

低土被り土砂地山における地山改良工法の検討

Designing method of unloaded mountains tunnel lining in urban area

北川 隆*, 飯田廣臣**, 蓼沼 慶正***, 奥津 一俊****, 玉井 靖広*****

Takashi Kitagawa, Hirotomi Iida, Yoshimasa Tatenuma,

Kazutoshi Okutsu And Yasuhiro Tamai

* 独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 本社鉄道建設本部 新幹線部長

** 独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部 盛岡支社長

*** 独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部盛岡支社 七戸鉄道建設所長

**** 日本国土・日産・古久根・田中 東北幹、牛鍵T他特定建設工事共同企業体 所長

***** 日本国土・日産・古久根・田中 東北幹、牛鍵T他特定建設工事共同企業体 工事課長

This report describes one of the appropriate methods for excavating a shallow tunnel. The tunnel mentioned in the report is excavated by mountains tunneling construction with soil stabilizing method in that the ground over the face was stabilized by cement in advance. There is little restriction for using the land above the tunnel and this method is more economical than the other methods. Shallow mixing method and pre mixed method are used appropriately for the improvement. From the result of the measurements and the FEM analysis, it is considered that the face stabilization is improved by the method, and therefore, it is possible that the supports are reduced.

Key Words: mountains tunnel in urban area, lining, unloading, designing method

キーワード：都市部山岳工法トンネル, 覆工, 除荷, 設計法

1. はじめに

低土被りトンネルの掘削は、従来より開削工法を主として行われてきているが、近年の施工技術向上により、地上環境や経済面で有利な山岳工法を採用した事例が多くなりつつある。その場合、山岳工法では、地上部への影響軽減対策、切羽安定対策、等が大きな課題となっており、加背割の工夫、先受工および地山補強等の様々な対策が地上条件や地質条件等に応じ選択、採用されている。

今回、報告する牛鍵トンネルは、図-1に示すように東北新幹線八戸～新青森間のうち、八戸から約30km 北西に位置する台地を1D(D=10m)以下の低土被りで掘削する延長2,070mの山岳トンネルである。このうち、図-2の計画平面図に示すように、終点方から700mの区間では、地上条件が田畑であり、さらに比較的平坦で起伏が少ない区間である。この区間の掘削にあたっては、種々のトンネル掘削工法を比較検討した上で、地表面からトンネル天端部分を改良してから山岳工法で掘削を行う工法(以下地山改良工法と称す)で施工している。この工法は、近年土被りの小さいトンネルで採用例が報告されているが、本トンネルでは既存の改良事例を検討した上で、改良範囲、改良強度等の条件を設定した。

本研究では、地山改良工法を採用した最初の100m 区間において、各種計測を行ったデータをもとに、地山改良工法を併用することによる切羽の安定化のメカニズムを考察することである。メカニズムの解析手法としては、線形有限要素法解析、塑性理論を用いた有限要素法(剛塑性解析)、等を用いて対策工を行った場合と行わない場合の切羽の安定性を評価するものとする。

