

地盤改良を施した小土被り山岳トンネルの耐震性評価について

丸山 修¹・高橋源太郎²・吉村 直人¹・室谷耕輔³・橘 直毅⁴

¹正会員 工修 鉄道・運輸機構 鉄道建設本部 九州新幹線建設局 (〒812-9624 福岡市博多区祇園町2-1)

²正会員 工修 鉄道・運輸機構 設計技術部 (〒231-8315 横浜市中区本町6-50-1)

³正会員 工修 中央復建コンサルタンツ 地下鉄グループ(〒533-0033 大阪市東淀川区東中島4-11-10)

⁴正会員 工修 中央復建コンサルタンツ トンネルグループ(〒533-0033 大阪市東淀川区東中島4-11-10)

E-mail:tachibana_n@cfk.co.jp

九州新幹線鹿児島ルート・新田原坂トンネルの終点側坑口付近は、小土被りで、軟弱な灰土が堆積していることから、地盤改良により地山の安定を図り、山岳工法による掘削を行っている。坑口部の覆工は応答変位法により耐震設計を行っているが、実際の地震時挙動は、地盤-改良体-覆工間の相互の影響が複雑で、L2地震動のような大変形問題を扱う場合、地盤、改良体、覆工は強い非線形性を示すことが想定される。

本論は、地盤改良を施した小土被りトンネルの耐震性を確認することを目的に、地盤、改良体、覆工の非線形性を考慮した逐次非線形解析を実施し、未改良のケースの解析結果と比較することで、地震時の地盤改良の耐震効果について検討した結果を報告する。

Key Words : Shallow Tunnel, Ground Improvement, Nonlinear dynamic analysis, Joint Element

1. 序論

九州新幹線鹿児島ルート・新田原坂トンネルは、熊本県植木町円台寺地区から熊本市太郎迫町までを結ぶ延長2,940mのトンネルである。地質構成は、安山岩、凝灰角礫岩を基盤とし、それを阿蘇の火砕流堆積物が覆う地層となっている。特に終点側坑口付近は、図-1に示すように2m程度の小土被りで、インバート付近までは軟弱な灰土が堆積しているため、覆工周囲の約4mの範囲に、地上から機械攪拌併用の高圧噴射工法により地盤改良を施し、切羽の自立性の確保を目的とした施工を行っている。

しかしながら、このような地盤改良を施した小土被り山岳トンネルの地震時挙動は、地盤-改良体-覆工間の相互間において複雑な挙動を示すこと、また、L2地震動

のような大変形問題を扱う場合、地盤、改良体、覆工は強い非線形性を示すことが想定されることから、地震時における構造物の応答特性、耐震性能の確認が必要であると考えられる。

本報は、地盤改良を施した小土被りトンネルの耐震性および地震時における地盤改良の効果を確認することを目的に、地盤、改良体、覆工の非線形性を考慮した動的解析を行った。その結果を報告する。

2. 解析条件

(1) 解析モデル

本検討は、地盤、改良体、覆工の非線形性を考慮した非線形動的解析を適用する。

トンネルの土被りは2m、インバート以浅の表層には灰土A4(cI)、それ以深は、非溶結層A4(n-Wt)および弱溶結層A4(w-Wt)で構成される基盤層である。地盤改良の範囲は覆工から4mの範囲である(図-2(b))。

灰土、基盤層および改良体については平面ひずみ要素、覆工は、非線形はり要素によってモデル化した。解析モデルは、解析領域の側方境界の影響を受けないように側面および底面に粘性境界を設け、100mの幅でモデル化し、構造物が基盤層直受けであるため、深さ方向に1D

