

小土被り山岳トンネルにおける事前地山改良工の有効性について

Effectiveness of Pre-improvement Work for Shallow Mountain Tunnels in Unconsolidated Ground

野々村 政 一 (ののむら まさいち)

㈱レールウェイエンジニアリング 常務取締役

岡 嶋 正 樹 (おかじま まさき)

パシフィックコンサルタンツ㈱トンネル部 課長

井 浦 智 実 (いうら ともし)

㈱鉄道・運輸機構設計技術第二課 担当係長

岸 田 潔 (きした きよし)

京都大学准教授 大学院工学研究科

1. はじめに

近年、補助工法等の技術開発の進展により、小土被り条件下における山岳トンネルの施工事例が急増している。これら補助工法のうち事前地山改良工は、土被り2～10m程度の未固結地山における有効な対策工として、整備新幹線において多くの採用実績がある¹⁾。しかしながら、その設計手法は十分に確立されておらず、主に経験的判断に基づいた個別の対応がなされているのが現状である。

本稿では、事前地山改良工を採用した新幹線トンネルを対象に、トンネル掘削時の現場計測データ及び数値解析結果に基づいた検討を行い、事前地山改良工の有効性について考察する。

2. 事前地山改良工の概要

2.1 工法の概要

事前地山改良工は、地表面からトンネルの天端付近まで開削を行い、トンネル周辺地山の一部を事前混合処理によるセメント改良盛土、及び浅層混合処理工法あるいは深層混合処理工法によって改良し、速やかに埋戻しを実施した後に、山岳工法(NATM)によりトンネル掘削を行う工法である。図-1に事前地山改良工の施工手順を示す。また、一連の施工状況を口絵写真-8～13に示す。本工法は、土被りが極めて小さい条件、かつ地表部において支障物件等の制約が少ない条件での施工に適しており、以下のような特徴を有している。

- ① 通常の開削工法と比較し、トンネル上部のみの限定的な開削範囲で施工できるため、開削用地幅や掘削土量を大幅に抑制することが可能である。
- ② 地表からの改良施工後は、速やかに埋戻しを実施するため、地表部の制約期間が短い。
- ③ 地表における改良作業とトンネル坑内における掘削作業とを並行することが可能であり、施工性に優れるため工期や経済性の面で有利である。
- ④ トンネル掘削時に弱点となりやすい天端付近の地山や地下水等の状況を、面的に連続した情報として事前に把握することが可能である。

2.2 改良範囲及び改良強度の実態

図-2に東北新幹線(八戸・七戸十和田間)の小土被

りトンネル群において採用された事前地山改良工の施工例を示す。改良範囲についてはトンネル天端～上半肩部あるいは下半脚部まで、改良強度については $q_u = 0.5 \sim 1.0 \text{ N/mm}^2$ 程度の実績が多いものの、トンネル毎の施工条件や周辺環境等の相違によって個別の設定がなされており、採用する改良方法や改良幅、改良強度等についての統一的な考え方は確立されていない。

