

三次元数値解析による在来工法と NATM で建設された山岳トンネルの変形挙動の分析

唐 志遠¹・山本 寛朗²・児玉 淳一³・池田 奈央⁴・村山 秀幸⁵・
福田 大祐⁶・藤井 義明⁷

¹北海道大学大学院 環境循環システム専攻(〒060-8628 札幌市北区北 13 条西 8 丁目)
E-mail: tzy1201130305@gmail.com

²北海道大学大学院 環境循環システム専攻(〒060-8628 札幌市北区北 13 条西 8 丁目)
E-mail: hiroaki.yamamoto@frontier.hokudai.ac.jp

³正会員 北海道大学大学院 環境循環システム専攻(〒060-8628 札幌市北区北 13 条西 8 丁目)
E-mail: kodama@eng.hokudai.ac.jp

⁴正会員 株式会社フジタ技術センター(〒243-0125 神奈川県厚木市小野 2025-1)
E-mail: nao.ikeda@fujita.co.jp

⁵正会員 株式会社フジタ技術センター(〒243-0125 神奈川県厚木市小野 2025-1)
E-mail: murayama@fujita.co.jp

⁶正会員 北海道大学大学院 環境循環システム専攻(〒060-8628 札幌市北区北 13 条西 8 丁目)
E-mail: d-fukuda@frontier.hokudai.ac.jp

⁷正会員 北海道大学大学院 環境循環システム専攻(〒060-8628 札幌市北区北 13 条西 8 丁目)
E-mail: fujii6299@frontier.hokudai.ac.jp

軟弱地山中に在来工法で建設されたトンネルの中には、供用後に発生した変状を対策工で抑制できず、新たなトンネルを NATM で施工せざるを得ない事例が報告されている。このような NATM トンネルの長期安定性を評価するには、在来工法と NATM で建設されたトンネルの力学的な挙動の違いを把握することが重要となる。そこで、筆者らは地山強度比が小さな場合を対象に、在来工法と NATM での掘削と支保工のプロセスを考慮した三次元粘弾性解析を実施し、両トンネルの内空変位の挙動の違いが現れるかを明らかにした。また、トンネルの周辺地山の劣化の進行の特徴を解明したうえ、劣化の進行と内空変位の関係について考察した。

Key Words: conventional method, NATM, viscoelastic analysis, mechanical behavior, convergence

1. はじめに

2019 年現在、日本には 10,912 本のトンネルが建設されており、総延長は 5,000km を超えた¹⁾。近年、山岳トンネルの建設において、NATM を採用する割合はほぼ 100% となっており、一部の特殊な工事以外の山岳トンネルはほとんど NATM で建設されている²⁾。しかし、NATM が日本に導入される 1970 年代以前に矢板工法 (以下、在来工法) で建設されたトンネルも数多く存在しており、これらのトンネルは施工完了後から数十年経過している。在来工法により建設さ

れ、現在廃坑となった道路トンネル A (以下 A トンネル) では、施工中に支保工の変形等が発生したが、供用後にも覆工表面でのクラックの発生や大幅な断面縮小等の変状が継続した³⁾。このため、A トンネルでは様々な対策工が試みられたが、変状が抑制できないため、供用が中止された。その後、A トンネルの横に NATM で新たなトンネルが建設され、供用が開始された。この事例のように、対策工により変状が抑制できないときには新たなトンネルを NATM で建設する必要があるが、このような NATM トンネルの長期安定性を評価するには、在来工法と NATM で建

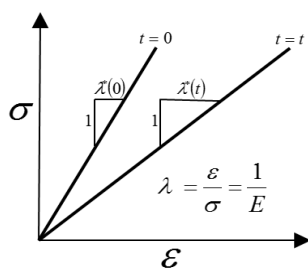


図-1 コンプライアンスの定義

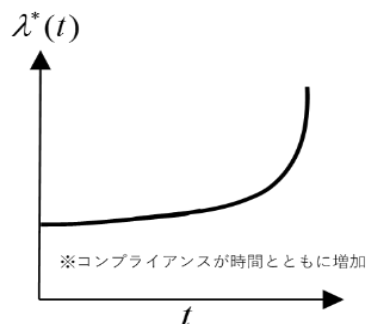


図-2 コンプライアンスの経時変化

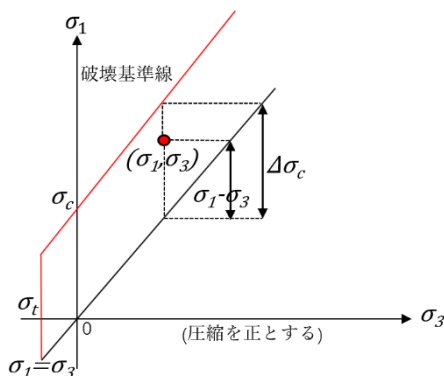


図-3 破壊限接近度と破壊基準

表-1 岩盤の物性値

ヤング率(GPa)	1.0
ポアソン比	0.25
単位体積重量(kN/m ³)	25
内部摩擦角(°)	30
一軸圧縮強さ(MPa)	1.5

$$\frac{d\lambda^*(t)}{dt} = \frac{1}{t_0} \left(\frac{m}{n+1} \right)^{\frac{m}{n-m+1}} (\lambda^*(t))^m (\sigma^*(t))^n \quad (1)$$

$$\sigma^* = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\Delta\sigma_c} \quad (2)$$