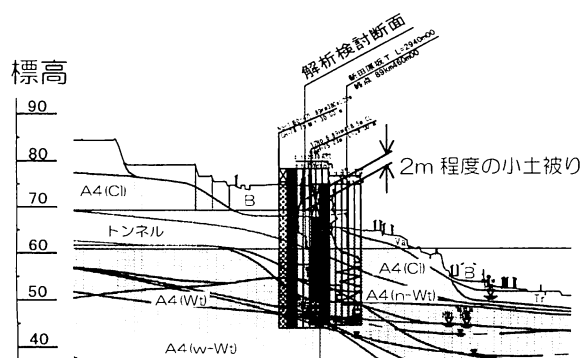


図-1 地質縦断面図とトンネル位置

程度モデル化した。

なお、対象箇所は、縦断方向の土被り、土層構成の変化はほとんどなく、縦断方向の地震時の影響は小さいと考えられるため、横断方向のみの検討としている。

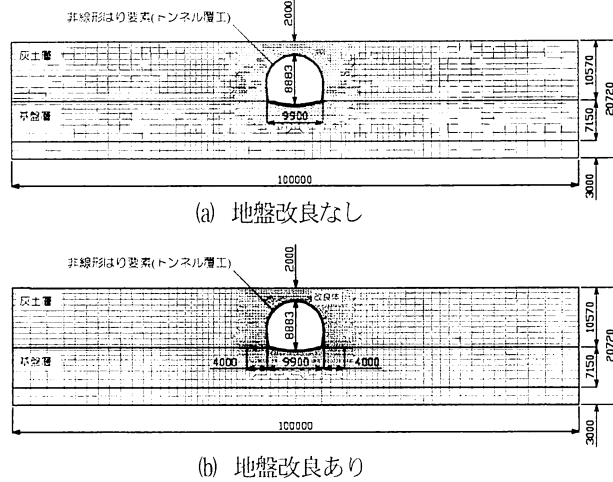


図-2 解析モデル

(2) 入力時震動

本解析に適用する地震動は「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計 H11.10」に示されるL2地震動はスペクトルⅡ地震動(G1地震動)のみとする。入力波形は、熊本県の地域別係数0.85を考慮して適用した(基盤面波形最大加速度637gal)。

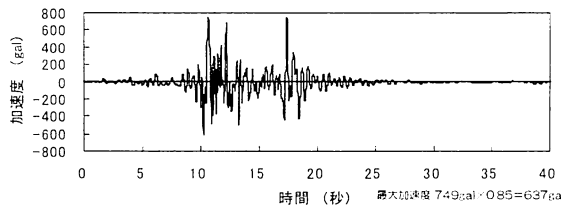


図-3 入力地震動

(3) 地盤の物性値と非線形特性(表-1)

地盤の物性値はPS検層の結果に基づき設定した。灰土層A4(c)は、 $V_s=190\text{m/s}$ 、 $G_0=64\,464\text{kN/m}^2$ 、 $\nu_f=0.40$ 、基盤層である非溶結層A4(n-Wt)および弱溶結層A4(w-Wt)は、 $V_s=600\text{m/s}$ 、 $G_0=734\,694\text{kN/m}^2$ 、 $\nu_f=0.42$ とした。

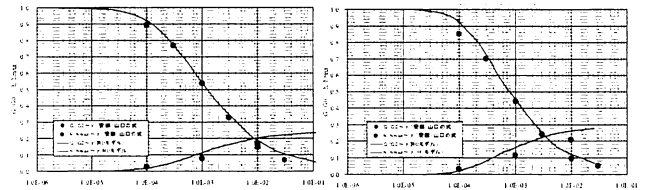
地盤の非線形特性は、平均粒径 D_{50} と平均有効拘束圧との関係から推定する安田、山口の式により応力～ひずみ関係を推定し、修正ROモデルによって、 $10^2\sim10^3$ 程度のひずみレベルに適合する骨格曲線を設定した(図-4)。

(4) トンネル覆工の物性値と非線形特性

トンネル覆工(RC)は、常時軸力を固定として算出したトリリニアの骨格曲線(M- ϕ 曲線)を設定し(図-6)、復元力特性は武田モデルを適用した。なお、単位重量は 24.5kN/m^3 、初期変形係数 E_0 は $2.5\times10^7\text{kN/m}^2$ である。