事前地山改良工の採用にあたっては、適切な改良範囲や改良強度の設定が重要となるため、改良範囲や改良強度の影響がトンネル掘削時の周辺地山の安定性にどの程

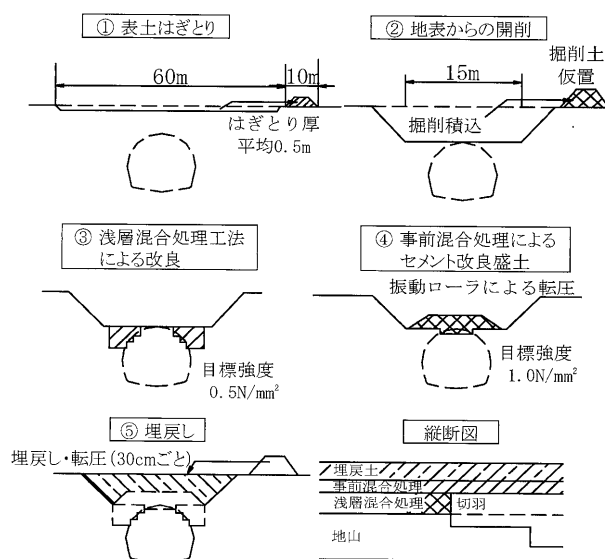


図-1 事前地山改良工(上半肩部までの改良)の施工手順²⁾

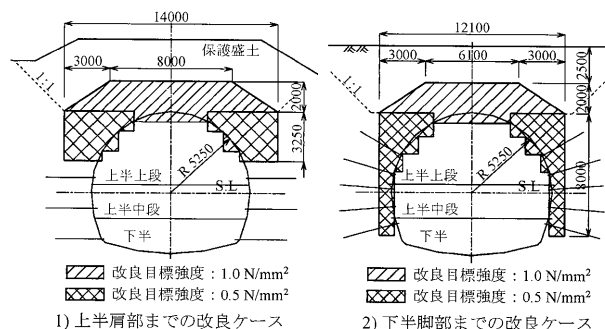


図-2 東北新幹線(八戸・七戸十和田間)における事前地山改良工の施工例³⁾

度寄与するかを定量的に評価することが必要である。

3. 現地計測による事前地山改良工の評価

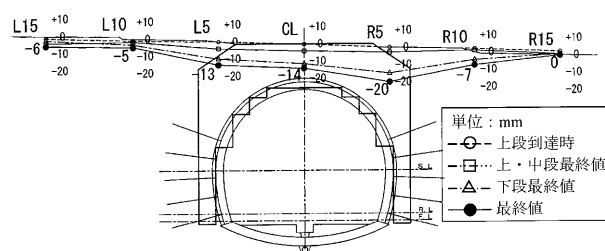
事前地山改良工を適用したトンネルにおける掘削時の現地計測結果から、事前地山改良工の効果について考察を行った。トンネルの掘削対象は、未固結な砂質土層が主体の土砂地山であり、トンネル掘削幅は約10.5 m (新幹線標準断面)、掘削工法はショートベンチカットあるいは多段ベンチカットとなっている。

3.1 地表面沈下

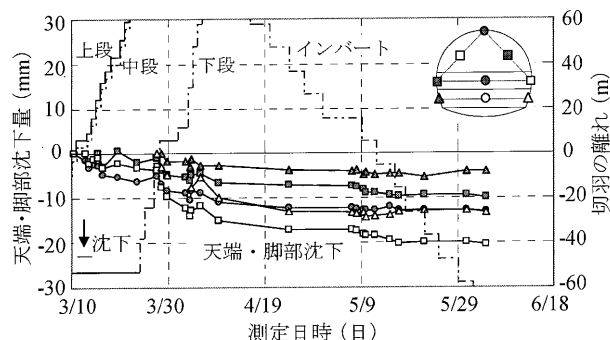
図—3は、事前地山改良工を下半脚部まで適用したトンネルにおける地表面沈下分布を示したものである。土被りが約2 mと極めて困難な施工条件にもかかわらず、地表面沈下量は最大で20 mm程度に抑制されている。また、図—4は、同一箇所におけるトンネル坑内での天端・脚部沈下量の結果を示したものである。天端沈下量は最大13 mm程度、脚部沈下量は最大20 mmとなっており、トンネル下段掘削以降も沈下傾向が大きく進行していないことが確認できる。なお、地表面沈下量と坑内における天端・脚部沈下量は概ね一致していることから、小土被りトンネルの掘削時挙動として特徴的な「とも下がり現象」の発生が示唆される。

3.2 天端・脚部沈下

次に、図—2に示したように、上半肩部までを改良したケースと下半脚部までを改良したケースの変形抑制効果の差異について着目し考察を行った。図—5及び図—6は、それぞれ事前地山改良工を適用した3トンネルの土被りと天端沈下量並びに脚部沈下量の関係を示したものである。天端沈下量、脚部沈下量ともに同様の傾向を示しており、上半肩部まで改良のケースでは、天端・脚部沈下量が20～90 mm程度に分布しているものが、下半脚部まで改良したケースでは、0～50 mm程度の分



