

# 小土かぶり灰土地山における 地盤改良を考慮したトンネルの設計と施工

丸山修<sup>1</sup>・高橋源太郎<sup>2</sup>・吉村直人<sup>1</sup>

<sup>1</sup>正会員 (独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部 九州新幹線建設局工事第四課  
(〒812-8622 福岡市博多区祇園町2番1号)

<sup>2</sup>正会員 工修 (独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部 設計技術部設計技術第二課  
(〒231-8315 神奈川県横浜市中区本町6-50-1)

本工事の対象は、L=2,940mの新幹線トンネルである。トンネル土かぶりが全体に小さく（最大29m、最小4.5m）、トンネル天端上部には九州地方の特殊土である灰土（火山灰質粘性土）が堆積している。この灰土に対して、地上から地盤改良を施工して、NATMによるトンネル掘削を行った。小土かぶり区間の覆工については鉄筋コンクリートを採用し、応答変位法による耐震設計を行っている。さらに、地盤改良を行った場合のトンネル覆工の耐震設計への考慮について、逐次非線形解析を実施して、地震の影響による断面力の低減効果を検討した。

**キーワード：**山岳トンネル、小土かぶり、地盤改良、耐震設計、滑り・剥離

## 1. はじめに

九州新幹線鹿児島ルートは、福岡市と鹿児島市を結ぶ延長 257km の路線である。このうち、新八代・鹿児島中央間（延長 127km）については平成 16 年 3 月に開業しており、現在は平成 22 年度末の鹿児島ルート全体の全線完成へ向けて、博多・新八代間（工事延長 122km）を鋭意施工中である。

本稿で紹介する新田原坂トンネルは、博多・新八代間の熊本県北部の新玉名駅～熊本駅間に位置する全長2,940mのトンネルであり、鹿児島ルートで最後に貫通したトンネルである。本トンネルの特徴としては、土かぶりが全体的に小さく（最大29m、最小4.5m）、トンネル断面内および天端上部に九州地方の特殊土である灰土（火山灰質粘性土）が堆積していることが挙げられる。この地域では全国的に有名な植木スイカを代表とする施設園芸が行われており、トンネル直上には大規模なビニールハウス群が広がっているほか、民家も点在している。また、トンネルは県道と2箇所、砂防指定河川と2箇所で交差しており、厳しい環境下での施工であった。

当初の施工計画では、起点方（博多方）に坑口を設けて片押し掘削を行う予定であった。しかし、完成時期の2年繰り上げ決定を受けて、所定の工期を確保するためにトンネル中間部に横坑を設けて、本