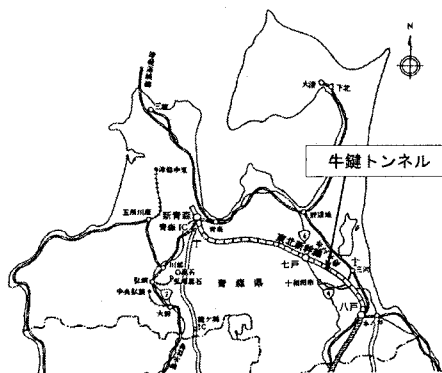


図-1 牛鍵トンネル位置図

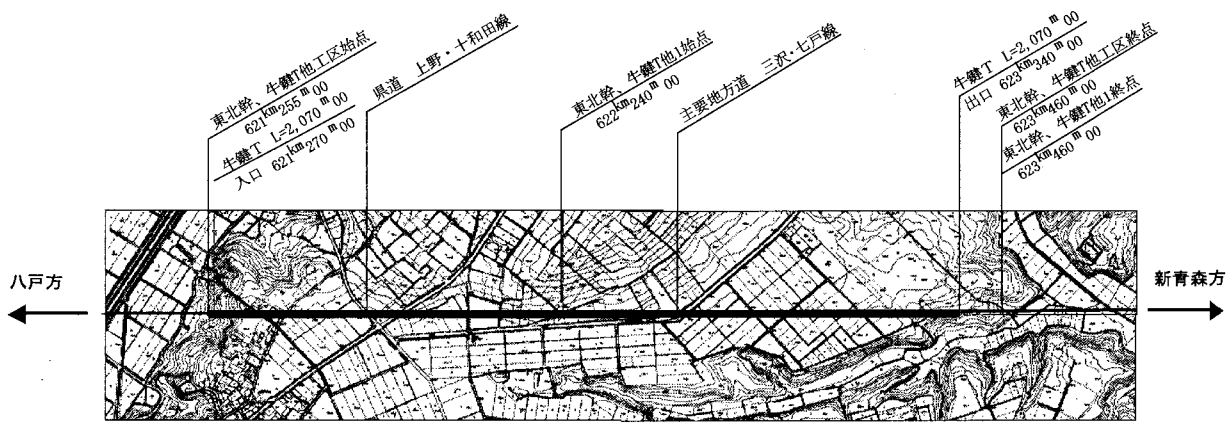


図-2 計画平面図

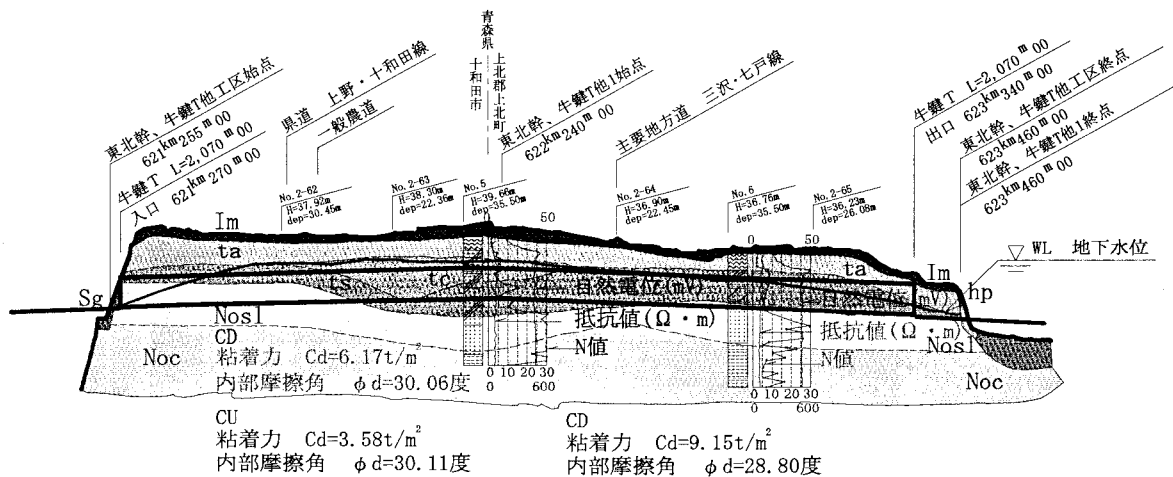


図-3 地質縦断面図

2. 地形地質概要

牛鍵トンネルは、図-3の地質縦断面図に示すように、標高30～70m程度の台地下を土被り=2～10m(平均8m)で通過する。

地上条件は、水田と畑が大部分を占めており、途中3箇所で交通量=2,500台/日程度の県道と主要地方道と交差している。

地質条件は、上位より新期火山噴出物である黒ボク(lm)、ローム(ta)、扇状地堆積物である粘性土(tc)、砂質層(ts)、第四紀更新世野辺地層である砂質土(Nos1)および粘性土(Noc)等で構成されている。ta(高館火山灰層)は、N値が10以下の軟質層であり、浮石や石英砂の混入が見られる。ts(高館段丘構成層(砂))は、シルト混じりの砂礫を主体とし、粘着力 $c=30\text{KN/m}^2$ 、細粒分含有率 $F_c=8\sim 20\%$ であり、湧水に伴った流砂が懸念される物性を有している。tc(高館段丘構成層(粘性土))は、有機質シルトや火山灰質シルトを主体とするもので、N値が10以下の軟弱層で弾性係数 $E=7\text{MN/m}^2$ 程度であるため、大きな沈下が懸念される。一方Nos1(野辺地砂層)は、全体的にはN値が30以上の比較的締まった砂層であるが、一部均等係数が低くルーズな層もあり、近傍のトンネル掘削では湧水による流砂現象も起こっている。

3. 掘削対策工の選定

終点方から700m区間における掘削対策工は、低土被り、田畑である地上条件および地質条件等を考慮して、先受工、開削工法および地山改良工法等に対し、切羽の安定性や経済性による比較検討で選定した。

このうち先受工は、多くの施工実績があるものの、未固結地山である地質条件により、高い剛性部材の採用や多量の注入材使用、等によるコスト高で不適と考えた。

開削工は、小土被りのトンネルで多くの実績があるが、①土工数量の増大、②長期間に渡る地上地権者に対する借地補償や作物補償、③耐震設計を必要とする覆工コンクリート、等の要因により、経済性と渉外面で不利と判断した。

一方、地山改良工法は、地表面から掘削対象地山の一部分を改良した後に山岳工法で掘削する方法である。開削工法に比べ、開削の掘削高さや幅は小さく、改良後すぐに埋め戻すため借地期間は短い。このため、地表面の制約がなければ経済的にトンネルを掘削できる工法である。このようなことから、本トンネルでは地山改良工を掘削対策工に選定した。

4. 地山改良工法の概要

地山改良工法は、近年土被りの小さいトンネルで採用例が報告されている。報告例は、土被り、地質条件、地上条件および沈下の許容度等により異なっており、天端のみを改良した事例¹⁾、上半切羽を改良した事例²⁾ および全断面を改良した事例³⁾ 等がある。

また、改良方法は、事前混合処理と浅層混合処理に大別できる。前者は、地山を掘削し掘削土とセメントを混合した後に敷均し、転圧しながら埋戻す方法である。後者は、現地山にセメント等の固化材を添加・混合攪拌する工法である。前者は、後者に比べ改良自体が経済的であり、また確実な強度増加が期待できる。他方、前者は改良対象地山まで切取を行う必要があるのに対し、後者では切取は不要である。

