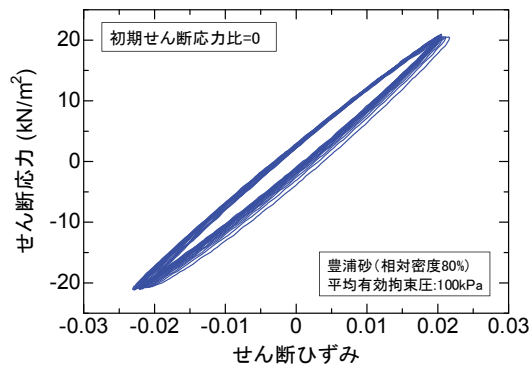


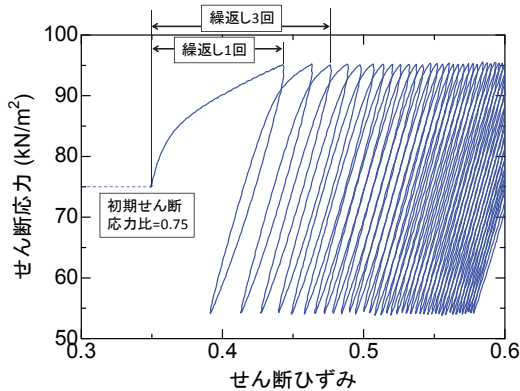
図-4 FEMモデル（切り出し）

して無視できるレベルであることが確認できたため、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、上記手法の適用性の基礎的な検討を目的とし、N値30を想定した砂地盤からなる地表面傾斜角0、10、20°の理想的な斜面中に位置するトンネル坑口部を対象として行った試計算の結果について紹介する。



(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

3. 坑口部を有する斜面の地盤応答解析

(1) 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⁸⁾に鉄道構造物の耐震設計⁹⁾で標準的に用いられるGHE-Sモデル¹⁰⁾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。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、通常のGHE-S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。

表-1 地盤応答解析で用いた地盤の強度・変形特性

N 値	Vs (m/s)	c (kN/m²)	φ (度)	τ _r @98kN/m² (kN/m²)	γ _r
30	248.6	10	36.2	83.2	0.00072120

表-2 GHE-Sモデルの標準パラメータ(砂質土)

C ₁ (0)	C ₂ (0)	C ₁ (∞)	C ₂ (∞)	α	β	κ	h _{max}
1.000	0.830	0.170	1.000	2.860	3.229	1.31	0.21

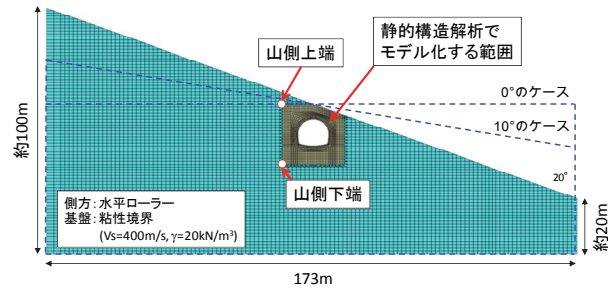


図-6 地盤応答解析の概念図

ここで、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、具体的な土の特性に応じた詳細な検討が必要である。

(2) 解析条件と解析手順

上記の手法を用いて斜面角度0°(整形地盤)、10°、20°斜面の試計算を行った。地盤はN値30の砂地盤を想定し、鉄道構造物等設計標準・基礎構造物¹¹⁾に従ってγ=18 kN/m³、Vs=248.6m/s、φ=36.2°とした。また、粘着力を一律10kPa与えた。これらから得られる各地点の拘束圧に依存したせん断強度τ_rとせん断剛性G₀(拘束圧の0.6乗に比例とした)を用いて基準ひずみγ_r(=τ_r/G₀)を算出した。また、GHE-Sモデルの非線形パラメータには標準パラメータ¹⁰⁾を使用した。用いたパラメータを表-1および表-2に示す。