坑起点方坑口と中間部横坑口からの2切羽で各々終点方（新八代方）に向けて掘削を行い、平成20年2月に貫通した。

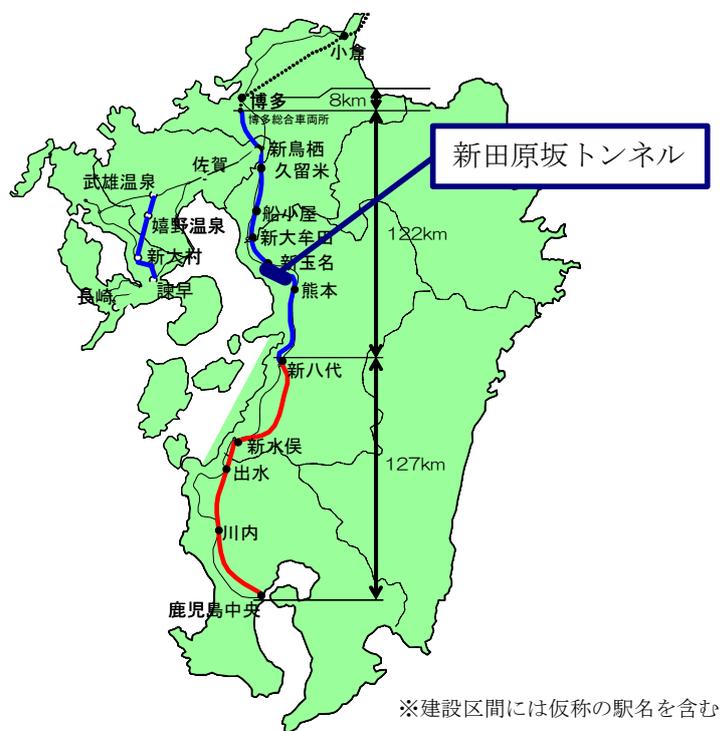


図-1 位置平面図

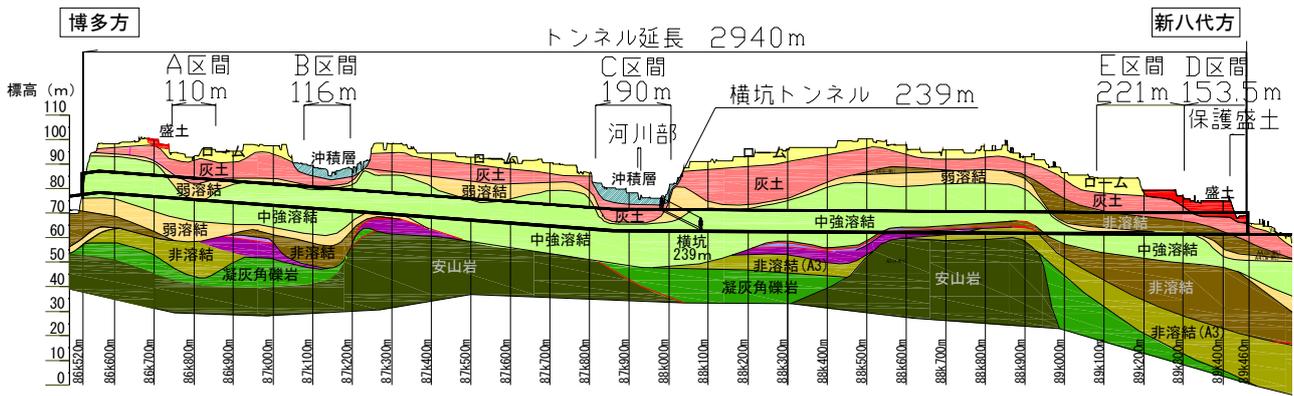


図-2 新田原坂トンネル縦断面図

表-1 新田原坂トンネル地質一覧表

土質・岩質	単位体積重量 (KN/m <sup>3</sup> )	N値	変形係数 (KN/m <sup>2</sup> )	粘着力 (KN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 φ (度)	自然含水比 (%)	鋭敏比
灰土	17.5	3	3,100	5.6	8.4	49	22
溶結凝灰岩 弱溶結部	16.9	20~50	14,500	70	20.0	34	—
溶結凝灰岩 中~強溶結部	17.3	> 50	500,000	970	35.5	23	—

本稿では、小土かぶり区間におけるトンネル断面内および天端上部に堆積する灰土に対して、地上から地盤改良を行いNATMにより掘削を行った実績と、周辺地盤を地盤改良したトンネルの耐震性について検討した結果を報告する。

## 2. 地形・地質概要

当該地区の地層は、熊本市の西方に位置する金峰山を起源とする安山岩、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層となっている。

新田原坂トンネルは、今から約9万年前に起こった阿蘇山の第4回目の大噴火によるASO-4火砕流堆積物中を掘削する。火砕流体積物はその溶結度により、レンズ状の溶結構造が見られる軟岩状の「中~強溶結凝灰岩」、砂質土状を示す「弱溶結凝灰岩」、非溶結で礫や砂を含む不均質な粘性土である「灰土」に区分される。

トンネル掘削時に問題となったのは、古くから九州地方の特殊土として知られている灰土である。灰土は、N値3以下の軟質な地質で、鋭敏比が高いため乱すことにより極端に強度が低下する性質があり、トンネル掘削にあたって灰土層の効果的な改良が不可欠であった。

## 3. 小土かぶり区間の検討

新田原坂トンネルの掘削において、灰土がトンネル断面内もしくは天端付近に存在する小土かぶり区間は、図-2におけるA, B, C, D, E区間である。施工にあたっては、この区間の施工方法が最も重要な課題であった。

当初設計段階においては、A, B, C区間については開削工法が計画されていた。しかし、開削工法では掘削土量が多く施工期間も長期に及ぶことから、ダンプなどの工事用車両の通行が頻繁になることで、周辺環境に与える影響が大きいと判断した。また、所定の完成時期に向けての工程確保も難しかった。

そこで、経済性、施工性および工程の確保を比較検討のうえ、地上から地盤改良を行った後にNATMでトンネル掘削を実施する工法が有利と判断し、工法の変更を実施した。同様に終点方小土かぶり区間(D区間)についても、地盤改良を補助工法としてトンネル掘削を実施した(一部、保護盛土区間あり)(図-3)。

ただし、E区間については、地表面の作業ヤード確保が困難であったため、補助工法としては坑内からの先受け工(小口径フォアパイリングφ76.2mm, L=9m)を採用した。