本トンネルへの適用にあたっては、施工実績評価、線形有限要素法解析による定量評価および経済性評価等を行い、改良範囲、改良強度、改良方法を以下に決定した。

- ①地山改良は天端周辺地山（天端～肩部）を対象とした。
- ②地表面から天端付近まで切取掘削を行い、肩部については現地での浅層攪拌混合、天端付近についてはセメント系固化材を混合した改良土を造成することにより、地山の改良を行った（図－4に示す地山改良工法の施工フロー参照）。
- ③地山改良強度は、線形有限要素法解析により改良目標強度を設定した。また、固化材添加量は、表－1に示すように試験施工により決定した。

表－1 地山改良工法のスペック表

工 法	改良目標強度 (N/mm ²)	固化材添加量 (kg/m ³)
浅層混合処理	0.5	50 (粘性土) 90 (砂質土)
事前混合処理	1.0	50 (山砂)

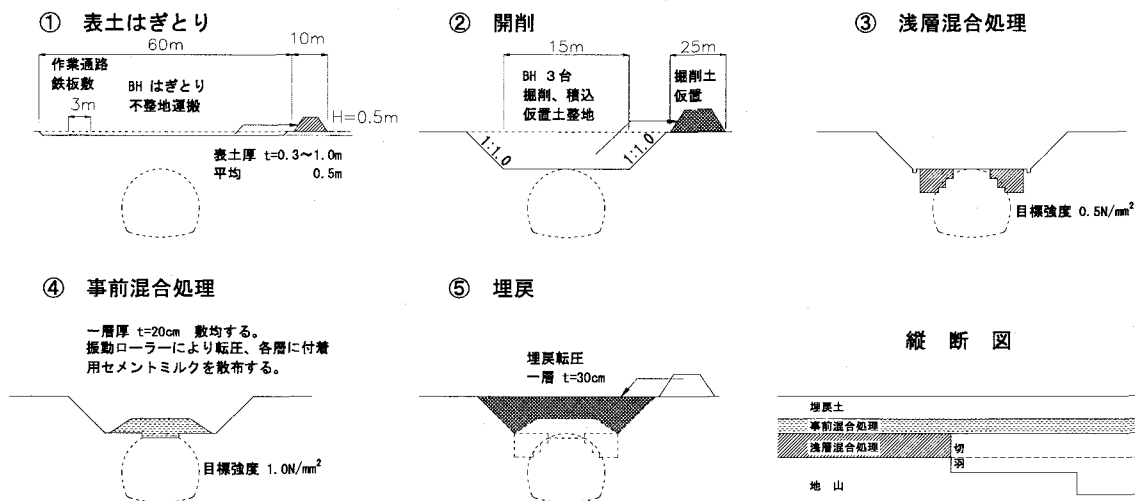
5 試験施工区間での計測結果

5－1 計測の概要

最初の 100m 区間の施工は、地山改良工の改良範囲の妥当性を評価するために、試験施工として位置付け、この区間では通常の A 計測⁴⁾ のほかに図－5に示す B 計測も実施し、これによるトンネル、切羽安定のメカニズムを考察した。

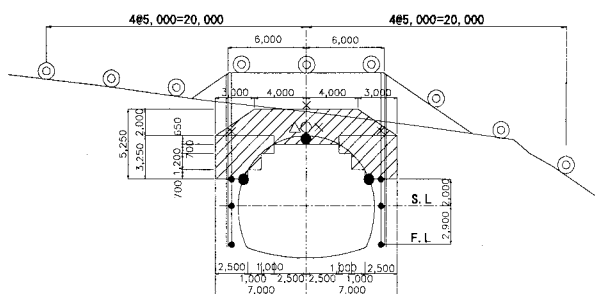
本計測断面付近の切羽に出現した地質は、上部に t a 層である粘性土、改良体下端から下の側壁部右側には N 値＝2 程度の粘性分を多く含んだ火山灰質砂質土層、側壁部左側には比較的固結度の高い粘性土層、下半には火山灰質砂質土の下に N 値＝2～10 程度のシルト質粘性土が厚く分布していた。

切羽状態は、地山改良工法の効果により上半切羽の自立性はよいが、改良体脚部付近の地盤において、砂分の多い箇所では滴水程度の水量でも容易に流砂することが確認された。



図－4 地山改良工法施工フロー

623km295m50断面



凡 例	
○	土圧測定
●	地中変位測定
●	吹付コンクリート応力・鋼製支保工応力測定
×	沈下板による地中沈下測定
◎	地表面沈下測定
△	天端沈下・内空変位測定
△	土中傾斜（トンネル延長方向のひずみ）測定
	挿入式傾斜計（成分） X：横断方向 Y：縦断方向