設されたトンネルの力学的な挙動の違いを把握することが重要となる。

本研究では、変状を起こしやすい軟弱地山を想定し、在来工法と NATM で建設されたトンネルの三次元モデルを製作し、施工プロセスの違いを考慮した非線形粘弾性解析を実施した。そして、両工法における施工開始から完成までの内空変位と地山の劣化挙動の違いを解明した。さらに、トンネル周辺地山の応力状態の変化を分析し、両工法における内空変位と地山の劣化挙動の相違の原因について考察した。

2. 解析手法

本研究では、地山の構成則として、コンプライアンス可変型方程式^{4),5)}を用い、これを三次元有限差分法の解析コード(FLAC3D)に組み込むことにより粘弾性解析を実施した。以下では、地山の構成則と解析モデルについて説明する。

(1) 地山の構成則

軟弱な地山は非線形な力学挙動に加え、時間に依存する変形を示すと予想される。このため、本研究では、式(1)のコンプライアンス可変型方程式を用いることにした。

ここで、図-1 に示す通り、 λ^* は正規化したある時刻のコンプライアンス値であり、その初期の値 λ_0 は初期ヤング率の逆数である。 n は岩盤の時間依存性の程度を示す値、 m は延性の程度を示す値であり、本研究ではそれぞれ 20 と 10 とした。 t は時間であり、代表時間 t_0 は、定ひずみ速度試験を行ったとき、ピーク強度に達するまでの時間(载荷速度 $d\epsilon/dt$ に反比例する)である。また、図-2 に示すように、 λ^* は増加し続ける。本研究では、計算の安定性を考慮し、 λ^* の上限値を 10 に設定した⁶⁾。

式(2)中の σ^* は破壊限接近度であり、地山の応力レベルの大きさを表す指標である(図-3)。地山はモール・クーロンの破壊基準に従うものとし、表-1 に示す物性値を用いた。

(2) 解析モデル

解析モデルの寸法を図-4 に示す。トンネルの幅(D)と高さは、それぞれ 10m と 8.75m とし、図のように、上半、下半、インバートに対応する領域を設定した。また、トンネルの延長方向は 5D(50m)、水平方向と鉛直方向はともに 15D(150m)とし、トンネルの寸法に対して十分な大きさを確保した。A トンネルの土被りは約 150mであるが、計算時間の短縮のため、トン

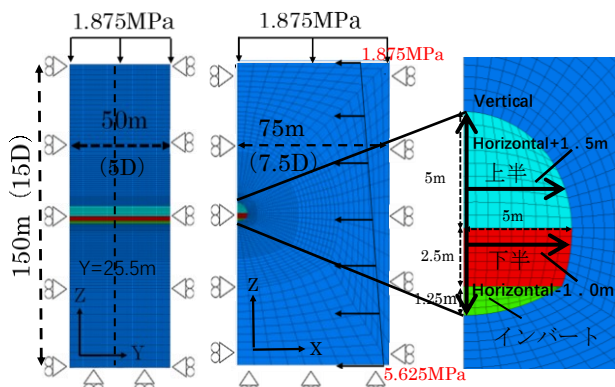


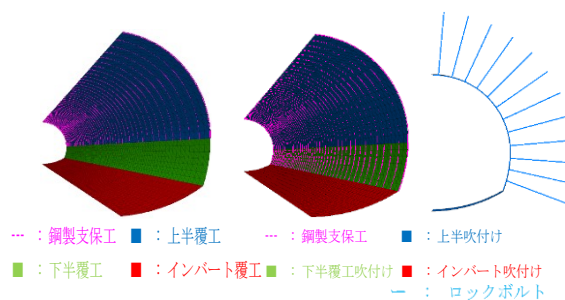
図-4 解析モデル

表-2 支保工の物性値

支保部材	在来工法		NATM		
	鋼製 支保工	覆工 コンクリート	鋼製 支保工	吹付け コンクリート	ロックボルト
ヤング率(GPa)	200	18	200	22	200
ポアソン比	0.3	0.2	0.3	0.2	0.3
断面積(m ²)	1.185E-02	—	6.350E-03	—	4.660E-04
断面二次モーメント強(m ⁴)	2.020E-04	—	4.720E-05	—	1.580E-08
断面二次モーメント弱(m ⁴)	6.75E-05	—	1.600E-05	—	1.580E-08
厚さ(m)	—	0.6	—	0.35	—