図—3 地表面沈下分布 (下半脚部まで改良)⁴⁾



図—4 天端・脚部沈下量 (下半脚部まで改良)⁴⁾

布を示している。下半脚部まで改良したケースでは、上半肩部まで改良したケースと比較し、大幅に天端・脚部沈下が抑制されていることがわかる。

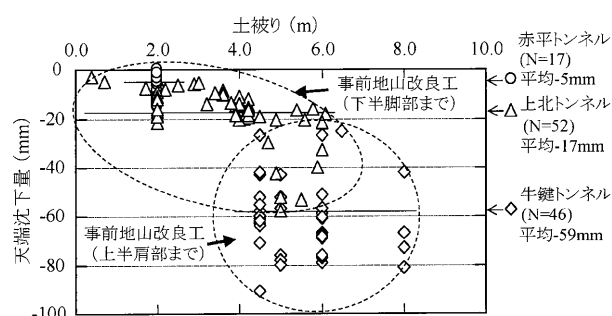
以上の結果から、小土被り条件においても、事前地山改良工の採用によって、トンネル掘削時に生じる沈下現象を効果的に抑制することが確認できた。また、上半肩部までを改良する場合と比較し、下半脚部までを改良する場合では、より顕著な沈下抑制効果が認められた。

4. 解析的検討による事前地山改良工の評価

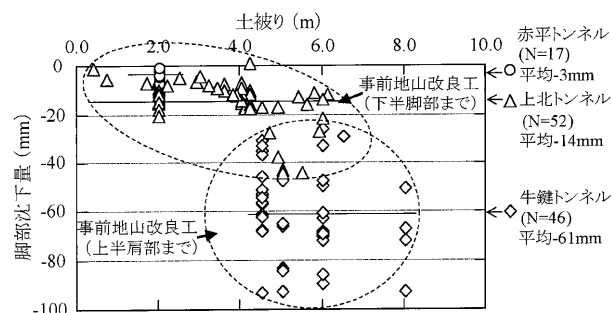
トンネル掘削時の改良体及び周辺地山の応力状態を評価することを目的として、二次元有限要素法(弾性解析)による検討を行った。

4.1 解析条件

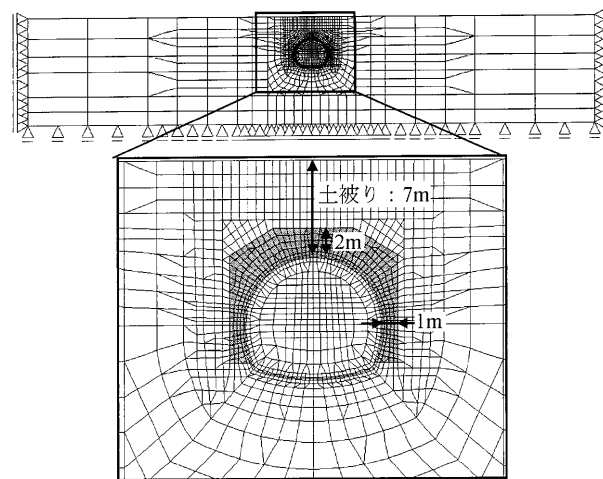
解析モデルを図—7に示す。解析ケースとしては、事



図—5 事前地山改良工の適用事例における土被りと天端沈下量の関係³⁾を加筆



図—6 事前地山改良工の適用事例における土被りと脚部沈下量の関係³⁾を加筆



図—7 解析モデル (上: 全体, 下: トンネル部分拡大)