5-2. 計測結果および分析

(1) 地中変位計測結果

断面両側に設置した地中変位計は、F.L.の設置ポイントを固定点として鉛直方向の変位を測定した。その結果、図-6に示す経時変化図より、以下に示す事項が理解できる。

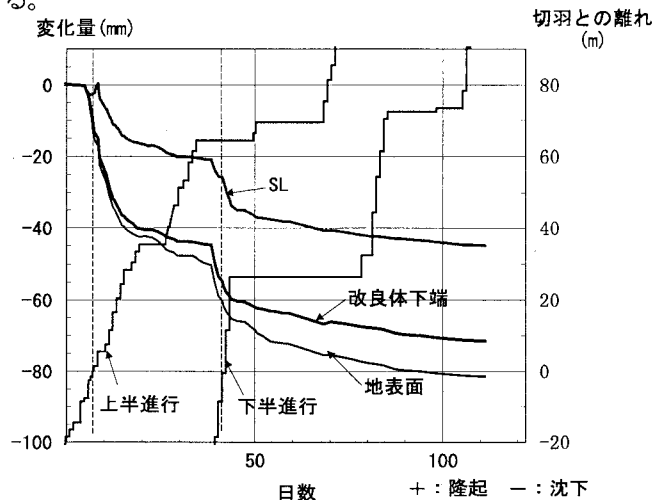


図-6 鉛直地中変位の経時変化図

- ①切羽が10m (1D) 程度に近づいた時点から沈下が発生している。下半掘削についても、下半切羽が計測地点の20m (2D) 程度手前から沈下に掘削の影響が出ている。これは、坑口側で掘削することによる荷重増加が、地山改良の梁を伝わり、切羽側にも影響している

るものと考えられる。

- ②地表面の沈下量は、埋め戻し土の圧密沈下の影響はあるものの、改良体の下端の沈下量と量的にも傾向的にも同じであるため、改良体とその上の盛土は一体となって沈下していると考えられる。

- ③SL部分の沈下量は、上半掘削時から比較的大きい値を示しているが、絶対量は改良体下端の沈下に比べ小さい。このことから、上半掘削時に支保工の脚部沈下が発生しているとともに、トンネルの周辺地山が改良体の重量を受け持つことによる圧密沈下も発生しているものと考えられる。

(2) 改良体内の土圧計測結果

改良体内（天端から50cm上）に設置した土圧計の経時変化を図-7に示す。なお、土圧計は、測定誤差を解消するため、土圧計の下には鉄板を設置した。また、土圧計の正確性は、盛土の施工時に段階的に γH と測定値の対比により確認した。

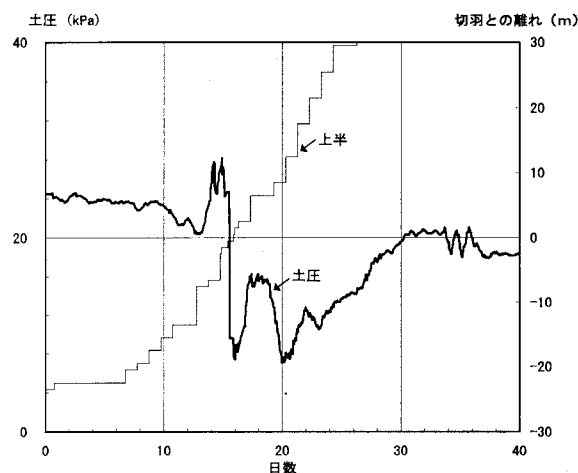


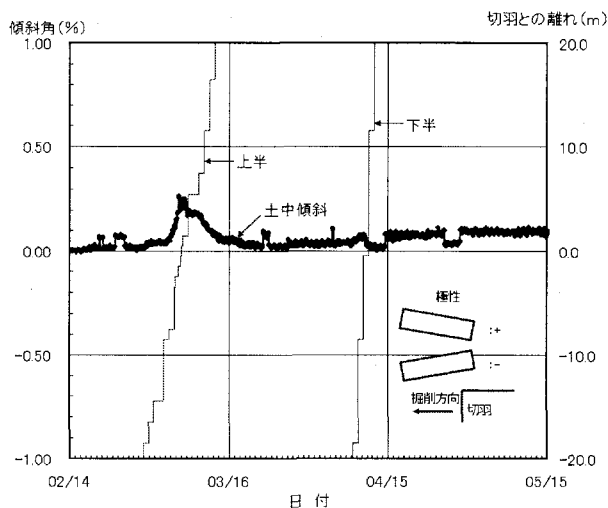
図-7 土中土圧経時変化図

図-7に示すように、切羽通過前の鉛直土圧 24kN/m^2 ($=24\text{kPa}$) は、土被り圧 γH (60kN/m^2) に比べ小さくなっている。これは、側壁部改良体が厚く剛性が高いため、改良体肩部付近に応力集中が発生し、相対的に改良厚が薄く剛性の低い天端では土圧が減少したことを意味している。

また、この鉛直土圧は、切羽到達2m (0.2D) 手前で20%程度の増加が見られる。これは、切羽無支保区間での解放により、その両端の区間に応力が再配分されたためと考えられる。切羽通過後は、一次支保の施工によってこの部分に応力の再配分が起り、最終的には当初土圧程度まで復元している。

次に、改良体内のトンネル縦断方向土中傾斜経時変化を図-8に示す。土中傾斜は、切羽が7~10m (0.7D~1D) 時点で変化が見られた。このことは、(1)で示した地中変位経時変化と同程度の結果(1D)を示している。