覆工は隅角部のRC部材の応力-ひずみ関係における原点と最大耐力点を結んだ等価剛性程度(EI=3000kNm²)を有する弾性梁要素でモデル化した。斜面角度20°のモデルを図-6に示すが、斜面角の異なる各ケースにおいて、基盤からトンネル下面までの距離と覆工直上の土被り(0.5D)が一致するように作成した。モデル下端にはVs=400m/s、γ=20kN/m³相当の粘性基盤を設置している。

このモデルを用いて、以下の手順で地盤応答解析を行った。

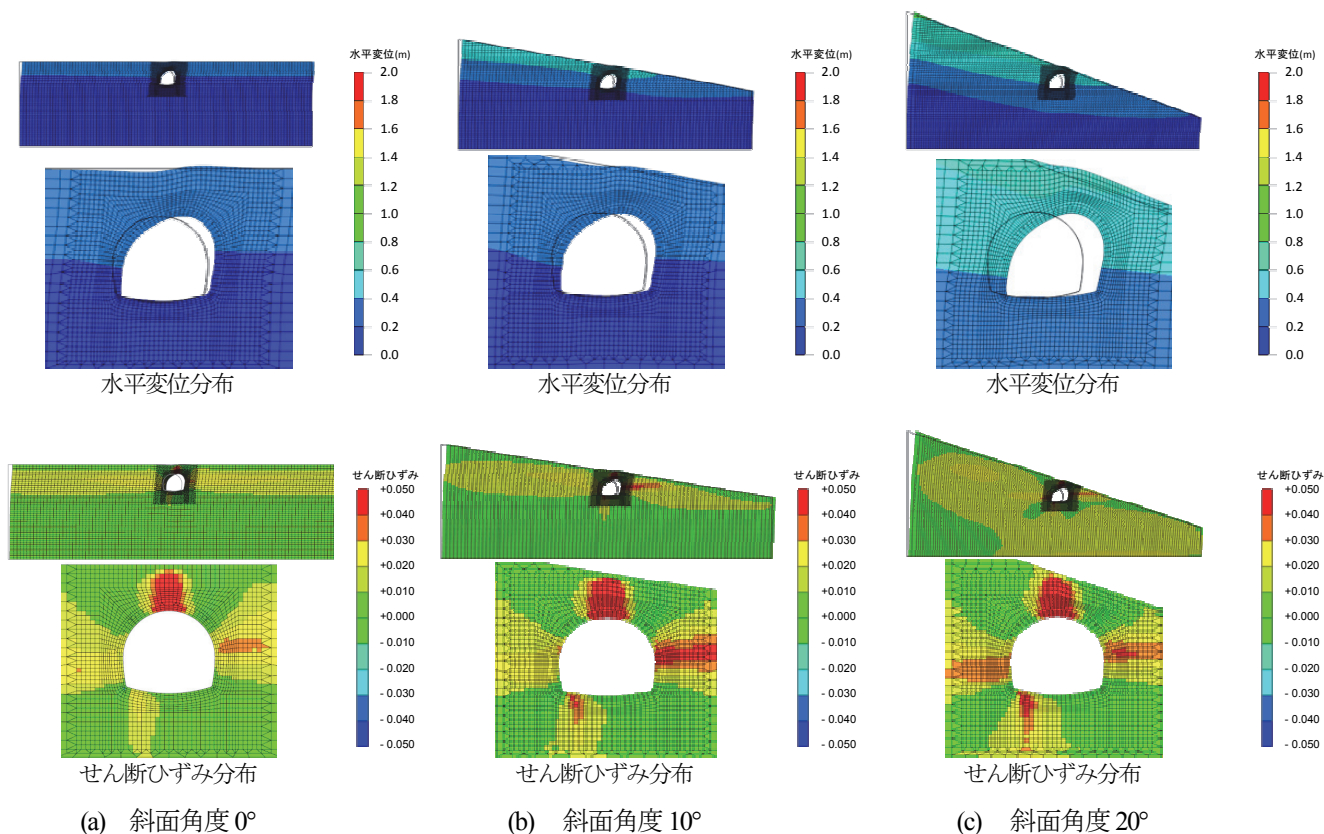


図-8 上下端相対変位最大時の周辺地盤の変位およびせん断ひずみ分布(変位表示倍率 5 倍)