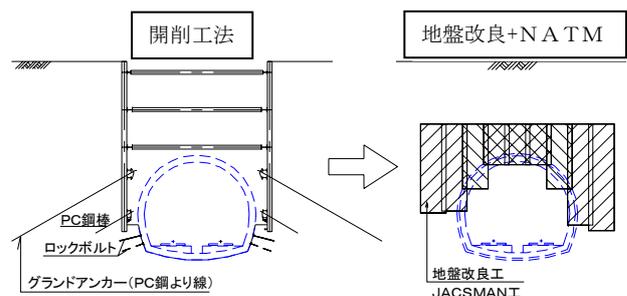


図-3 掘削工法変更概要図

## 4. 地盤改良区間の施工

### (1) 地盤改良工法について

#### a) 改良工法の選定

地盤改良の工法として、改良深度が10m以下かつ地表面を将来農地として使用しない区間（B区間）については、経済性および施工性を考慮して、浅層混合処理工法のトレンチャー式機械攪拌工法（パワーブレンダー工法）を採用した（図-4）。

トレンチャー式機械攪拌工法は、近年小土かぶりトンネルにおける施工実績が増えている。今回の灰土に対して、良好な改良体を構築することができた。

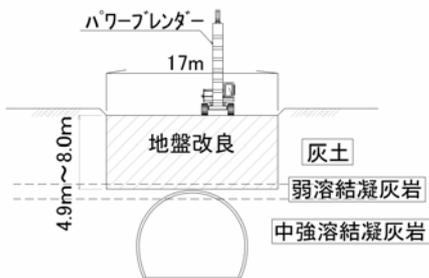


図-4 浅層混合改良施工断面図

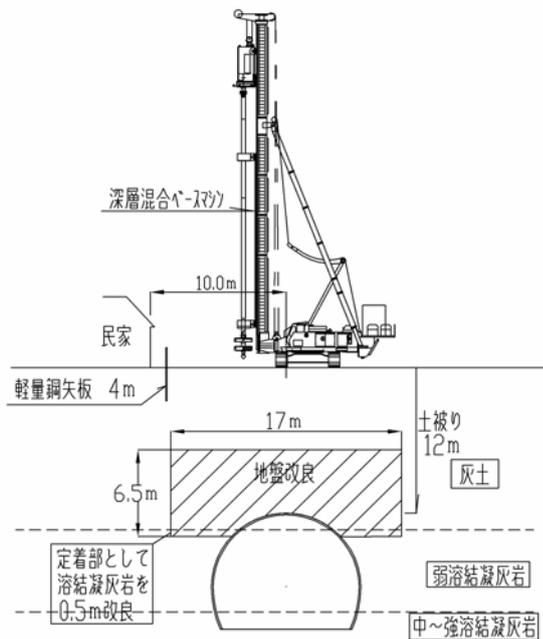


図-5 深層混合改良施工断面図

改良深度が10m以上もしくは地表面を将来農地として利用する区間（A, C, D区間）については、深層混合処理工法を採用し、改良範囲は工期や経済性追求の観点から、トンネル切羽掘削部分を未改良とするアーチ状地盤改良工法を採用した（図-5）。

既往の研究<sup>1)</sup>により、アーチ状地盤改良工法を行

った場合には、トンネル天端に引張応力の発生が確認されていることから、柱状改良体の相互の密着を確保することや、地表面の変形抑制にはアーチ脚部を強固な支持層に着底させることが重要であることが指摘されていた。

上記の留意点および施工性を考慮して、深層混合改良工法として、機械攪拌+高圧噴射併用工法（ジャックスマン工法）を採用した。以下に工法の特徴を示す。

- ① 高圧噴射により改良体の一体化が期待できる。
- ② 通常の二軸型の機械攪拌に比べて改良径が大きい（従来1.5m<sup>2</sup> →高圧噴射併用7.2m<sup>2</sup>）ため、工期を大幅に短縮できる。
- ③ 高圧噴射併用により、礫や硬質粘土に対する適用性が高い（実際にD区間においては、20cm程度の玉石層が層厚1m程度介在したが、良好な改良体を確認できた）。

#### b) 改良体の目標強度

トレンチャー式機械攪拌工法の改良体目標強度については、全層改良でのゆるみ土圧の検討を実施して、ゆるみが発生しない改良強度を設定した。

・改良体目標強度：0.21N/mm<sup>2</sup>

機械攪拌+高圧噴射併用工法の改良体目標強度については、灰土の試験練りによる強度発現結果および類似施工事例を参考に決定した。

・改良体目標強度：0.5N/mm<sup>2</sup>

#### c) 地盤改良杭の配置

今回採用した機械攪拌+高圧噴射併用工法では、経済性を考慮して改良体相互の密着を確保する観点から検討した結果、最低ラップ長を20cmとし、図-6のとおり平面改良率を90%とした。

その結果、全面改良した場合と比較して杭本数を3割削減でき、大幅にコスト・工程を削減できた。未改良部に不具合が生じた場合は、坑内からのフォアポーリングで対処する計画であったが、トンネル掘削時の不具合は生じなかった。