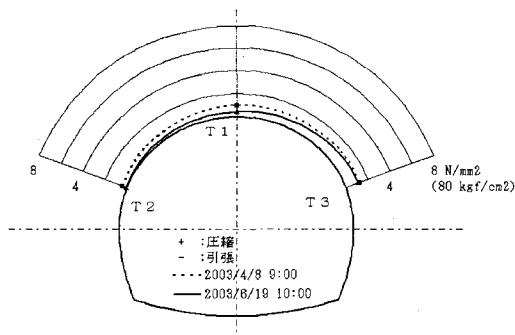
また、切羽通過時には、最大0.24%の土中傾斜（単純せん断ひずみ）が発生した。対象地質から算定した限界ひずみ量は、1.5%⁴⁾であるため、安定したトンネル掘削ができたことを物語っている。なお、ひずみ量は、切羽通過後は徐々に減少し、最終的には0.04%程度で収束している。



図－8 土中傾斜計経時変化図

(3) 一次支保応力計測結果

吹付けコンクリート応力は、図－9に示すとおり、上半最終段階では最大 1.2N/mm² 程度で、設計強度＝9.3N/mm²の12%で収束した。

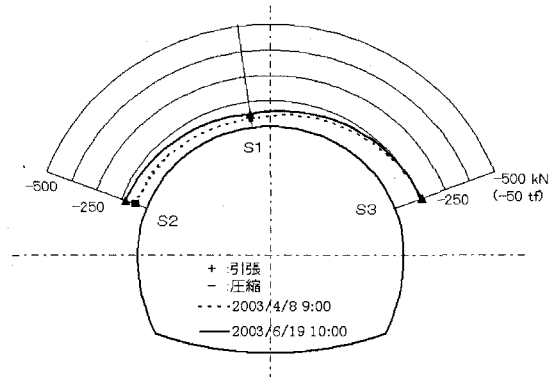


図－9 吹付コンクリート応力分布図

鋼製支保工軸力は、図－10に示すとおり、断面右肩位置で最大軸力が発生した。断面右肩位置に大きな軸力が発生した要因は、他の位置よりN値＝2程度の粘性土が卓越していることと考えられる。

軸力より算定した発生応力は、許容応力＝206N/mm²に対し、約50%の107N/mm²が最大値である。

また、上半時点の鋼製支保工側壁部の平均軸力は、約190kNであり、鋼製支保工と吹付けコンクリートの分担率は、ほぼ5：5となった。



図－10 鋼製支保工軸力分布図

6 地山改良工法のメカニズムの分析

以上示した計測結果に対し、地山改良効果を定量的に評価するため、トンネル縦断方向の解析、トンネル断面方向の解析、等の2方法を実施した。

トンネル縦断方向の解析は、切羽前方地山に対する地山改良の梁効果確認、切羽後方の拘束効果確認、等を目的とし、塑性理論を用いた有限要素法（剛塑性有限要素法）によるものとした。

剛塑性解析とは、極限解析を有限要素法で定式化したものであり、①弾性係数が不要、②塑性流動の表現が可能、③初期応力が不要、といった特徴^{5), 6), 7)}がある。さらに、剛塑性解析では、塑性ひずみが急激に増大する瞬間、すなわち、崩壊が起こる瞬間の速度場や応力分布が求められる。

次に、トンネル断面方向の解析は、地山改良による切羽や周辺地山の安定度を把握するため、①施工ステップ毎の相違を確認するための線形有限要素法解析、②地山の極限状態を的確に把握するための剛塑性解析、等で行った。

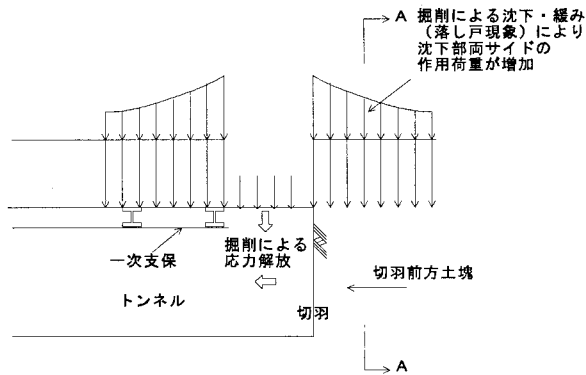
表－2 線形解析地山パラメータ

(剛塑性解析ではハッチング部の物性値を使用)

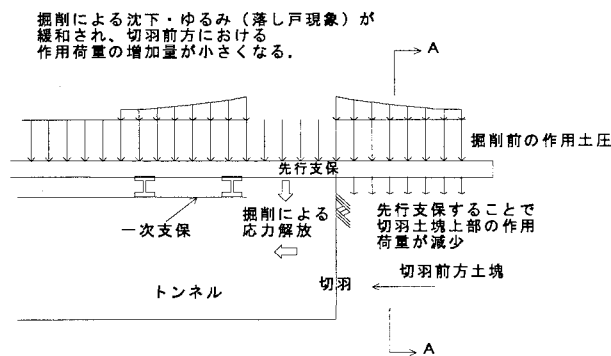
名称		高館 火山灰層 ta	高館段丘 構成層 ts	改良体	
				浅層混合	事前混合
変形係数	E	kN/m ²	3.5×10 ⁸	2.0×10 ⁴	5×10 ⁴
単位体積重量	γ	kN/m ³	14	18	19
ポアソン比	ν		0.35	0.35	0.35
粘着力	C	kN/m ²	36	20	165
内部摩擦角	φ	°	0	30	30