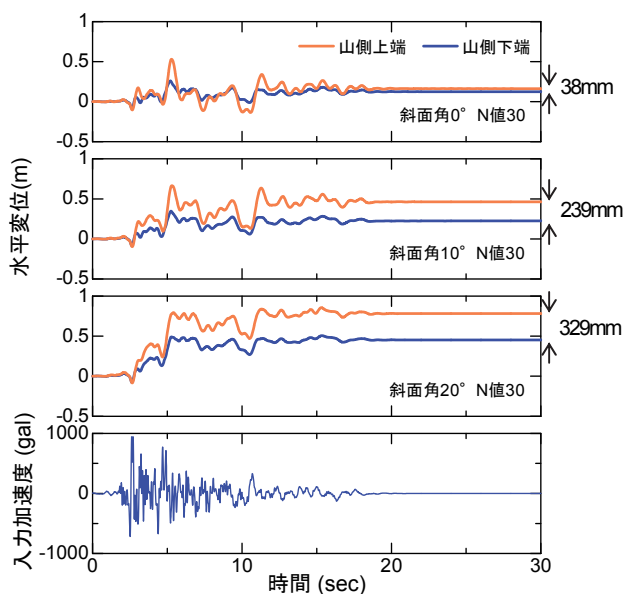


図-7 周辺地盤上下端の変位時刻歴

- ① トンネル部を地盤で満たした状態の自重解析より、拘束圧依存を考慮したせん断強度および初期剛性を求める。
- ② 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）で初期応力解析を再度実施し、周辺地盤の初期応力状態を求める。
- ③ ②で求めた応力状態のみを各要素に与え、鉄道構造物等設計標準・耐震設計⁹⁾に示すL2スペクトルⅡ（GI地盤）を基盤から入力する。

(3) 地盤応答解析結果

図-7に周辺地盤の山側上端、下端の水平変位の時刻歴を示す。斜面角度0°（整形地盤）の場合は振動中の変位が卓越し、残留変形はほとんど残らない。一方、斜面角度10°、20°の場合は振動中に最大変位を生じるものの、同等の残留変形が生じていることが分かる。上記上下端の水平方向相対変位が最大になる時点の周辺地盤およびトンネル覆工の変位分布を図-8に示すが、斜面角度が大きいほど覆工上下端の相対変位も大きくなっている。

4. 坑口部の耐震検討

(1) 常時設計

表-3にRCトンネル覆工の常時設計に用いた条件を示す。未固結・小土被り地山中のトンネル坑口部を想定し、地表面には傾斜がある条件とした。土被りは0.5D（トンネルの幅：D）、N値30、斜面角度は0°（ケース1）、10°（ケース2）、20°（ケース3）とした。表-4に解析条件を示す。常時の設計では、図-9に示すとおり全土被り荷重と対応した側圧を作用させて骨組解析を行い、鉄道構造物等設計標準・開削トンネルに準拠した限界状態設計法により覆工巻厚と鉄筋を決定した。常時の設計により決定された断面を図-10に示す。

表-3 トンネル覆工の検討条件

	項目	入力値
地盤	土被り	0.5D
	斜面角度	0° (ケース1)
		10° (ケース2)
		20° (ケース3)
	N 値	30
	内部摩擦角 ϕ	37°
ネ ト ン	粘着力 c	10kPa
	ポアソン比 ν	0.25
	設計基準強度 f_{ck}	24MPa
	断面	新幹線曲線

表-4 解析条件 (常時設計)

項目	入力値
荷重	全土被り荷重
単位体積重量 γ	18kN/m ³
側圧係数 λ	0.45 (N=30)
ばね	引張ばね切り
変形係数 E	75,000kPa
地盤反力係数 k_r	$1.7 \times E \times D^{3/4}$