表-1 地盤物性値一覧表

土層	深さ (m)	層厚 (m)	N10 γ (kN/m ³)	単位重量 γ (kN/m ³)	せん断 波速 Vs (m/sec)	ポアソン 比 ν	初期せん断 弾性係数 G ₀ (kN/m ²)	修正ROモデル ひずみ γ _{0.05} (%)	せん断 耐力 τ _f (kN/m ²)	最大 応変率 γ _{max}	α	β
A4(c) 灰土	1000	1000	5層深	17.5	190	0.40	64464	8.29E-04	53.17	0.25	2.75	1.47
	2000	1000						9.79E-04	62.84			
	3000	1000						1.06E-03	69.38			
	4000	1000						1.12E-03	72.33			
	5000	1000						1.16E-03	74.58			
	6000	1000						1.16E-03	75.78			
	7000	1000						1.19E-03	76.69			
	8000	1000						1.21E-03	77.91			
	9000	1000						1.22E-03	78.68			
	10000	1000						1.24E-03	79.76			
A4(n-Wt) 非溶結	10570	0.570	35層深	20.0	600	0.42	734694	1.25E-03	80.45	0.30	3.44	1.78
	11083	0.513						7.59E-04	446.25			
	11920	0.837						7.69E-04	451.88			
	12720	0.800						7.80E-04	459.93			
	13720	1.000						7.93E-04	465.63			
	14720	1.000						8.06E-04	473.70			
	16220	1.500						8.22E-04	483.33			
A4(w-Wt) 弱溶結	17720	1.500	45層深	20.0	600	0.42	734694	8.41E-04	494.58	0.35	4.06	2.02
	19220	1.500						8.62E-04	509.12			
	20720	1.500						8.83E-04	521.34			
基盤	-	-	70層深	16.1	290	0.45	172413	1.70E-03	291.78	0.25	2.45	1.29



(a) 灰土層

(b) 基盤層

図-4 地盤の非線形特性 $G/G_0\sim\gamma$

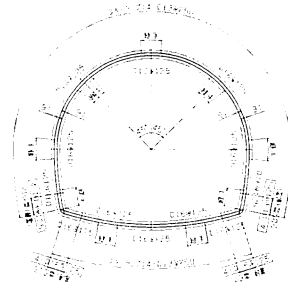


図-5 配筋略図

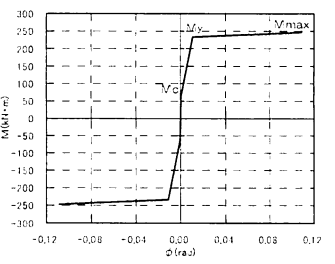


図-6 覆工の非線形特性

なお、トンネルの配筋は別途実施した応答変位法による耐震設計結果より設定した。

(5) 改良体の物性値と非線形特性

地盤改良は、地上部からの機械攪拌併用の高圧噴射工法によるもので、改良体の特性として、一軸強度は $qu=500\text{kN/m}^2$ 、 $G_0=172\,413\text{kN/m}^2$ である。

改良体の非線形特性は、図-7に示すように、既往の実験成果¹⁾を参考に応力～ひずみ曲線を設定し、地盤と同様に修正ROモデルにより適合を試みた。

本検討では、事前の検討において、図-8に示す

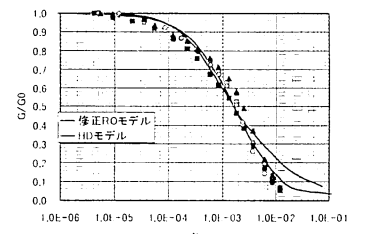


図-7 改良体 $G/G_0\sim\gamma$

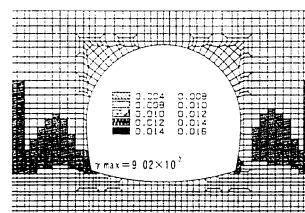


図-8 改良体の γ_{max}

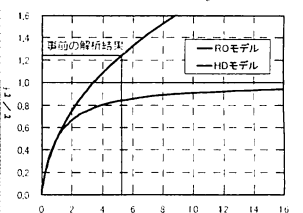


図-9 応力ひずみ関係

ように、改良体の最大せん断ひずみが 9.0×10^3 に達することが確認されたが、図-7に示すように、修正ROモデルでは、 3.0×10^3 以上のせん断ひずみ領域での適合が困難となった（高ひずみ領域で適合させると、低ひずみ領域で適合性が悪くなる）。また、図-9に示すように、修正ROモデルでは、解析結果の τ/τ_f が1を超えるせん断応力が発生する結果となった。