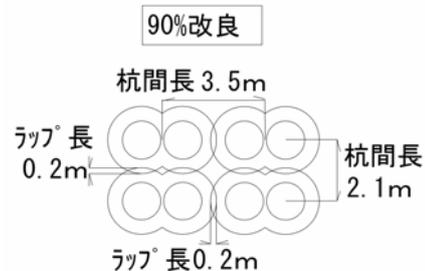


図-6 地盤改良杭配置図

**(2) 特殊箇所の地盤改良施工状況**

**a) 河川部における地盤改良の施工**

C区間中央付近の河川部については、砂防指定河川であり、切り廻しによる地盤改良施工が困難であった。そこで、栈橋を設置して栈橋上からボーリングによる高圧噴射工法を実施した(図-7)。地盤改良形状は、切羽面の改良を実施しないアーチ状の改良としたが、トンネル掘削時の変形、切羽の安定性ともに問題はなかった。

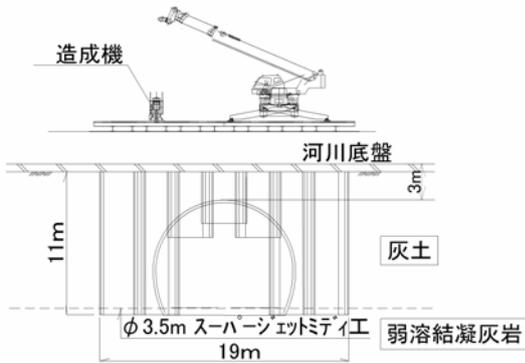


図-7 高圧噴射地盤改良施工断面図

**b) 保護盛土および坑内底盤地盤改良の施工**

新八代方坑口部のトンネル天端が現地盤面より突出するD区間の地盤改良については、側部は機械攪拌+高圧噴射併用工法で実施したが、突出部についてはバックホウ混合+ローラ転圧による保護盛土を施工した。保護盛土形状は、新幹線トンネルの他現場施工実績に倣って天端上部2mまでの造成とした。また、トンネル底盤部より下位にまで灰土層が分布していたため、坑内からトレンチャー式機械攪拌工法による底盤改良を実施した(図-8)。

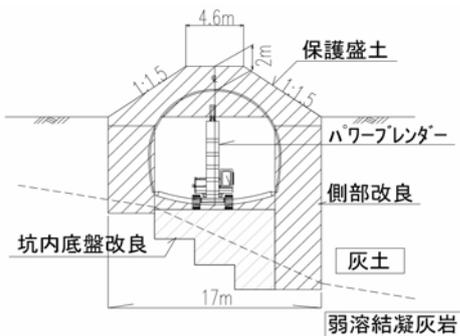


図-8 保護盛土・坑内底盤地盤改良  
施工断面図

**(3) 地盤改良区間トンネル支保工**

地盤改良区間の支保工については、A, B区間は小土かぶりを考慮し、150H@1.0m 上下半でロックボ

ルトを未改良の部分に打設するパターンで施工した。C, D区間は、A, B区間の計測変位が小さかった結果を考慮し、125H@1.2m に支保を軽減するとともに、側部まで地盤改良が存在したため、ロックボルトを省略した。

支保を軽減した区間においては、やや天端沈下が大きくなったものの、施工上問題となる変形は発生しなかった。

**(4) 地盤改良区間計測結果**

表-2 に地盤改良区間のトンネル掘削における計測結果の一覧を示す。

各区間において、地表面沈下は、10mm 以下となっており、E区間で実施した坑内からの先受工(小口径フォアパイリング)の箇所での30~50mm に比較して十分小さな値となった。

A区間については、事前にFEM解析を実施していたが、解析値(地表面沈下19mm, 天端沈下0mm, 内空変位20mm)と比較しても地表面沈下と内空変位は小さな値となっている。天端沈下が、解析値より大きくなっているが、脚部の沈下に伴うものであると想定され、改良体上部の変形は小さかったと考えられる。

軟弱な灰土に対する補助工法として、地盤改良工法は変形抑制効果が大きく、非常に有効であったと考えている。

表-2 地盤改良区間計測結果一覧

区間	土被り(m)	工法	地表面沈下(mm)	天端沈下(mm)	内空変位(mm)
A区間	10.9	機械攪拌 + 高圧噴射併用	-9	-7	-2
B区間	5.5	トレンチャー式機械攪拌	-10	-5	-4
C区間	8.7	機械攪拌 + 高圧噴射併用	-3	-4	-3
“(河川)”	6.0	高圧噴射	-2	-5	-2
D区間	6.2	機械攪拌 + 高圧噴射併用	-10	-8	+3
“(保護盛土)”	6.2	バックホウ混合	-8	-6	-2