ネルより上のモデルの高さを 75m とした。そして、モデル全体に重力を与えると同時に、モデル上面に 1.875MPa の鉛直応力を作用させ、土被り 150m に対応する鉛直応力を与えた。側圧係数は 1.0 である。なお、図-4 からわかるように、幾何学的対称性を考慮して、右半部だけをモデル化した。図-5 は在来工法と NATM の支保工パターンを示したものである。在来工法のモデルでは、上半のみに鋼製支保工(間隔 1m)を設置し、覆工コンクリートは全面に設置した。NATM のモデルでは、上半に加えて下半にも鋼製支保工(間隔 1m)を設置し、吹付けコンクリートを全面に設置した。さらに、NATM では、図-5(b)のように上半と下半にロックボルトを 12 本設置した。鋼製支保工とロックボルトは、Beam 要素でモデル化し、覆工コンクリートと吹付けコンクリートは Shell 要素でモデル化した。表-2 に支保工の物性値を示す。

NATM では、補助ベンチ付き全断面工法を想定し、下半とインバートが、上半の掘削からそれぞれ、3m, 4m 遅れて掘削されるものとした。一方、在来工法では、まず、上半を 50m 掘削した後に、上半に覆工を設置した。続いて、下半とインバートを同時に 50m 掘削した後に、下半とインバートに覆工を設置した。なお、両工法ともに、掘削と支保工は 1m ずつ進むものとし、NATM における支保工と在来工法における鋼製支保工は掘削と同時に設置した。また、1m の掘



(a) 在来工法

(b) NATM

図-5 解析モデルの支保工パターン

表-3 内空変位計測ステージ

ステージ	NATM	在来工法
I	上半切羽0-25m	上半切羽0-25m
II	上半切羽25-28m	上半切羽25-50m
III	上半切羽28-29m	上半覆工0-50m
IV	上半切羽29-50m	下半+インバート覆工0-25m
V	—	下半+インバート覆工25-50m
VI	—	下半覆工0-50m

削と覆工設置に要する時間はともに 8 時間に設定した。

3. 解析結果

ここでは、境界条件の影響が小さいと考えられるモデル中央部の横断面において、解析結果の分析を行った。具体的には、鋼製支保工の設置位置を避け、トンネル進行方向の Y=25.5m の断面において、内空変位、コンプライアンス、破壊限接近度、主応力の分析を行った。内空変位の分析点は図-4 中に示す 3 測線(黒い直線)とした。また、施工プロセスとの関係がわかりやすいように、表-3 に示す通り、NATM では I-IV、在来工法では I-VI のステージに分けている。

(1) 内空変位

両工法の施工開始から完了までの内空変位を図-6 に示す。ステージ I の変位(先行変位)の大きさには、両工法の間で大きな違いは見られないが、その後のステージでは明らかに違いが認められる。NATM では、インバートの切羽が 25.5m の断面を通過したステージ IV において 3 日程度経過(切羽が約 1D 進行)すると、いずれの計測点の変位も収束する傾向を示している。これに対して、在来工法では、上半の掘削が終了して覆工を設置しているステージ III でも内空変位が増加し続けている。そして、下半と