一方、HDモデルを適用した場合、応力-ひずみ関係の適合性、土のせん断強度に対する発生応力など、ROモデルより適合性が高いことが確認された。

以上より、改良体については、大ひずみ領域での適合性が高く、せん断強度の概念に矛盾の生じないHDモデルを採用した。

3. 感度分析

(1) 目的

今回の検討は、地盤、改良体、覆工の非線形性を考慮し、地震時における構造物の応答特性、構造物の耐震性能の確認が目的であるが、改良体の効果、事前の検討で確認された地山が覆工を引っ張る挙動等の影響を確認するため、感度分析を実施する。なお、感度分析では覆工を線形とし、初期断面力は考慮せずに行う。

本検討は、地盤、改良体、覆工の非線形性を考慮した非線形動的解析を適用する。

(2) 改良体効果について

図-10に覆工上下間の相対変位が最大時の断面力を示す。Case1-1(改良なし)は相対変位が52.7mmであるのに対し、Case1-2(改良あり)は33.8mmで、64%まで減少している。これは、周囲の地盤改良によりトンネルの見かけ上のせん断剛性が大きくなり、せん断変形を抑制したことが考えられる。

曲げモーメントについては、Case1-2(改良あり)はCase1-1(改良なし)と比較して75%まで減少している。これは、改良体の変形を抑制することに起因していると考えられる。このように覆工の周辺地盤を改良することにより、曲げ変形に対する抑制効果が期待できることが確認できた。

一方、せん断力については、Case1-2(改良あり)はCase1-1(改良なし)と比較して96%の減少であり、改良体の効果はあまりない結果となった。この結果を考察するために、図-11に覆工周辺のせん断応力分布を示す。(b)改良ありの場合は、覆工の変形が減少しているにもかかわらず、(a)改良なしの場合よりも大きなせん断応力が発生していることがわかる。これは、周囲の地盤改良によ

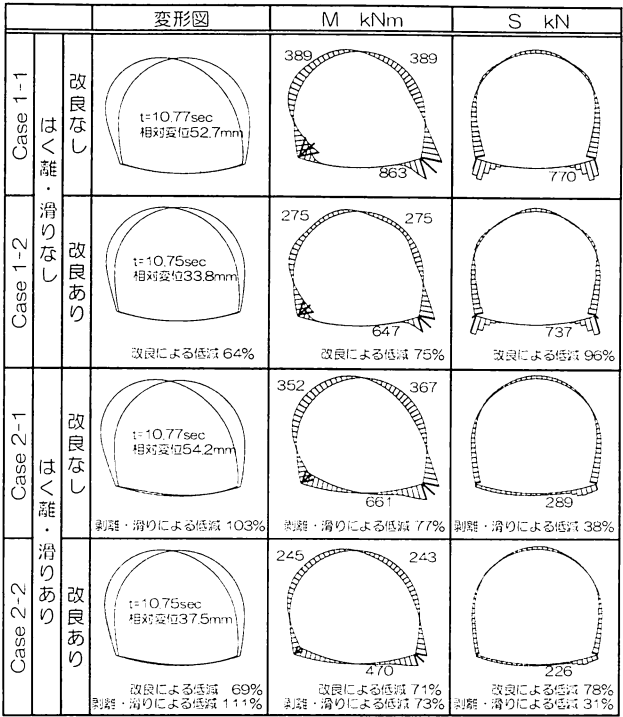


図-10 感度分析結果・覆工断面力図(最大)

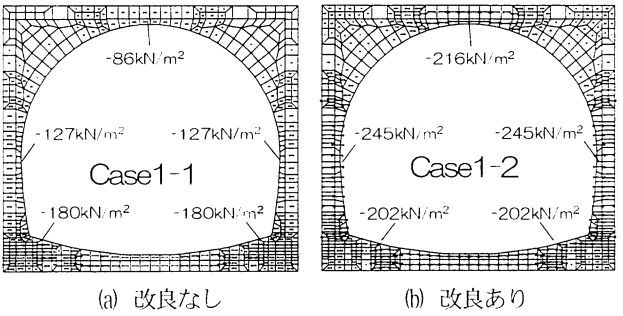


図-11 覆工周辺のせん断応力分布

り、トンネルの見かけのせん断剛性が増加し、せん断変形は減少する一方、覆工と改良体を含めた構造系として負担する水平力は増加するためであると考えられる。さらに、Case1-1およびCase1-2ともに、覆工-地盤(改良体)間は結合されているため、変形時に地盤が覆工を引っ張る現象が生じていると考えられ、この現象がせん断力の減少効果に支障を及ぼしているものと考えられる。