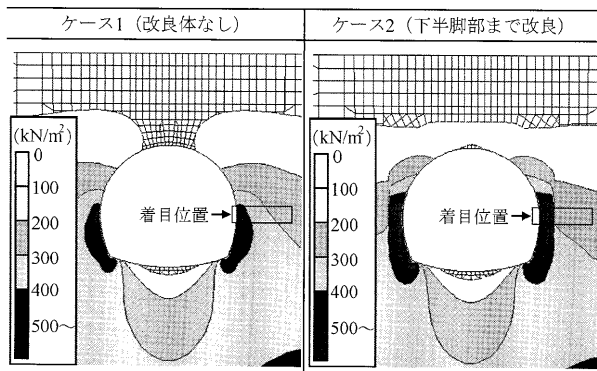
報 告

表—1 解析に用いた物性値

	単位体積重量 (kN/m^3)	変形係数 E (kN/m^2)	ポアソン比 ν	粘着力 (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)
地 山	18	20×10^3	0.35	20	30
地山改良体 $q_u=1.0\text{N/mm}^2$	19	100×10^3	0.35	288	30
支保部材	20	9960×10^3	0.3	—	—

表—2 解析ステップ

ステップ	内 容	応力解放率
Step1	初期応力解析	
Step2	事前地山改良工（改良ありの場合）	
Step3	上半掘削	40%
Step4	上半支保設置	60%
Step5	下半掘削	40%
Step6	下半支保設置	60%



図—8 最大主応力の分布（Step6 下半支保設置）

前地山改良工を施工しない場合（ケース1）と、事前地山改良工を下半脚部まで施工する場合（ケース2）とした。解析に用いた物性値を表—1に、解析ステップを表—2に示す。支保部材としては、吹付けコンクリート（ $t=200\text{ mm}$ ）及び鋼製支保工（200H）のみを考慮した。

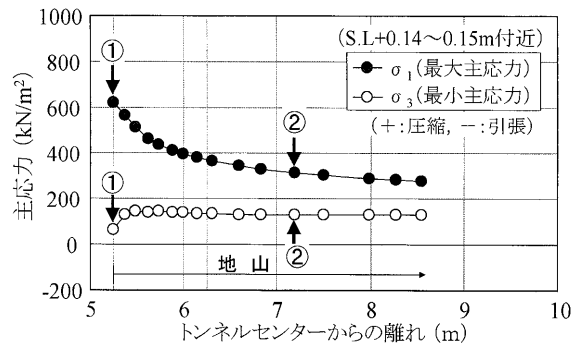
4.2 解析結果

(1) 最大主応力分布

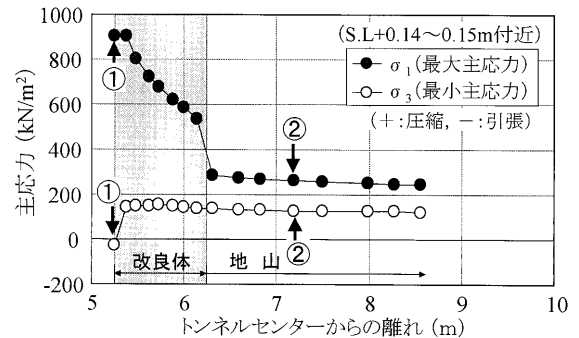
解析結果のうち、Step6（下半支保設置）の段階における最大主応力の分布状況を図—8に示す。解析結果から、ケース1, 2ともに天端部の応力レベルは小さい一方で、側壁部の応力レベルが大きいことがわかる。また、ケース2の結果では、改良体の有無によって主応力の分布状況に明確な差が生じている。改良体とその周辺地山では発生応力に大きな差が生じており、改良体が掘削による解放荷重を集中的に負担した結果、周辺地盤では逆に応力状態が緩和されていると考えられる。

(2) トンネルS.L付近における主応力の分布状況

最大主応力分布に明瞭な差が生じているトンネルS.L付近の深度に着目して、改良体の有無による影響の評価を行った。図—8中に示した着目位置（トンネルS.L+0.14~0.15 m付近）の深度における主応力分布を図—9及び図—10に示す。ケース1（改良体なし）、ケース2（下半脚部まで改良）のいずれも、トンネル近傍で大きな最大主応力（鉛直方向が卓越）が発生しており、トンネルから離れるにしたがって、初期応力状態に近いレベルまで低下している。最小主応力の分布については大