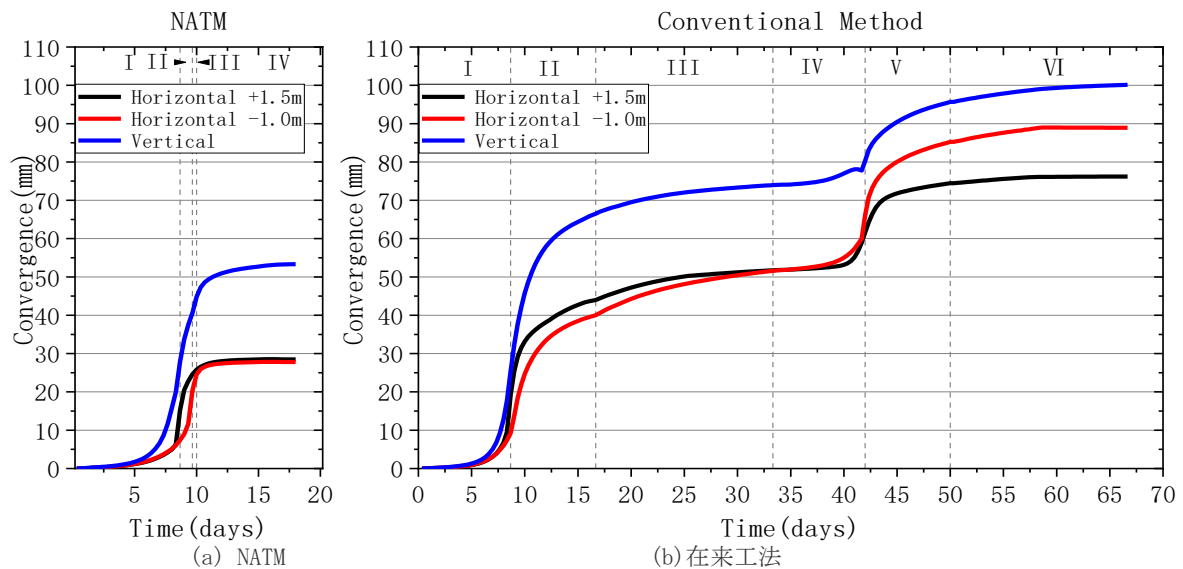
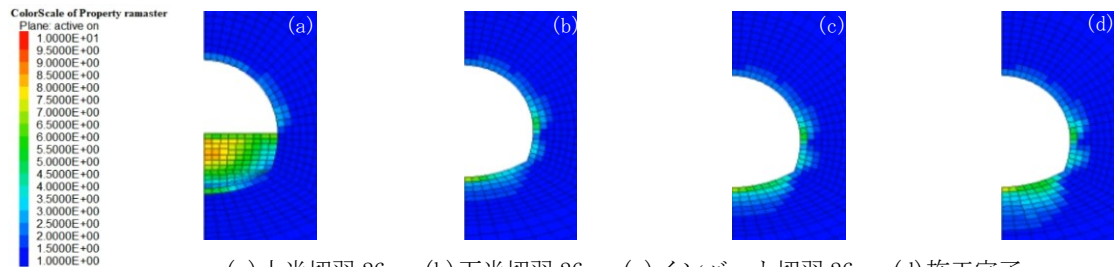
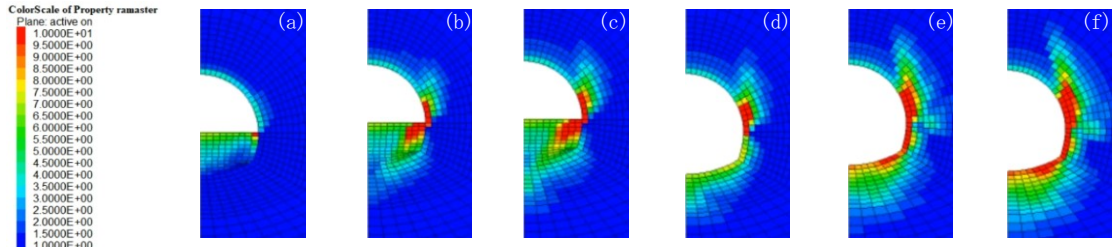


図-6 内空変位の変化



(a) 上半切羽 26m (b) 下半切羽 26m (c) インバート切羽 26m (d) 施工完了

図-7 NATMにおけるコンプライアンスの分布



(a) 上半切羽 26m (b) 上半切羽 50m (c) 上半覆工 50m (d) 下半+インバート切羽 26m

(e) 下半+インバート切羽 50m (f) 施工完了

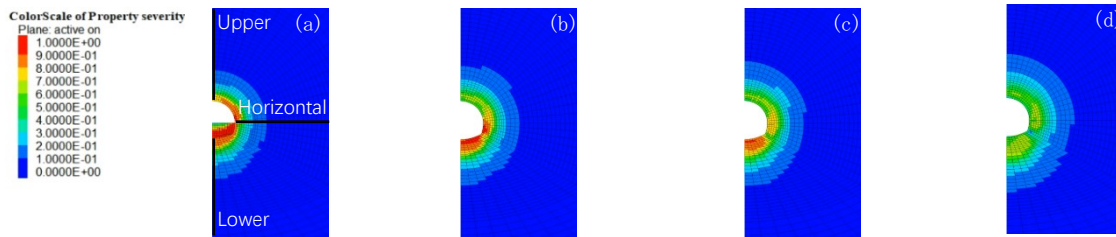
図-8 在来工法におけるコンプライアンスの分布

インバートの掘削が 25.5m の断面に接近するステージ IV では、内空変位は急増し、ステージ VI の途中で下半とインバートにも覆工が設置されると内空変位は収束する。

在来工法の内空変位は、ステージ II において NATM の施工終了時の内空変位より大きくなり、施工完了時には NATM の二倍以上となる。また、両工法ともに、鉛直方向の内空変位は最も大きい、NATM では水平方向の 2 つの内空変位はほぼ同じ大きさであるのに対して、在来工法では両者に差が見られる。在来工法では、下半の掘削が始まったステージ IV から下半側の内空変位の方が次第に大きくなる。