※ - がトンネル内側方向への変位

**5. 地盤改良の耐震性能評価の検討**

**(1) 検討の概要**

小土かぶり区間のトンネル覆工については、応答変位法で耐震設計を実施し、RC構造を決定している(複鉄筋, D16@125mm)。この時、地盤改良については、耐震設計での評価が難しいため、地山の物性

値のみを用いて地震時の影響を検討している。

しかし、実際には地盤改良の効果により、トンネル覆工へ何らかの影響があることが考えられるため、地盤改良を適切に評価できれば、より合理的かつ経済的なトンネル覆工の耐震設計が可能となると考えられる。

今回の検討では、合理的な覆工の耐震設計を探る第一歩として、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て、未改良のケースと比較することで地震時の地盤改良の効果を検討した。

## (2) 土層構成と解析モデル

検討は、D区間のようにインバート下に基盤が現れるモデルをもとに、一般的な構造とするためトンネル上部は保護盛土ではなく土かぶり2mの平地とし

た(図-9)。基盤がトンネル直下に設定されており、トンネル上下の地盤変位が大きいいため、覆工に対しては厳しいモデルである。

インバート以浅の土層構成は $V_s=190\text{m/s}$ の灰土層、それ以深は $V_s=600\text{m/s}$ の非溶結層および弱溶結層で構成されており、地盤改良の範囲はトンネル覆工から4mである。

解析モデルは、灰土、基盤層、改良体については平面ひずみ要素、覆工ははり要素によって構築し、解析領域の側方および底面に粘性境界を設けた。地震動は鉄道構造物設計標準のL2地震動(基盤面波形最大加速度 $637\text{gal}$ )を用いた。

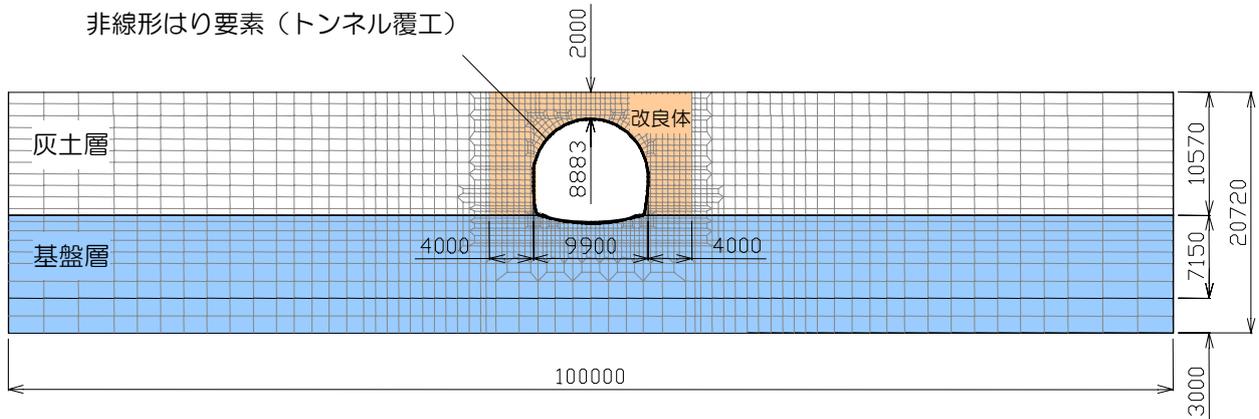


図-9 解析モデル

表-3 解析物性値一覧

土層	深度 (m)	N値	単位 重量 $\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	せん断 波速度 $V_s$ ( $\text{m/sec}$ )	ポアソン 比 $\nu$	初期せん断 弾性係数 $G_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	修正ROモデル・パラメータ				
							基準せん断 ひずみ $\gamma_{r0.5}$	せん断 耐力 $\tau_f$ ( $\text{kN/m}^2$ )	最大 減衰定数 $h_{\max}$	$\alpha$	$\beta$
A4(c)	1.000	5程度	17.5	190	0.40	64464	8.25E-04	53.17	0.25	2.78	1.47
	10.570						1.25E-03	80.45			
A4(n-Wt)	11.920	35程度	20.0	600	0.42	734694	7.59E-04	446.25	0.30	3.44	1.78
	17.720						8.41E-04	494.58			
A4(w-Wt)	19.220	45程度	20.0	600	0.42	734694	8.62E-04	538.12	0.35	4.06	2.02
	20.720						8.83E-04	551.34			
改良体	-	70程度	18.1	290	0.45	172413	1.70E-03	291.78	0.25	2.45	1.29