(3) はく離、滑りの設定

地盤や改良体が覆工を引っ張る現象は現実的でない。そのため、ジョイント要素を設置し、覆工-地盤間に生じるはく離、滑りをモデル化する(図-12)。

はく離は、接触面において、垂直応力 σ_n が引張($\sigma_n > 0$)になる際に、バネ定数 k_n が0となることで生じる。滑りは、接触面のせん断応力 τ が地盤と構造物の間のせん断強度 τ_f を超過する場合に生じ、弾性-完全塑性体によりモデル化する¹⁾。 τ_f はMohr-Coulomb式より設定した。

$$\tau_f = C_f - \sigma_n \tan \phi_f \quad (\text{接触時}) \quad \text{式(1)}$$

$$\tau_f = 0 \quad (\text{はく離時}) \quad \text{式(2)}$$

ここに、 τ_f は地盤と覆工間のせん断強度、 C_f は地盤と覆工間の付着力、 σ_n は地盤と覆工間の垂直応力 σ_n 、 ϕ_f は地盤と覆工間の摩擦角である。

圧縮ばね定数 k_n 、せん断ばね定数 k_s の設定は、トンネル標準示方書¹⁾に示されるように無限大相当とし、計算上 $1.0 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ の値を設定した。また、地盤と覆工間の付着 C_f 、地盤と覆工間の摩擦角 ϕ_f は、地盤および改良体の強度定数 C 、 ϕ を用いた(表-2)。

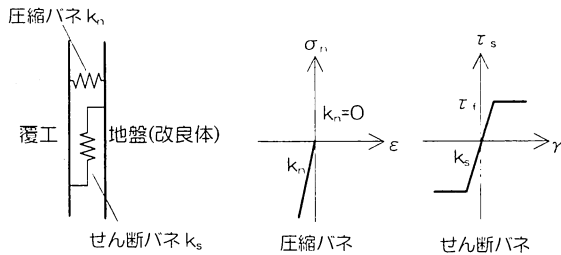


図-12 ジョイント要素の概念図

表-2 ジョイント要素の設定値

対象	圧縮バネ $k_n (\text{kN/m})$	せん断バネ $k_s (\text{kN/m})$	粘着力 $C_f (\text{kN/m}^2)$	内部摩擦角 $\phi_f (^\circ)$	摩擦係数 $\mu = \tan \phi_f$
灰土A4(CI)-覆工間			14.73	32.3	0.632
基礎A4(n-wU)-覆工間	1.0×10^6	1.0×10^6	1500	-	-
改良体-覆工間			250	-	-

(4) 地盤-覆工間にはく離、滑りの導入した場合

Case2-1(改良なし)、Case2-2(改良あり)における地盤-覆工間のはく離、滑りの地震時挙動を図-13に示す。はく離は、覆工がせん断変形する方向のインバート端部、側壁部で卓越する挙動を示し、時間の経過とともに、その挙動を繰り返すことがわかった。

はく離、滑りの有無による影響について、図-10に示すように、曲げモーメントは、Case2-1はCase1-1と比較して77%、Case2-2はCase1-2と比較して71%の低減が見られる。これは、インバート端部の基礎層と灰土層の境界によって生じている応力集中が分散されたことによって低減したことが考えられる。

一方、せん断力は、Case2-1はCase1-1と比較して38%、Case2-2はCase1-2と比較して31%まで大幅に低減しており、はく離、滑りの影響が顕著であることがわかった。

また、せん断力に対する改良体の効果については、はく離、滑りを考慮しない場合では、96%(Case1-1とCase1-2の比較)の低減しかなかったものが、はく離、滑りを考慮することによって、78%(Case2-1とCase2-2と比較)まで低減することが確認できた。これは、図-14に示すように、はく離、滑り要素がない場合、地盤変形時の覆工周辺の主応力は、覆工に対して法線方向に卓越していたが、はく離、滑り要素を導入した場合、覆工に対して接線方向に卓越するようになり、地盤が覆工を引っ張る現象が