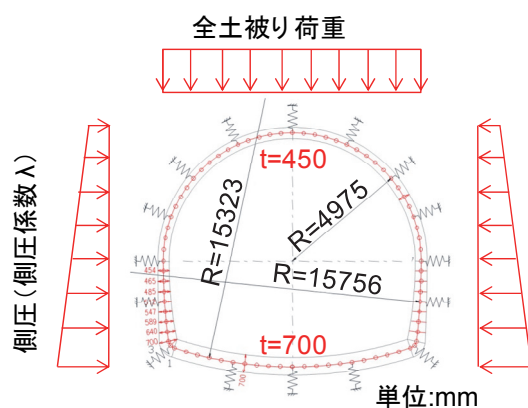


図-9 常時設計で考慮した荷重

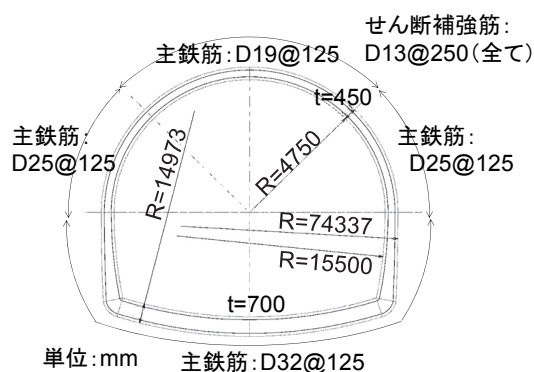
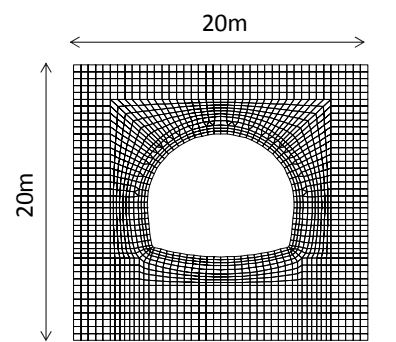


図-10 常時設計による決定断面

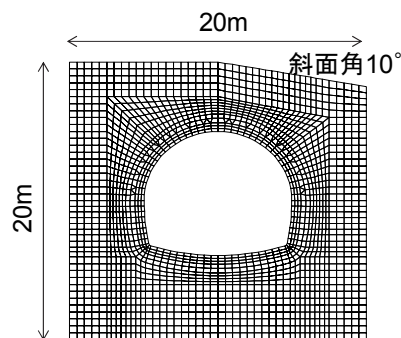
(2) 地震時応答値算定

静的構造解析は2次元FEMにより行い、図-11に示すように20m×20mの範囲をモデル化した。

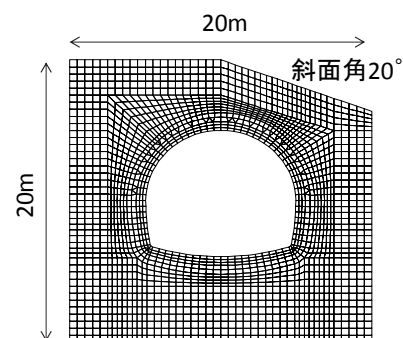
地盤は弾性体とし、弾性係数は3章で実施した地盤応



(a) ケース1 (整形地盤)



(b) ケース2 (斜面角度10°)



(c) ケース3 (斜面角度20°)

図-11 解析メッシュの例

答解析より算出された相対変位最大時の収束剛性を要素毎に入力した。

覆工は鉄道構造物等設計標準・耐震設計²⁾に従い、非線形バイリニアモデルとしてモデル化し、4(1)で示した骨組解析により行った常時の設計で求まる断面力を初期値として与えた。このように作成したモデルに対し、地盤応答解析により得られた20m×20mの範囲の周面での地盤変位を静的構造モデルに作用させた。なお、ここで、(1)で示したように初期せん断の影響を考慮するため、変位は1.2倍して境界に与えた。

図-12にトンネルの応答(変形、断面力)を示す。どちらのケースも地盤のせん断変形に合わせてトンネルも全体的にせん断変形し、斜面角度が大きくなるのに伴い変形も大きくなる。トンネルの変形に応じ、アーチ右肩、左下隅角部では負曲げが、アーチ左肩、右下隅角部では正曲げが発生した。