表－3 線形解析支保部材パラメータ

名称			吹付けコンクリート	鋼製支保工
弾性係数	E	kN/m ²	3.4×10 ⁸	2.1×10 ⁸
ポアソン比	ν		0.3	0.3
断面積	A	m ²	0.2	3.97×10 ³
断面二次モメント	I	m ⁴	—	1.62×10 ⁶
名称			インポート	ロックボルト
弾性係数	E	kN/m ²	2.2×10 ⁷	2.1×10 ⁸
ポアソン比	ν		0.3	0.3
断面積	A	m ²	0.45	3.87×10 ⁴
断面二次モメント	I	m ⁴	7.59×10 ³	—



1) 先行支保が無い場合



2) 先行支保がある場合

図－1 11 掘削による切羽付近の作用荷重⁸⁾

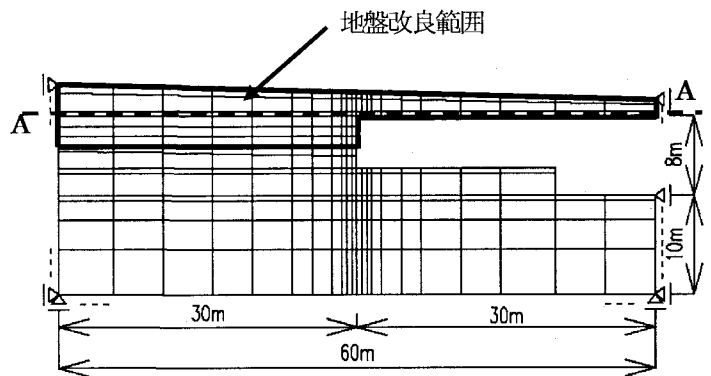
6-1 縦断方向における地山改良工法の評価

地山改良工法には、図－1 11に示すような先行支保の効果発生と同様のメカニズムにより、トンネル天端周辺の作用荷重抑制効果があると考えられる。

ここでは、このメカニズムを確認するため、剛塑性有限要素法により、地山改良有および改良無の両ケースにおいてトンネル天端の縦断方向の切羽崩壊時の土圧を比較した（図－1 12）。剛塑性有限要素法は、①Drucker-Pragerの降伏基準、②関連流れ則および③上界の定理等を用いて定式化し、解析手法として、地山の単位体積重量を増加させて切羽を崩壊させる方法（荷重増加型）を採用した。すなわち、地山の単位体積重量（ γ ）を増加させ、切羽が崩壊した時の γ_1 と現実の γ との比（ $\gamma_1 = \mu \gamma$ 、 μ ：荷重係数）で安定を評価するものである。 $\mu = 1$ が切羽崩壊の境界であり、 $\mu \leq 1$ の場合において現実にも切羽が崩壊すると判断する。

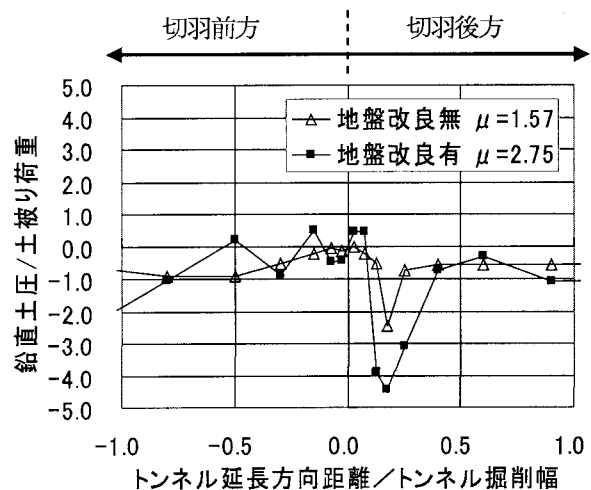
図－13に示す解析結果により、以下に示す事項が確認できる。

- ①トンネル天端の縦断方向鉛直土圧は、改良体内の土圧計測結果（図－7）と同様に切羽前方0.2D付近から変化が生じている。



※A-A断面は、結果評価位置

図－1 2 解析モデル（剛塑性有限要素法）



図－1 13 縦断方向の鉛直土圧（図－1 2 A-A断面）

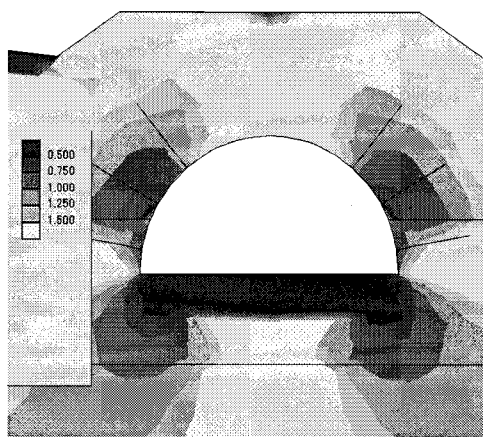
②地山改良有のケースは $\mu=2.75$ であり、改良無のケースと比べて地山が安定する。