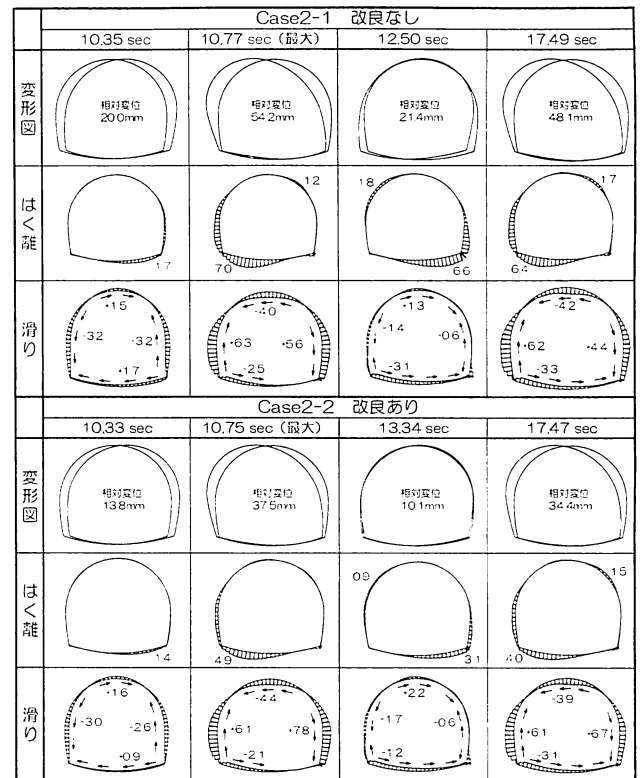
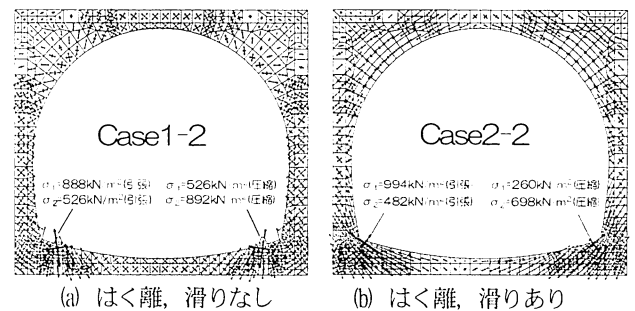


図-13 はく離、滑りの地震時挙動 (単位 mm)



(a) はく離、滑りなし (b) はく離、滑りあり

図-14 覆工周辺の主応力分布 (改良あり)

解消され、せん断力を低減させたものと考えられる。

4. トンネル耐震性評価

(1) 目的

感度分析により、はく離、滑りの影響が大きいことが確認されたため、はく離、滑りおよび地盤、改良体、覆工の非線形性を考慮した動的解析を行い、構造物の耐震性を確認する。

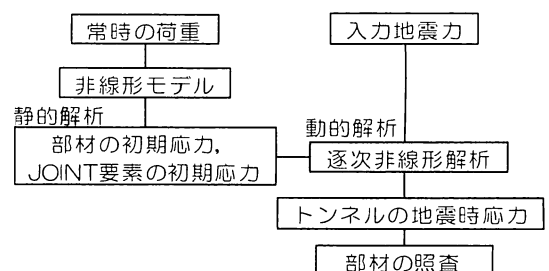


図-15 耐震検討の流れ

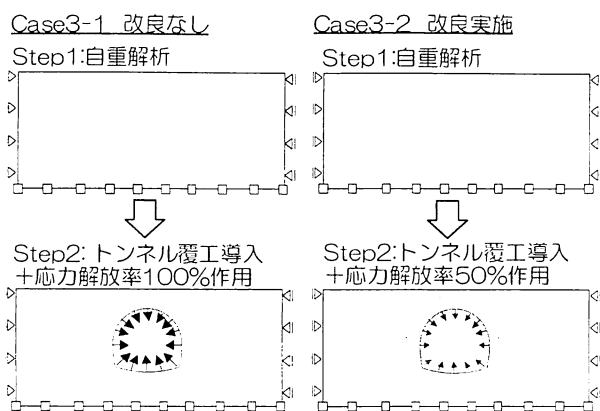


図-16 初期応力の算出

	トンネル覆工断面力		JOINT要素応力	
	M kNm	S kN	σ_r kN/m ²	τ kN/m ²
Case3-1 改良なし				
Case3-2 改良あり				