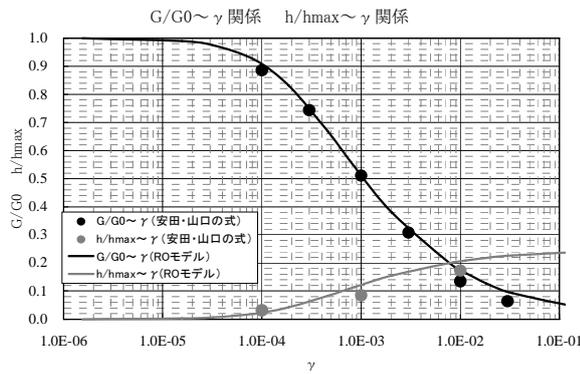


図-10 地盤の非線形特性

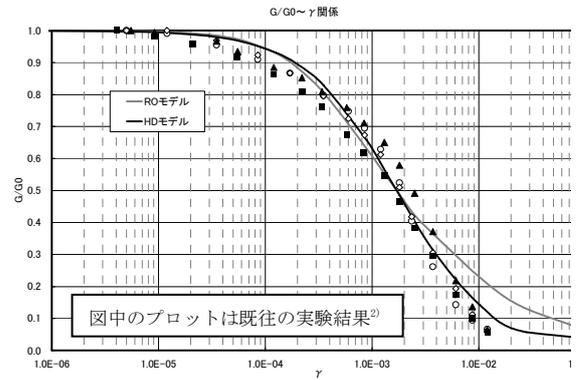


図-11 改良体の非線形特性

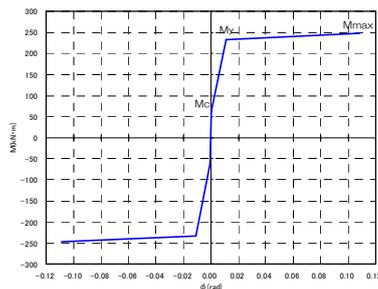


図-12 覆工の非線形特性

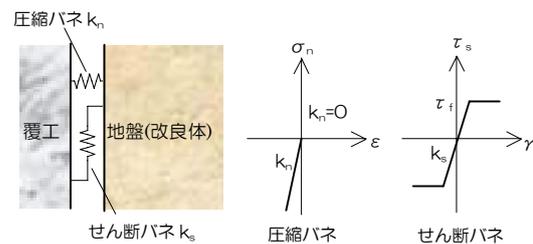


図-13 ジョイント要素の概念

### (3) 非線形特性および剥離・滑り要素（ジョイント要素）

#### a) 地盤（灰土，非溶結層，弱溶結層）

地盤の非線形特性は安田・山口の式により平均粒径  $D_{50}$  と平均有効拘束圧との関係から推定し，修正ROモデルでフィッティングした（図-10）。

#### b) 改良体

改良体は機械攪拌併用の高圧噴射工法によるものであり，一軸強度は  $0.5\text{N/mm}^2$  である．非線形特性は，既往の実験結果<sup>2)</sup>を参考に  $G/G_0 \sim \gamma$  曲線を設定し，修正ROモデルまたはHDモデルでフィッティングを試みた．なお，本検討では，事前の検討において，改良体内部の最大せん断ひずみが  $10^2$  程度にまで達することを確認したため，大ひずみ領域での適合性が高かったHDモデルを採用した（図-11）。

#### c) トンネル覆工

RC構造である覆工は，常時軸力を固定として算出したトリリニアの骨格曲線（ $M-\phi$  曲線）を設定し（図-12），復元力特性は修正武田モデルを適用した．なお，単位重量は  $24.5\text{kN/m}^3$ ，初期変形係数は  $2.5 \times 10^7\text{kN/m}^2$  である．

#### d) 剥離・滑り要素（ジョイント要素）

解析の途中経過で，解析モデル上，覆工と地盤（改良体）間を結合した状態とした場合，変形に伴って地盤（改良体）が覆工を引っ張る現象となって

しまい，解析結果に影響する傾向が見られた．これを解消するため，図-13に示す剥離・滑り要素（ジョイント要素）を覆工と地盤（改良体）間に用いた．剥離は，接触面において，垂直応力が引張りになる際にバネ定数が0となることで生じ，滑りは，接触面のせん断応力が地盤と構造物の間のせん断強度（付着，摩擦）を超過する場合に生じる．

### (4) 解析結果

解析結果は，図-14のように時刻 10.78 秒（改良なし），10.76 秒（改良あり）で，覆工上下間の相対変位，断面力が最大となった．

改良なしの場合，覆工上下間の相対変位が58.6mmであるのに対し，改良ありの場合は，覆工上下間の相対変位は36.9mm，周辺の改良体の位置での相対変位が38.4mmとなり，6～7割程度まで減少している．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ためであると考えられる．

次に覆工—地盤間に剥離・滑りを考慮した場合の覆工の断面力図および  $M-\phi$  履歴曲線を図-16に示す．剥離・滑り要素のあり・なし，改良体のあり・なしで4ケースの比較となっている．