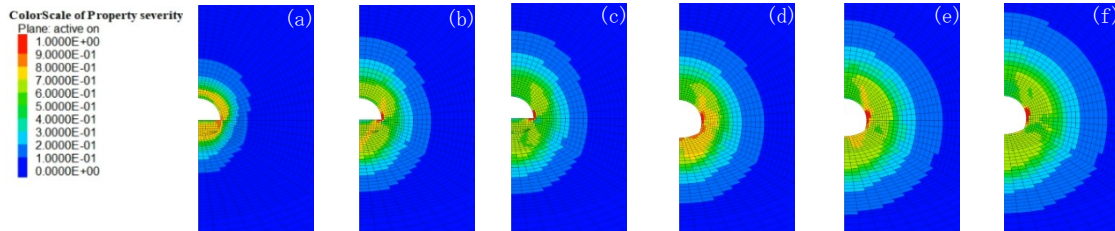
(2) コンプライアンス

施工開始から完成までの代表的な時点におけるコンプライアンスの分布を図-7 と図-8 に示す。NATM では、上半切羽、下半切羽、インバート切羽がそれぞれ 26m に達したときの状態を、図-7 の (a), (b), (c) に示しており、施工完了時の状態を (d) に示している。一方、在来工法では、上半切羽が 26m と 50m に達したときの状態を、それぞれ図-8 の (a), (b) に示しており、上半の覆工が 50m に達したときの状態を (c) に示している。同様に、下半切羽とインバート切羽が 26m と 50m に達したときの状態を (d), (e) に示しており、下半とインバートの覆工が 50m に達したときの状態を (f) に示している。



(a) 上半切羽 26m (b) 下半切羽 26m (c) インバート切羽 26m (d) 施工完了

図-9 NATMにおける破壊限接近度の分布



(a) 上半切羽 26m (b) 上半切羽 50m (c) 上半覆工 50m (d) 下半+インバート切羽 26m

(e) 下半+インバート切羽 50m (f) 施工完了

図-10 在来工法における破壊限接近度の分布

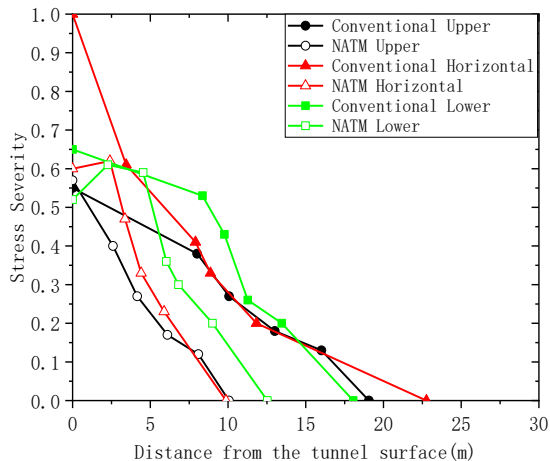


図-11 側線に沿った破壊限接近度の分布

両工法ともに、上半切羽の掘削により、未掘削の下半とインバート部分のコンプライアンスが増加するが、在来工法では、その後の上半切羽の進行により、下半とインバート部分にコンプライアンスが大きな領域が拡大するとともに、上半の側壁でもコンプライアンスの大きな領域が形成・拡大する。続く下半とインバートの掘削で、インバート下部のコンプライアンスの大きな領域は完全には取り除かれず、その後の掘削の進行により、この領域を中心にコンプライアンスの大きな領域が次第に拡大する。これに対して、NATMでは、下半とインバート部分に形成されたコンプライアンスの大きな領域はすぐに掘削されるため、あまり拡大せず、施工完了時に、インバート下部と側壁にコンプライアンスの大きな領域が若干形成されるだけである。

(3) 破壊限接近度と主応力

図-7、図-8 と同じ時点での破壊限接近度の分布をそれぞれ図-9、図-10 に示す。両図より、両工法において破壊限接近度はおおむね同心円状に分布し、トンネルの表面に向かって大きくなる傾向が認められる。また、施工の進行とともに深部の破壊限接近度が次第に大きくなることわかる。しかし、両工法には次のような違いが認められる。

NATM では、上半掘削によりトンネル周囲に破壊限接近度が 1.0 の応力集中域が形成される。続く下半とインバートの掘削により、側壁とインバート下部の破壊限接近度は増加するが、上半の破壊限接近度は低下する。その後の切羽の進行により側壁とインバート下部の破壊限接近度は低下し、施工完了時の破壊限接近度の最大値は 0.6～0.7 程度になる。