図-17 部材、ジョイント要素の初期応力

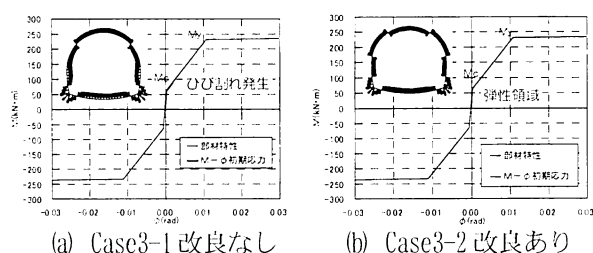


図-18 部材の初期応力と部材の損傷

(2) 検討の流れ

検討の流れを図-15に示す。まず静的解析により部材の初期応力およびジョイント要素の初期応力を算出する。それを初期値として、動的解析を実施し、安全性の照査を行い、構造物の耐震性について評価する。

(3) 初期応力の設定

初期応力の算出は、FEMモデル上において、図-16に示すように、先ず自重解析を行い、はり要素を導入し、掘削時の応力解放に伴う常時荷重を作用させる。

常時の荷重は、Case3-1(改良なし)の場合、掘削時に切羽が自立しないと想定されたため、全土被り圧(応力解放率100%)の永久荷重が覆工に作用するものと仮定した。Case3-2(改良あり)の場合は、掘削時に切羽は完全に自立するが、安全性を考慮して、全土被り圧の50%(応力解放率50%)の永久荷重が覆工に作用すると仮定した。

初期応力解析の結果を図-17に示す。Case3-2(改良あり)

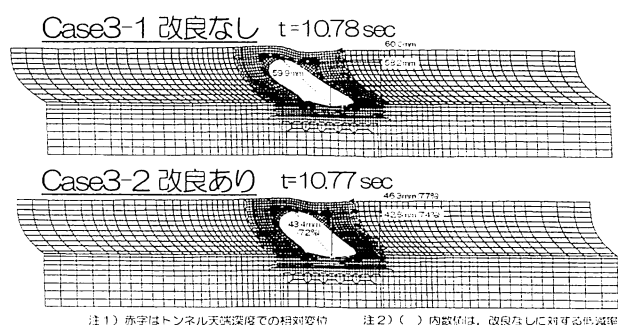


図-19 覆工の相対変位、断面力最大時の変位応答

の常時の荷重は、Case3-1(改良なし)よりも小さいために、初期応力も小さくなる。また、図-18に示すように、Case3-1(改良なし)は、インバートと側壁の接続部で、ひび割れ発生モーメント M_c を超過し、初期の段階で剛性低下を生じることがわかった。

ジョイント要素の初期応力について、はく離に関しては、直応力 σ_n は覆工全周で圧縮応力を発生させており、覆工-地盤間は全て接触状態にある。滑りについては、せん断強度を超えるせん断応力は発生していない状況である。

(4) 地盤改良を施したトンネルの耐震性

覆工の応答は図-19のように、Case3-1(改良なし)は10.78秒、Case3-2(改良あり)は10.77秒の時刻で、覆工上下間の相対変位、断面力が最大となった。

Case3-2(改良あり)は、覆工上下間の相対変位が59.9mmであるのに対し、Case3-1(改良なし)は、覆工上下間の相対変位は43.4mmとなり、改良体を設けることにより72%まで減少することがわかった。

図-20に曲げモーメント図、せん断力図、 $M-\phi$ 履歴曲線を示す。

曲げモーメントについては、Case3-2(改良あり)は、Case3-1(改良なし)と比較して、86%の減少にとどまっているが、これは部材の非線形性を考慮しているためであり、部材の曲率で比較すると、44%まで顕著に減少する結果となった。また、せん断力についても、Case3-2(改

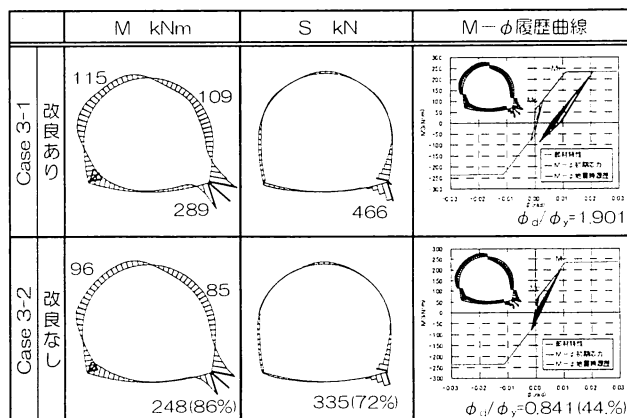


図-20 耐震検討・覆工断面力図(最大)