また、地山改良有のケースで土圧の変動が大きくなっているのは、地山の単位体積重量を現実より増加させて強制的に崩壊させようとしても改良体が極限まで抵抗しているためと考えられる。

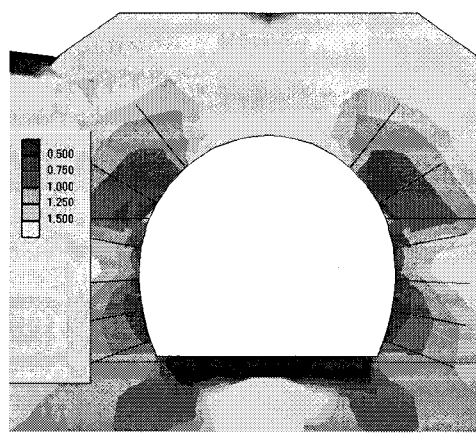
剛塑性有限要素法は崩壊時の現象そのものを表現するため、崩壊に至っていない状態の現場の計測結果と定量的に比較は出来ないが、地山が砂質土であり、崩壊前後の影響範囲はさほど広がらないと考えられることから、縦断方向の剛塑性有限要素法においてもおおそ切羽前方0.2D付近から応力再配分によると考えられる鉛直土圧の変動が現れることが分かった。また、地山改良により、トンネル周辺地山の安定性を確保できることが確認できた。

6-2 横断方向における地山改良工法の評価

トンネル横断方向における地山改良工法の切羽安定に対するメカニズムを評価した。評価は、①線形有限要素法解析によるモールクーロンの破壊条件に当てはめた場合の安全率、②剛塑性有限要素法解析における変位速度を用いて行った。剛塑性有限要素法の解析方法は、前項の縦断

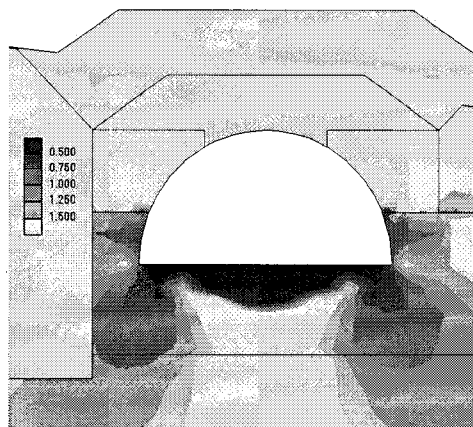


上半掘削完了時

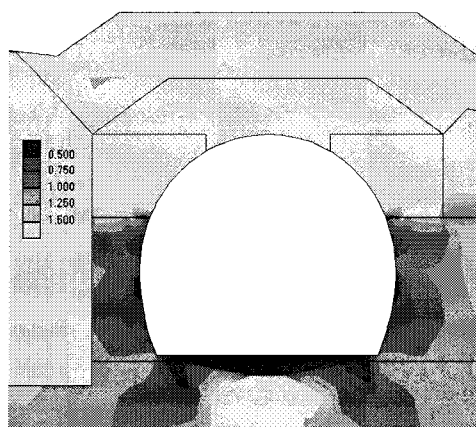


下半掘削完了時

改良体無



上半掘削完了時



下半掘削完了時

改良体有

図-14 線形有限要素法による安全率分布図

方向の解析と同様である。

(1) 線形有限要素法解析結果

上半掘削完了時、下半掘削完了時の解析結果応力分布に、仮にモールクーロンの破壊条件を当てはめた場合の安全率分布を参考として図-14に示す。

改良体無のケースでは、トンネル肩部から上に安全率の低いゾーンが形成され、地山の崩落等が懸念される。

改良体有のケースでは、肩部から上の地山は健全な状態になる。しかし、下半掘削時には、安全率1以下の範囲が側壁部において約1m程度の広がりを見せている。つまり、天端部の改良によってその荷重を改良体脚部付近の地山が負担していることを示している。

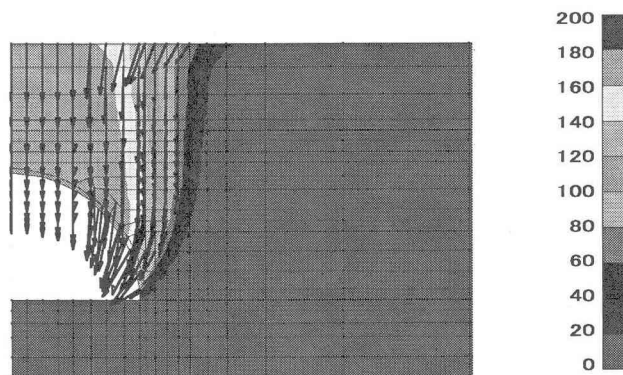
(2) 剛塑性解析結果

図-15①は、地山改良無のケースの地山崩壊時の変位速度分布である。トンネル天端より上方の地山が下方に向かって崩れる様子がわかる。荷重係数は0.60であり、現実にも非常に崩れ易いと言える。