一方、在来工法では、上半掘削により、隅部の破壊限接近度が 1.0 になるが、上半や下半の破壊限接近度は 0.7～0.8 程度であり、NATM より小さい。その後、上半の切羽の進行や覆工の設置のステージではトンネル周囲の破壊限接近度は低下するが、下半の掘削により、破壊限接近度が 1.0 になる領域が側壁やインバート下部に現れる。その後、下半の切羽の進行や覆工の設置のステージではトンネル周囲の破壊限接近度は低下するが、施工完了時点でも側壁には破壊限接近度が 1.0 の領域が存在するとともに、破壊限接近度が 0.6～0.7 の領域が NATM より広い範囲に分布している。

図-11 は、図-9 中に示した 3 つの測線に沿った施

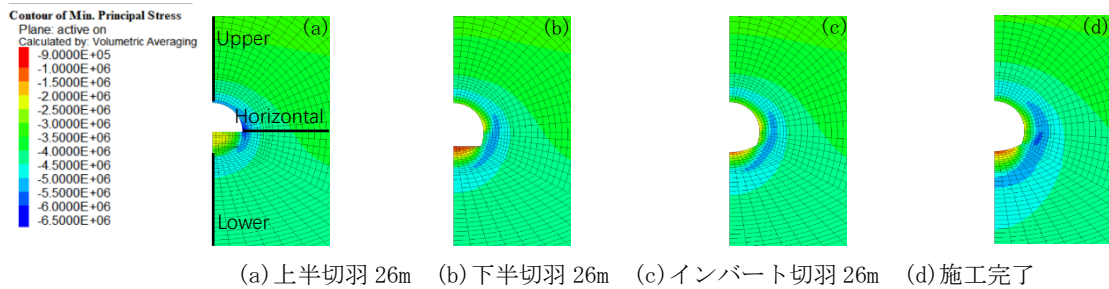


図-12 NATMにおける最大主応力の分布

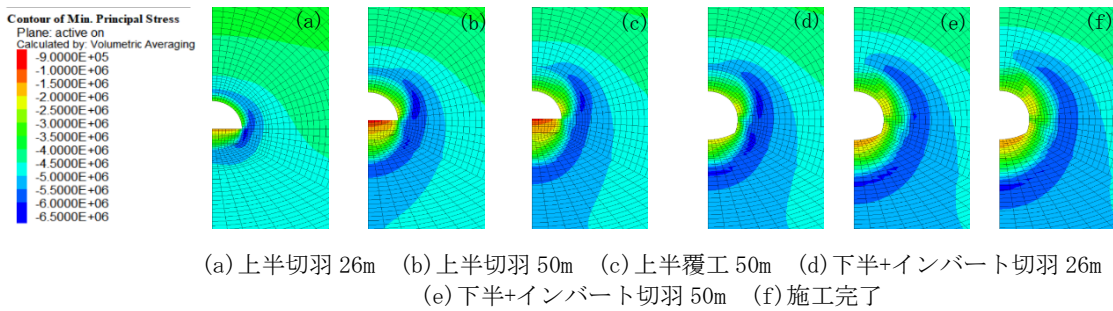


図-13 在来工法における最大主応力の分布

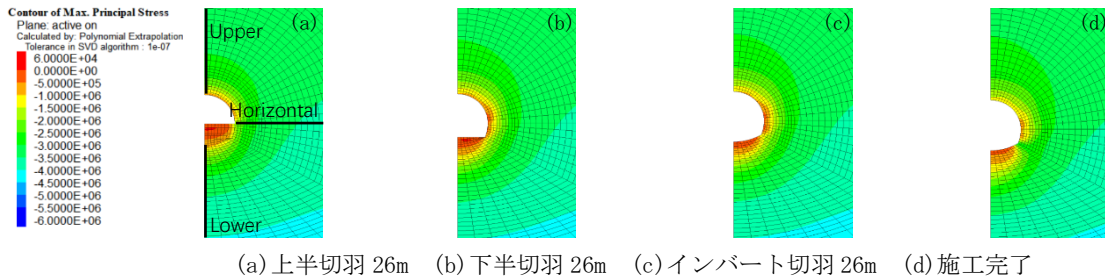


図-14 NATMにおける最小主応力の分布

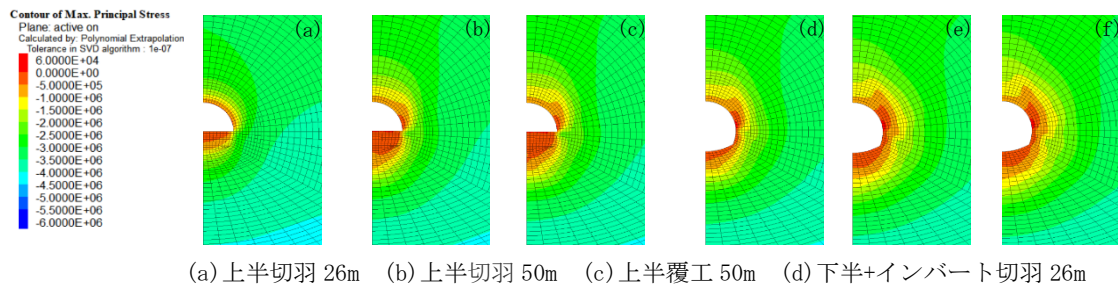


図-15 在来工法における最小主応力の分布

工完了時における破壊限接近度の分布である。トンネル表面からの距離の増加による破壊限接近度の低下の割合は、NATM より在来工法で小さい。すなわち、NATM に比べて在来工法の方がトンネル周辺の応力状態が全体的に大きい。また応力集中域の寸法も在来工法の方が大きく、NATM ではD(トンネルの幅;10m)程度であるに対して、在来工法では約2Dとなる。