良あり)は、Case3-1(改良なし)と比較して、72%の減少する結果となった。

(5) 安全性に対する照査結果

今回実施した非線形動的解析によって算出したトンネル覆工の設計断面力の終局限界状態における安全性の照査結果を図-21に示す。

(a)のCase3-1(改良なし)については、インバートと側壁の接続部においては、 $\phi_d/\phi_y=1.901$ となり、損傷レベル2となったが、その他の部材は損傷レベル1以下であった。また、改良体を導入した(b)のCase3-2(改良あり)については、 $\phi_d/\phi_y=0.841$ となり、全ての部材で損傷レベル1以下となった。

以上より、Case3-1およびCase3-2いずれも、応答変位法により決定した配筋で耐震性を満足する結果となった。さらに、地盤改良を施すことによって、曲げ変形を抑制し、鉄筋は降伏しない結果となったことから、改良体の耐震効果が確認された。

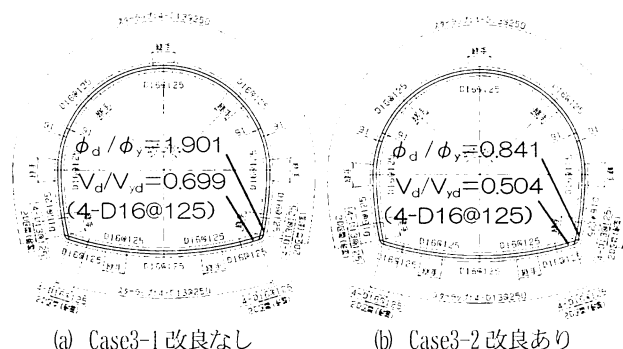


図-21 配筋略図と照査結果

5. 結論

本検討結果における小土盛り山岳トンネルの地盤改良の耐震効果についてまとめる。

- ① 改良体の曲げ変形に対する効果は顕著であるが、覆工-地盤間にはく離、滑りを考慮しない場合は、せん断力に対する効果は少ない結果となった。
- ② 覆工-地盤間にはく離、滑りを設けることで、覆工に対する法線方向応力の緩和、覆工-地盤間の引張力の解消によって、せん断力が顕著に低減された。
- ③ 覆工周辺に地盤改良を施すことにより、トンネルの耐震性が向上することがわかった。
- ④ 事前に実施した応答変位法により決定した配筋で十分に耐震性を満足する結果となった。

今後は、改良体の効果をさらに確認するために、改良幅や高さ、地盤と改良体の剛性比などをパラメータとした解析の実施などが課題である。

参考文献

- 1) 中山晋吾, 上條直隆, 石田智昭, 間瀬辰也, 鈴木康嗣, 荻内彰夫: 深層混合処理工法による改良体の物性評価(その4)施工後2年経過時の物性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.411-412, 2002.8.
- 2) 土木学会トンネル工学委員会編: トンネルライブラリー9号 開削トンネルの耐震設計, p.97, 1998.10
- 3) 土木学会トンネル工学委員会編: 2006年制定トンネル標準施工方書 開削工法・同解説, p.73, 2006.

EFFECT OF GROUND IMPROVEMENT FOR DYNAMIC RESPONSE IN SHALLOW MOUNTAIN TUNNEL

Osamu MARUYAMA, Naoto YOSHIMURA, Kosuke MUROYA
and Naoki TACHIBANA

The tunnel entrance of Shintabaruzaka on the Kyushu Shinkansen Line is very shallow and covered with soft volcanic soil. We have been tunneling work to maintain the tunnel face stability by jet grouting, adopted reinforced concrete lining for the tunnel entrance, and executed the seismic design by the seismic deformation method in advance. However, the dynamic behavior between ground, improved ground, and lining is further complicate under the influence of their nonlinearities on large deformation problems as level II earthquake motions.

As a result, this paper is report that we verified effects of ground improvement for dynamic response by nonlinear dynamic analysis, considered their nonlinearities and exfoliation and slipping between lining and surrounding ground.