図—9 着目位置の主応力分布（ケース1：改良体なし）



図—10 着目位置の主応力分布（ケース2：下半脚部まで改良）

きな差は生じていない。ここで、ケース2に着目すると、改良体部分に最大 900 kN/m^2 程度の最大主応力の発生がみられ、ケース1の最大 600 kN/m^2 程度と比較し約1.5倍の発生応力となっている。さらに、改良体直近の周辺地山部分の最大主応力に着目すると、ケース1では 390 kN/m^2 程度であるものが、ケース2では 300 kN/m^2 程度となっており77%程度に低減されている。以上のことから、形成された改良体が周辺地山との剛性差に応じて効果的に荷重を負担し、さらには周辺地山の応力状態を緩和させ安定化を促す効果を発揮しているものと考えられる。

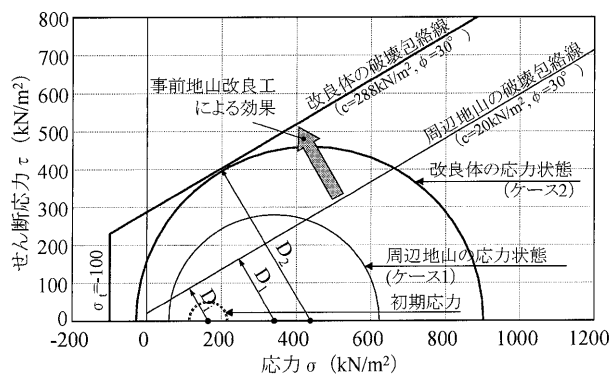
4.3 モール・クーロンの破壊規準による安全率の評価

トンネルS.L付近の深度における主応力分布状況のうち、図—9, 10中に示す2箇所（①（トンネル直近）、②（改良体周辺））に着目し、モール・クーロンの破壊規準による安全率の評価を行った。

(1) トンネル直近の安全率の評価（着目箇所①）

ケース1, 2それぞれの着目箇所①における応力状態と破壊崩落線の関係を図—11に示す。また、安全率の検討結果を表—3に示す。これらの結果から、ケース1（改良体なし）では、トンネル直近の周辺地山は破壊に達しており、安全率は $F_s=0.67$ と低い状態であることがわかる。一方、ケース2（下半脚部まで改良）では、改良体には応力集中の影響が生じているものの、その応力レベルが大きい箇所トンネル直近であっても、安全率は $F_s=1.01$ であり破壊に達しておらず、トンネル掘削後も安定した状態を保持しているものと判断できる。

(2) 改良体周辺の安全率の評価（着目箇所②）



図—11 応力状態と破壊包絡線との関係（着目箇所①：トンネルセンターから5.25 m）

表—3 安全率の検討結果（着目箇所①：トンネルセンターから5.25 m）

	最大主応力 σ_1 (kN/m ²)	最小主応力 σ_3 (kN/m ²)	応力円半径 ($\sigma_1 - \sigma_3$)/2 d (kN/m ²)	応力円中心 から破壊包絡線 までの距離 D (kN/m ²)	安全率 Fs (D/d)
初期応力 状態	218.0	117.4	50.3	101.2	2.01
周辺地山 (ケース1)	622.0	60.0	281.0	187.8	0.67
改良体 (ケース2)	903.0	-27.0	465.0	468.4	1.01