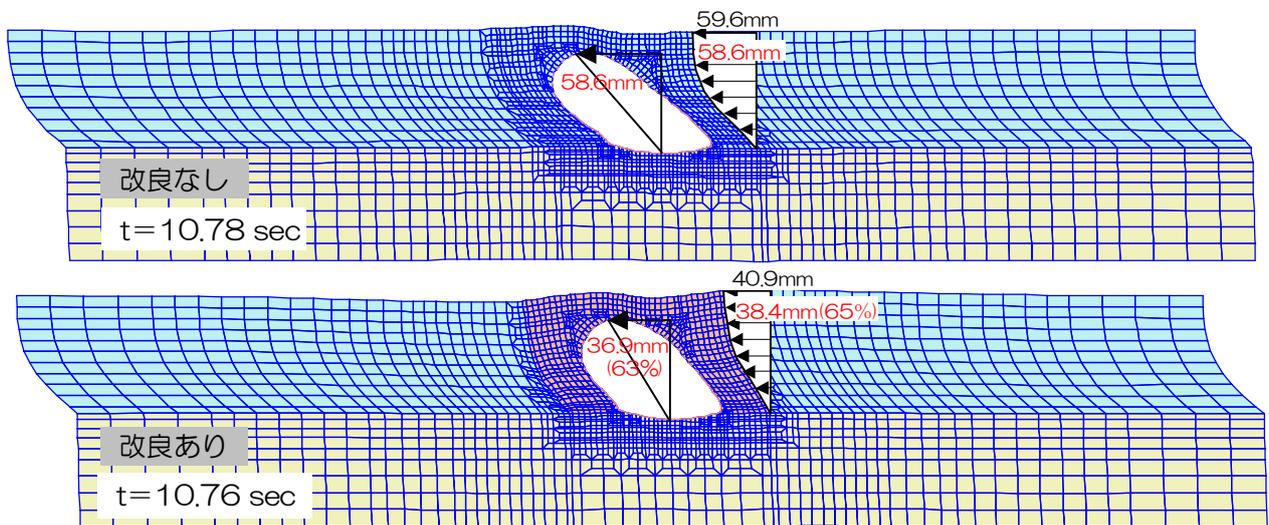
曲げモーメントについては，剥離・滑り要素のあり・なし，改良体のあり・なしに関わらず，全体的

に影響が小さいことがわかる。しかし、M-φ履歴曲線の欄を見ると、改良体のあり・なしの比較では、改良体がない場合には降伏点を超えているが、改良体がある場合には降伏まで至っておらず、部材の曲率で比較すると5割以下まで低減している。これは、改良体がある場合でも降伏に近い状況に達しているために、覆工の部材の非線形性を考慮した場合には、曲げモーメントとしては差が出てこないと考えられる。一方、剥離・滑り要素のあり・なしの比較に関しては、曲げ変形に対しては、ほとんど影響がないことが確認できる。

また、せん断力に対する改良体の効果については、剥離・滑り要素を考慮しない場合で90%(Case1と2との比較)の低減しかなかったものが、剥離・滑り

を考慮することにより、72%(Case3と4との比較)まで低減することが確認できた。これは、図-15に示すように、剥離・滑り要素がなしの場合、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の主応力が卓越するが、剥離・滑り要素がありの場合、覆工周辺の主応力の向きが接線方向に卓越し、地盤が覆工を引っ張る現象が解消され、せん断力を低減させたものと考えられる。

以上のように、地盤改良を施した場合の覆工の断面力は、未改良に比較して緩和されることが確認できた。今後、実設計につなげるためには、改良範囲や地盤と改良体の剛性比などをパラメータとして、さらなる検討も必要と考えられる。



注1) 灰字はトンネル天端深度での相対変位

注2) ( )は改良なしに対する低減率

図-14 最大応答変位

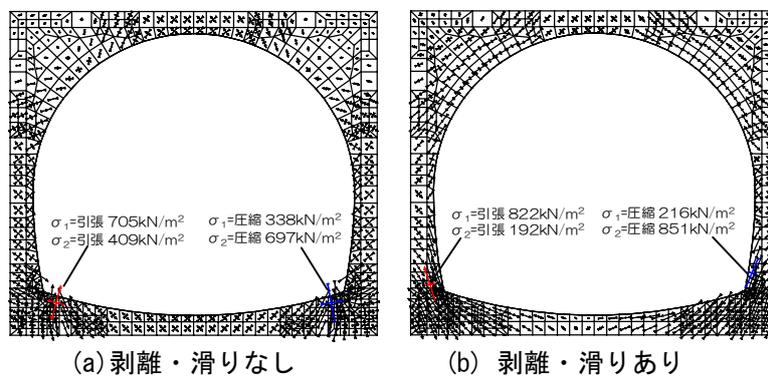


図-15 断面力最大時の覆工周辺の主応力分布 (改良あり)