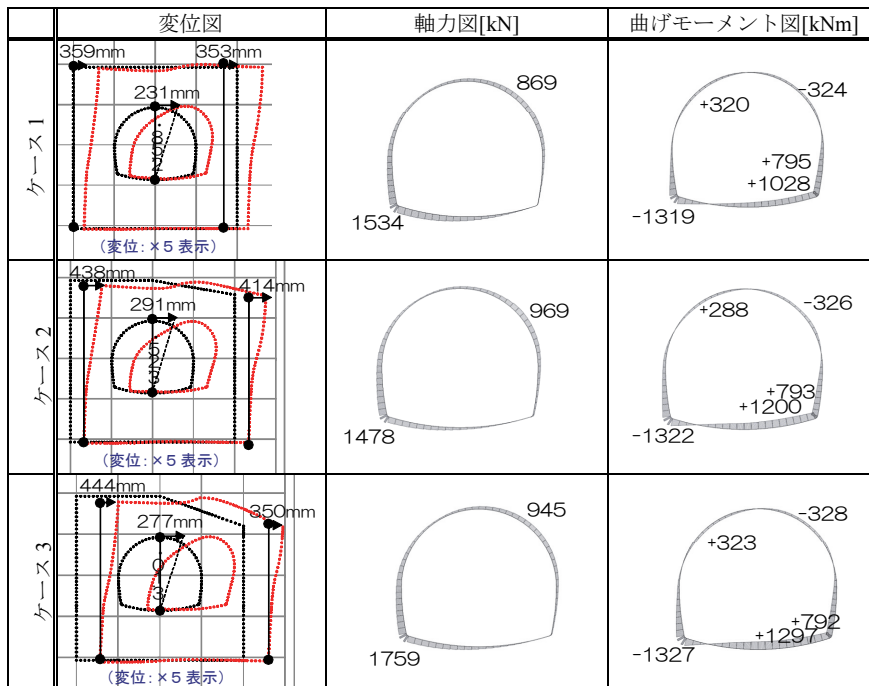


図-12 トンネルの応答（変形，断面力）

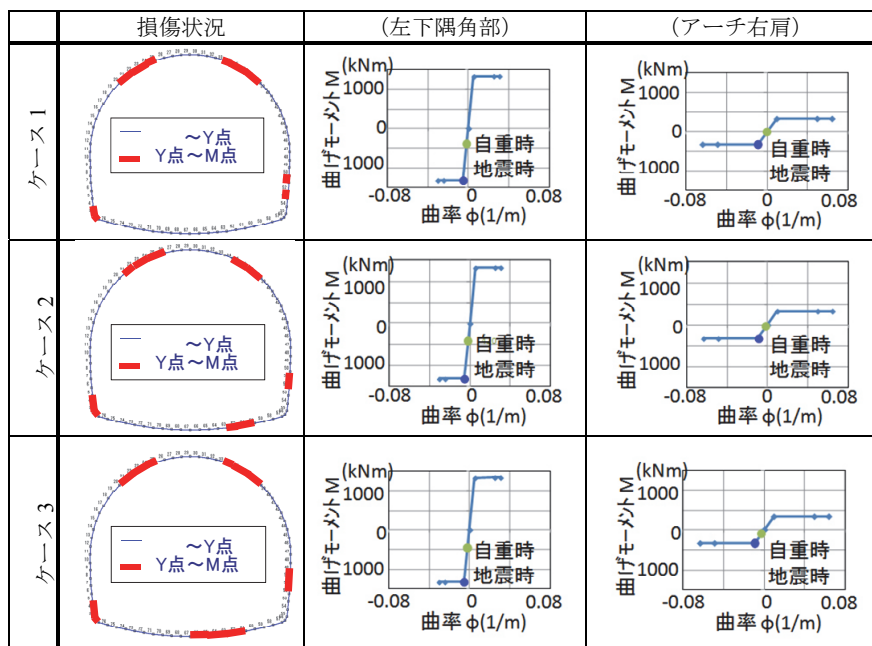


図-13 覆工の曲げ損傷の進展

覆工の曲げ損傷の進展を図-13に示すが、曲げが大きくなる隅角部、アーチ肩部、インバート端部などで鉄筋の降伏が生じた。図-13に、アーチ右肩、左下隅角部の要素における曲率 ϕ 、 M の値も合わせて示すが、 M 点（最大曲げモーメント）に到達する要素はなく、常時設計で決定した断面であっても、耐震設計において十分な安全性を有することを確認した。なお、せん断力は右下隅角部で大きくなり、常時のせん断補強筋D13@250mmをD16@250mmにランクアップする必要性が生じた。この