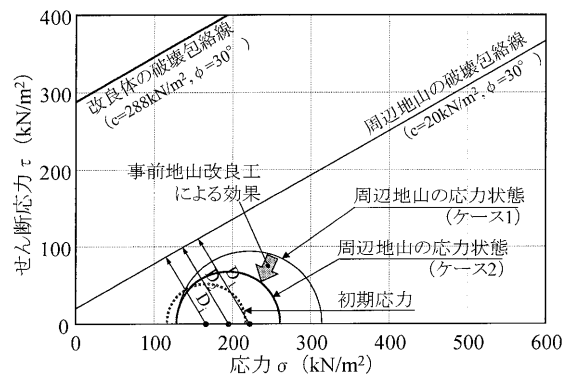
ケース1, 2それぞれの着目箇所②における応力状態と破壊崩落線の関係を図—12に示す。また、安全率の検討結果を表—4に示す。これらの結果から、改良体の有無にかかわらず、トンネルセンターから7.19 m離れた着目箇所②では、安全率が $F_s=1$ を上回っており、周辺地山は安定した状態を保持していることがわかる。しかしながら、ケース1（改良体なし）の応力円半径は、ケース2（下半脚部まで改良）と比較し大きく、初期応力状態と比較しても主応力差が増加していることがわかる。また、ケース1（改良体なし）の安全率は $F_s=1.38$ であるのに対し、ケース2（下半脚部まで改良）では $F_s=1.73$ と約1.25倍に向上している。

4.4 事前地山改良の有効性について

事前地山改良工は、トンネル近傍に剛性の高い安定した改良体を形成するとともに、周辺地山に内圧を付与し効果的に三軸状態を保持することで、トンネル及び周辺地山の安定性を向上させるという効果を発揮する。その結果、トンネル掘削に伴う影響を緩和し、周辺地山及びトンネルの変形を効果的に抑制することが可能になるものと考えられる。このような事前地山改良工による効果のイメージを図—11及び図—12中に矢印で示す。

5. おわりに

本稿では、トンネル掘削時の現場計測データ及び数値解析結果に基づいた検討を行い、事前地山改良工の有効性について検討を行った。その結果、事前地山改良工の施工により、剛性の高い安定した改良体をトンネル近傍に形成することで、掘削時のトンネル及び周辺地山の安



図—12 応力状態と破壊包絡線との関係（着目箇所②：トンネルセンターから7.19 m）

表—4 安全率の検討結果（着目箇所②：トンネルセンターから7.19 m）

	最大主応力 σ_1 (kN/m ²)	最小主応力 σ_3 (kN/m ²)	応力円半径 ($\sigma_1 - \sigma_3$)/2 d (kN/m ²)	応力円中心 から破壊包絡線 までの距離 D (kN/m ²)	安全率 Fs (D/d)
初期応力 状態	218.0	117.4	50.3	101.2	2.01
周辺地山 (ケース1)	315.0	129.0	93.0	128.3	1.38
改良体 (ケース2)	262.0	129.0	66.5	115.1	1.73

定性を向上させるという効果が確認された。事前地山改良工は、土被りや周辺環境等の条件が整う場合には、小土被りトンネルにおける補助工法としての有効な選択肢の一つとなり得るものと考えられる。

しかしながら、今後継続的に検討すべきいくつかの課題も残っている。その一つが、合理的な改良範囲及び改良強度の設定である。トンネル掘削時の改良体及び周辺地山の挙動については未だ不明な点も多く、地山条件やトンネル掘削の影響という不確実性を担保しつつ、いかに安全性と経済性を両立させるかは重要な事項である。また、トンネル構造と改良体の双方を含めた耐震性の検討、覆工に力学的機能を付加させる場合の改良効果の設計への反映等についても、今後の継続的な研究開発が必要なテーマと考える。

参 考 文 献

- 1) 例えば、北川 隆・飯田廣臣・蓼沼慶正・奥津一俊・玉井靖広：低土被り土砂地山における地山改良工法の検討、構造工学論文集Ⅰ，Vol. 50A, pp. 45～52, 2004.
- 2) 鈿鉄道建設・運輸施設整備支援機構：山岳トンネル設計施工標準・同解説，p. 189, 2008.
- 3) 鈿日本トンネル技術協会：東北新幹線における末固結小土被りトンネルの設計施工対策評価報告書（別冊），鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部 東北新幹線建設局委託，2008.
- 4) 芳賀 宏・佐藤 勝・町屋孝浩・野々村嘉映・久保雅宏：事前地山改良工法を適用した小土被り含水末固結地山トンネルの挙動，熊谷組技術研究報告，第67号，pp. 113～120, 2008.

（原稿受理 2011.11.18）