図-7、図-8と同じ時点での主応力の分布を図-12～図-15に示す。図-12、図-13は、最大主応力であり、

図-14、図-15は最小主応力である。両工法ともに、施工の進行により、トンネル表面付近の最大主応力は低下し、最大主応力がピークを示す領域が次第に深部に移動する傾向が認められる。しかし、ピークの移動の程度やピークの値は、両工法で異なり、ともに在来工法の方が大きい。

一方、最小主応力は、トンネル表面に近づくにつれ小さくなるが、施工の進行により、両工法の間に異なる傾向が現れる。NATMでは、最小主応力が少しずつ増加するのに対して、在来工法では、低下す

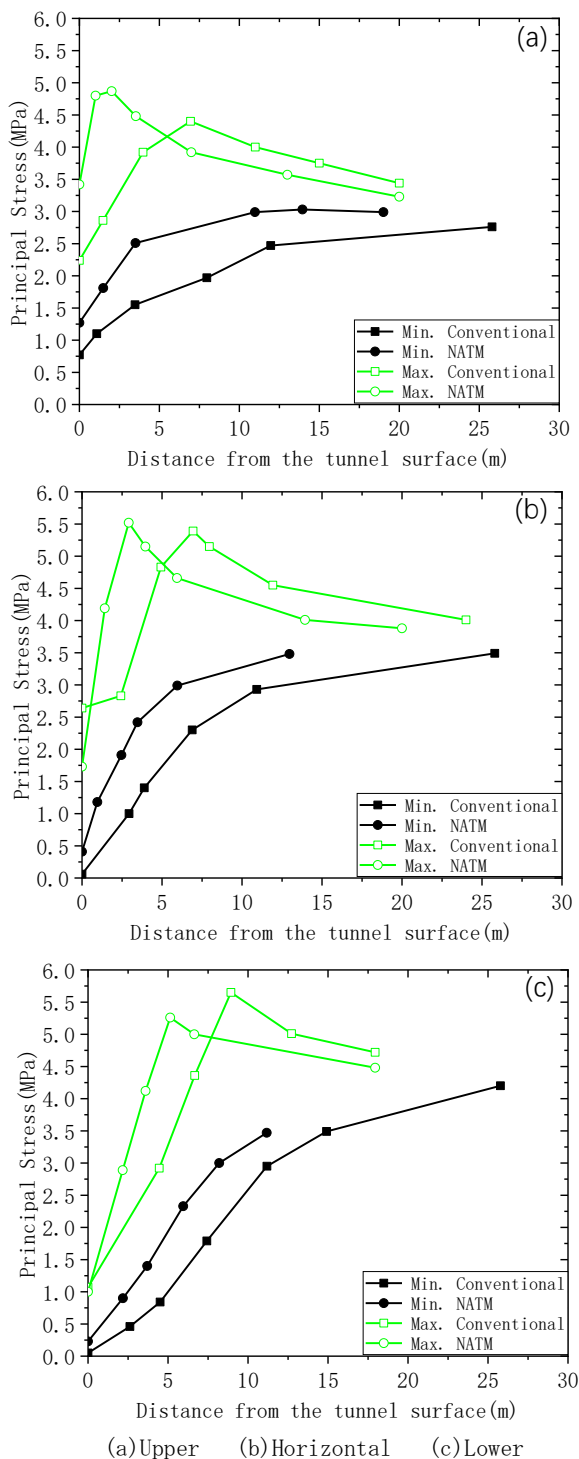


図-16 側線に沿った主応力の分布

る傾向にあり、最小主応力が小さな領域が拡大する。図-16は、図-12、図-14中に示した3つの測線に沿った施工完了時における最大主応力と最小主応力の分布である。最大主応力がピークを示す深度は在来工法の方が大きく、例えば側壁の水平な測線上のNATMと在来工法の値はそれぞれ2mと7mである。また、いずれの測線上でも、最小主応力は全体的にNATMの方が大きい。

4. 考察

3章の(1)で述べたように、両工法において施工開始から完成までの内空変位は著しく差がある。以下では、この内空変位の差異と支保工の閉合のタイミングの関係について考えてみる。