傾向はケース2でも同様であった。

なお、本稿では、解析領域としてトンネル径の2Dに相当する20m×20m範囲を選択したが、図-14に示すようにトンネルの周りの地盤のひずみを地盤応答解析と静的構造解析とで比較したところ両者が良く一致したことから、その妥当性を確認している。

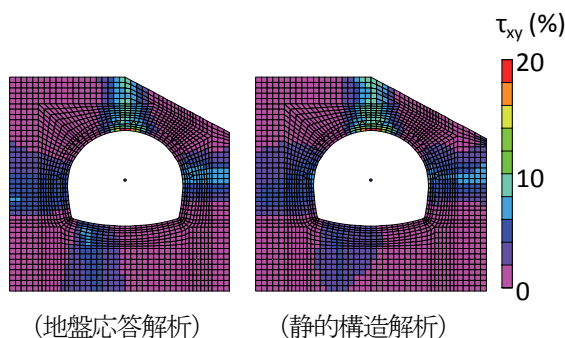


図-14 セン断ひずみ分布の比較 (ケース3)

5. まとめ

本稿では、未固結斜面中の山岳トンネル坑口部のRC山岳トンネル覆工の耐震設計手法の確立に向けて、FEM応答変位法を用いた地震時応答値算定手法の適用性について基礎的な検討を行い、以下の知見を得た。

- 1) 未固結斜面中に存在するトンネル坑口部の耐震設計における周辺地盤の地盤応答解析において、多重せん断ばねモデルにGHE-Sモデルを組合わせたモデルを適用することで、適切に応答値が算定できることを確認した。また、斜面角度 10° 、 20° の場合には最大変形と同等の残留変位が生じた。なお、初期せん断を受ける地盤の変形特性について、本検討では初期せん断の影響によるひずみの累積を豊浦砂の実験結果を元に1.2倍として設定したが、具体的な土の特性に応じた詳細な検討が必要である。
- 2) FEM応答変位法を用いて、L2地震動による斜面のせん断変形を受ける山岳トンネル坑口のRC覆工の変形破壊挙動を検討した。その結果、今回の計算上においては、未固結小土被りの斜面中にあるトンネルにおいても、常時の設計条件で決まる配筋に対し、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M点に到達する要素はなく、アーチ形状の山岳トンネルの地震時安全性を確認した。

謝辞：初期せん断を与えた中空ねじりせん断試験の実施においては、東京大学の古関潤一教授より多大な助言を頂きました。記して謝意を表します。

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) 川島一彦：地下構造物の耐震設計, 鹿島出版会, 1994.
- 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) 土木学会：実務の先輩達を書いた土木構造物の耐震設計入門, p.166, 2001.
- 7) 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.
- 8) 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.
- 9) 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.
- 10) 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.
- 11) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物, 2012.
- 12) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル, 2001.

(2014.9.15 受付)

ANALYTICAL STUDY ON SEISMIC STABILITY OF ENTRANCE OF MOUNTAIN TUNNELS IN SLOPES

Jun IZAWA, Kazuhide YASHIRO, Yusuke TAKANO, Masahiko AKAZAWA
and Osamu MARUYAMA

Seismic stability of entrance of mountain tunnels in slopes is studied using Response Displacement method with FEM in this paper. In this analysis, idealized slopes with uniform soil material were used in order to clearly investigate seismic stability of tunnel segment. Analytical results clearly showed that entrance of mountain tunnels which is designed in consideration of static earth pressure had sufficient seismic stability on bending failure against the level 2 earthquake for railway structures. It was also clarified that spec of starlaps in tunnel flame should be improved for shear failure.