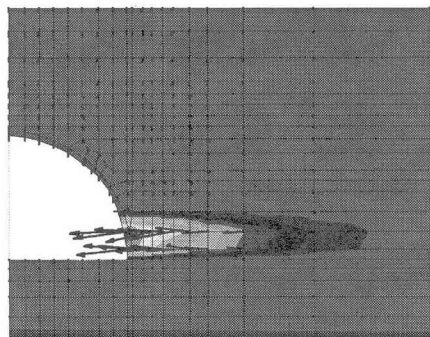
図-15②は、地山改良有、吹付コンクリート無の解析結果である。天端から肩部にかけて改良体が存在するため、その下方の地山に負担がかかり、トンネル内に向かって崩れるのがわかる。荷重係数は0.58で、これも現実に非常に崩れ易いと言える。

図-15③は、地山改良有、吹付コンクリート有の解析結果である。②ほど鮮明ではないが改良体下部でトンネル内へ向かう地山の側方移動が見られる。また、この上半足元の緩みによって改良体とその上方地山が鉛直に移動するのがわかる。荷重係数は1.08で、現実にはかろうじて崩壊の起こらない程度の安全性を保っていると考えられる。ただし、これらの結果はあくまでも、切羽部の無支保区間での2次元横断面での解析結果である。現実には、トンネルは3次元効果があり、縦断方向で考えると切羽部無支保区間の地山や改良体は切羽や支保・覆工を支点としたいわゆる梁として考えられるため、崩壊の可能性はもっと少ないと考えられる。

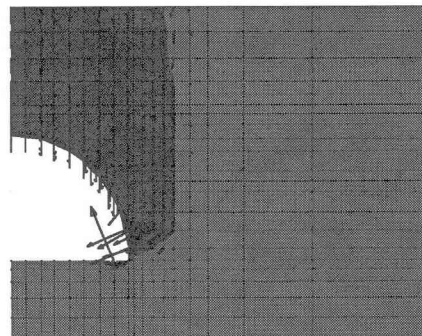
以上より、地山改良工法の採用によって、切羽前方地盤や天端付近の土圧あるいはその極端な増減が軽減され切羽崩壊やトンネルの不安定化を未然に防止できたと考えられる。また、改良体を設置したことにより、上半断面の側壁足元付近に負担が加わり、発生してくる現象の傾向は表現出来ていると考えられる。この現象は、一般的に土砂地山でトンネル天端付近を改良する補助工法の共通の問題と考えられ、場合によっては、脚部改良や補強が必要となるため、工法を採用する場合に留意する必要があることが確認できた。



① 地山改良無



②地山改良有+吹付コンクリート無



③ 地山改良有+吹付コンクリート有

図-15 剛塑性有限要素法による変位速度分布図

7. まとめ

牛鍵トンネルの終点側坑口から700m区間は、低土被りで地上の制約条件がなかったことから、切羽自立性を確保するために、掘削補助工法として地山改良工法を適用した。

そして施工・計測結果を踏まえた分析結果により以下のことがわかった。

- ①トンネル周辺地山や改良体の応力・変形に関する計測結果や解析結果から、天端部の地山を掘削前に改良することによる切羽安定化のメカニズムについて把握できた。
- ②計測結果、解析結果からトンネル天端部の地山を改良することにより、上半脚部への負担が大きくなる場合があることを確認した。
- ③剛塑性有限要素法解析を用いた検討では、改良体がない場合の不安定現象や改良体を施工した場合に問題となる改良体脚部の挙動が的確に表現されており、低土被り土砂トンネルにおける本解析手法の適用性を確認できた。

その他、今回の施工における工法的な利点としては以下のことを確認した。

- ①地上から改良を行うことにより確実に切羽の安定性を向上できる。
- ②切羽到達以前に改良が可能のため、トンネル掘削のサイクルに影響しない。
- ③切羽の安定性向上や肌落ち防止の効果により施工の安全性が確保される。

地山改良工法は、確実かつ経済的にトンネル掘削ができる工法であり、当トンネルのように地上の制約条件がない

場合（今回対象区間：田畑）には有力な工法であると考えられる。

参考文献

- 1) 熊耳哲雄, 岡田良平, 奥津一俊：土被りの薄い住宅地直下を貫く、トンネルと地下, 2001年7月, 第32巻7号, pp7-14
- 2) 吉谷進, 小山忍, 今岡彦三：浅層改良工法による坑口処理 高規格127号大吉トンネル, トンネルと地下, 1993年11月, 第24巻11号, pp15-24
- 3) 林康啓, 高橋徹, 岡千裕, 杉本雅人：トンネル工法カルバートの設計および施工時計測結果, 土木学会第51回年次学術講演会講演概要集第6部 vol51, 平成8年9月, pp670-671
- 4) 日本鉄道建設公団：NATM 設計施工指針, 1996.2
- 5) 田村武, 足立紀尚, 小西真治, 辻鉄也：剛塑性有限要素法によるトンネル切羽の安定性評価について, 土木学会論文集, No.638/III-49, pp.301-310, 1999.
- 6) 田村武：剛塑性有限要素法の基礎と適用, 昭和61年度土質工学会関西支部講習会テキスト, 地盤力学数値解析, pp.50-77, 1986.
- 7) 小西真治, 田村武, 西山達也：上部に粘性土を有する切羽の安定について, 第12回トンネル工学研究発表会講演集, pp25-32, 2002.11
- 8) 「プレライニング工法」トンネルライブラリー10 土木学会 1999.6

(2003年9月12日受付)