支保工が閉合するまでの期間は在来工法の方が長い。Y=25.5mの断面を例にとると、NATMでは、10日であるのに対して、在来工法では、約59日かかっている。また、3章の(3)で述べたように、NATMでは、最小主応力が少しずつ増加するのに対して、在来工法では、最小主応力の低下が継続する。NATMにおけるこの最小主応力の増加は支保工の閉合によるものと考えられる。支保工が完全に閉合すると、内空側への地山の変位が拘束され、トンネル周辺地山の最小主応力が増加すると考えられる。一方、在来工法では、支保工が閉合していないため、最小主応力は増加しない。以上のことにより、在来工法では、高い応力状態が長く続くため、コンプライアンスの増加（地山の劣化）が大きくなり、内空変位も大きくなると解釈できる。在来工法での地山の劣化は3章の(2)で述べたように、トンネルの側壁で大きく、また、下半の掘削によりインバートの下部の劣化が大きくなる。このため、鉛直方向の内空変位が大きくなるとともに、下半掘削の過程から、下半側の水平内空変位が大きくなると考えられる。

5. まとめ

本研究では、NATMと在来工法で建設されたトンネルの三次元モデルを作製し、粘弾性解析を実施した。その結果、以下のことが明らかになった。

- NATMでは、切羽が1Dほど進む間に内空変位は収束傾向を示す。これに対して、在来工法の内空変位は、上半掘削の段階でNATMの施工完了時の内空変位より大きくなり、下半に覆工が設置され断面が覆工で閉合されるまで、増加し続ける。
- NATMでは、施工の進行につれ、トンネル周辺の最小主応力が増加するが、在来工法では逆に低下するため、在来工法の方が、相対的に破壊限接近度は大きくなる。また、在来工法では、NATMより支保工の閉合に要する時間が長い。このように、在来工法では、NATMに比べて高い応力状態が長く続くため、地山の劣化の程度と範囲が大きくなり、内空

変位も大きくなると解釈できる。

c) 在来工法では、上半の掘削過程で側壁に著しい劣化領域が形成され、続く下半とインバートの掘削時にインバートの下部領域での劣化が発達する。このため、内空変位は鉛直方向で最も大きくなるとともに、下半掘削の過程から下半側の水平内空変位が大きく増加すると考えられえる。

参考文献：

- 1) 国土交通省:道路統計年報，トンネル現況総括表，表 74-1，2020. <https://www.mlit.go.jp/road/ir/ir-data/tokei-nen/2020/nenpo04.html>. (アクセス日時：2019.3.31)
- 2) 一般社団法人日本トンネル技術協会:トンネル工事の推移と災害発生状況，2008. https://www.japan-tunnel.org/files/images/report_Msaigai_chapter2.pdf. (ア

クセス日時：2010.1)

- 3) 丹羽廣海，村山秀幸，岡崎健治，大日向昭彦，伊東佳彦:地山の長期的な健全性診断を目的とした弾性波屈折法探査の適用実験，土木学会トンネル工学報告集，第24巻，I-25，2014.12.
- 4) 大久保誠介，金豊年:非線形粘弾性モデルによる円形坑道周辺岩盤挙動のシミュレーション，資源と素材，Vol. 109，pp.209-214，1993.
- 5) 大久保誠介，福井勝則:岩石のコンプライアンス可変型構成方程式とそのパラメータの取得法，資源と素材，Vol. 117，pp.13-20，2001.
- 6) SAINOKIA，TABATAS，HANIS，MITRI，FUKUDA D，KODAMA J. Time-dependent tunnel deformations in homogeneous and heterogeneous weak rock formations, *Computers and Geotechnics*; 92: pp. 186-200，2017.

(2021. 8. 6 受付)

ANALYSIS OF DEFORMATION BEHAVIOR OF MOUNTAIN TUNNELS CONSTRUCTED WITH CONVENTIONAL METHODS AND NATM BY THREE- DIMENSIONAL NUMERICAL ANALYSIS

TANG Zhiyuan, Hiroaki YAMAMOTO, Junichi KODAMA, Nao IKEDA,
Hideyuki MURAYAMA, Daisuke FUKUDA and Yoshiaki FUJII

It is reported that new tunnel was constructed by NATM beside a tunnel constructed by conventional method because any counter measures had not controlled large deformation of the conventional tunnel occurred in weak rock ground. In order to evaluate the long-term stability of such NATM tunnel, understanding of the differences in the mechanical behavior of tunnels constructed by conventional method and NATM is important. In this paper, considering excavation and support processes of each tunnel, a three-dimensional viscoelastic model is implemented to simulate the trend of the deformation of both tunnels built in weak ground. In addition, the characteristics of the deterioration process of the surrounding ground of the tunnels were clarified. The relationship between the deterioration process and the convergence was also discussed.