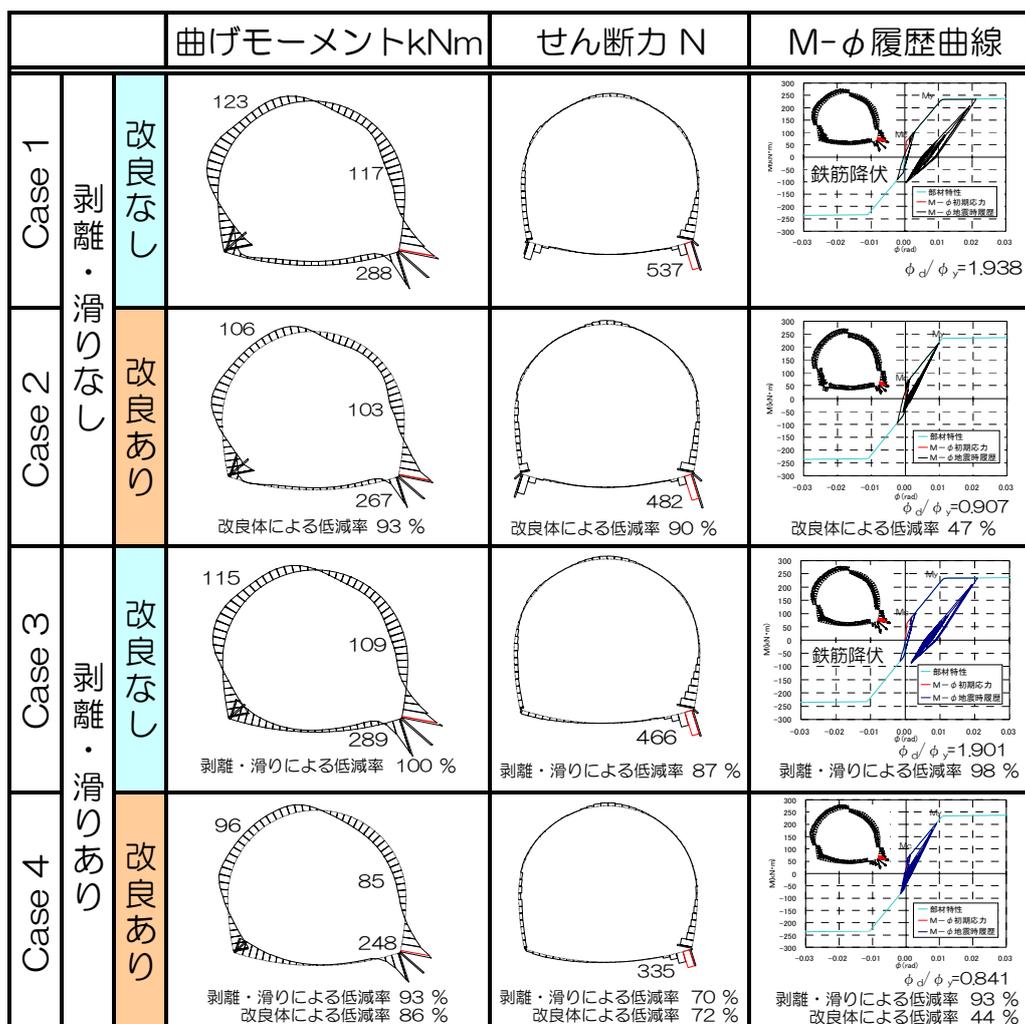


図-16 覆工の断面力図およびM-φ履歴曲線

## 6. おわりに

地盤改良工法は、灰土のような粘性土系の地質に対して確実な改良が期待でき、変形抑制効果も高いため、地表からの施工制限がない場合は、信頼性がある補助工法と思われる。

今回、深さ 10m 以上の区間において、機械攪拌+高圧噴射併用工法による深層混合改良工法を実施したが、地中に連続一体化した良好な改良体を構築でき、トンネル掘削時の天端・切羽の安定性は非常に良好であった。

また、地盤改良を実施した場合のトンネル覆工の合理的な耐震設計を模索するため逐次非線形解析を実施した。この結果、地震の影響による断面力が低減できることが一例ではあるが定量的に把握できた。今後、パラメータスタディを実施して、実務の耐震設計へつなげていければ良いと考えている。

本報告が、今後の同様な小土かぶりのトンネル工事の参考になれば幸いである。

## 7. 参考文献の引用とリスト

- 1) 鹿島技術研究所年報第 53 号：アーチ状地盤改良工法の開発 2005. 9
- 2) 中山, 上條, 石田, 間瀬, 鈴木, 藪内: 深層混合処理工法による改良体の物性評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 411-412, 2002. 8