

新設トンネルの掘削工法に関する数値解析的検討

Numerical study on excavation method for a new tunnel

室蘭工業大学大学院
室蘭工業大学大学院
室蘭工業大学大学院

○学生員 石井 めぐみ (Megumi Ishii)
フェロー 岸 徳光 (Norimitsu Kishi)
正員 小室 雅人 (Masato Komuro)

1. はじめに

一般に土被りが大きく、良好な地山に建設されるトンネルは、掘削・支保施工後にアーチ効果が形成され、内空断面形状が安定することが知られている。一方、軟弱な地質を有する地山に建設されるトンネルは、掘削に伴う応力解放によって、周辺地山の変形を助長する可能性がある。特に土被りが浅い場合や偏圧を受けやすい地形の場合には、アーチ効果の発現を期待できない場合があり、トンネル施工時および供用時の安全性確保が難しいことが想定される。このようなことから、軟弱な地質を有する地山にトンネルを計画する場合には、支保工の規格アップやベンチ長を短くして早期に断面を閉合するなどの対策を実施することが望ましいとされている。

本論文では、坑口が斜面に対して斜角を有して計画され、土被りが浅く偏圧を受けやすいトンネルの施工計画例において、施工時の安全性確保を目的に、地形・地質および各施工段階を詳細に模擬した三次元有限要素法による数値解析を実施し、補助工法の検討を行った。また、補助工法として前述した支保工の規格アップや早期閉合の他に、一般的には孔壁の剥落対策に用いられ、設計当初より計画されていた長尺鋼管を用いた注入式長尺先受け工法（以降：AGFと称す）の延長方向剛性、およびグラウト注入材によるトンネル周辺地山の剛性増加による効果を考慮した解析を実施した。併せて、AGFの導入範囲を拡張した場合の効果についても検証した。なお、本解析には構造解析汎用プログラムABAQUSを使用した。

2. トンネル概要

図-1には、トンネルの計画平面図を示している。対象としたトンネルは、直径 $D=12.0\text{m}$ 、全長 378.0m である。設計当初は、トンネル地山としては軟質な新第三紀の堆積岩（泥岩、砂岩、頁岩）から形成され、古期地すべり地形を有する不安定な地山構造であるものの、弱層は認められず、地山等級に基づく適切な支保パターン（D等級）による施工が計画されていた。しかしながら、別途近傍で実施された地質調査結果より、泥岩中に地下水流動が認められ、融雪期に地下水位が高い箇所であることが明らかになった。

そのため、トンネル掘削により、地山に緩みが生じた場合には、新たなすべり面が発生する可能性があることから、掘削時の安全性を確保するための補助工法について数値解析的に検討を行うこととした。

3. 数値解析概要

3.1 解析モデル

図-2には、本解析モデルの要素分割状況を示している。解析対象範囲は道路中心から山側に 60m 、海側に 54m とし、長さは坑口から 104m とした。境界条件は底面を完全固定、側面を面外方向に拘束した。使用した要素は周辺地山には8節点ソリッド要素、覆工およびAGFには4節点シェル要素である。本解析における総節点数および総要素数は、それぞれ $126,360$ 、 $121,264$ であった。

地層に関しては、ボーリング調査の結果から4種類に

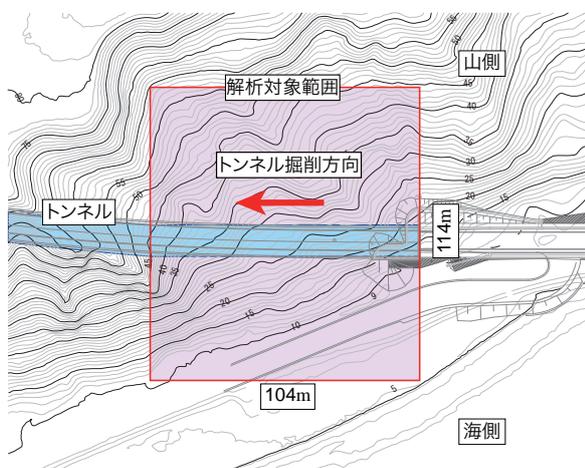


図-1 計画平面および解析対象範囲

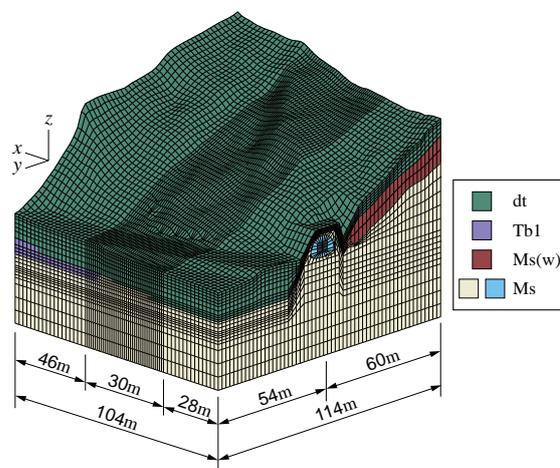


図-2 解析モデル

表-2 解析ケース一覧

ケース名	AGF	覆工		工法	その他
		支保工	コンクリート厚		
ケース1	なし	H200	250 mm	ショートベンチカット	普通コンクリート使用 ($f'_{ck} = 18 \text{ MPa}$)
ケース2	120°	H250	350 mm	ショートベンチカット	高強度コンクリート使用 ($f'_{ck} = 36 \text{ MPa}$)
ケース3	180°+ 側壁	H250	350 mm	マイクロベンチカット	高強度コンクリート使用 ($f'_{ck} = 36 \text{ MPa}$)

表-1 物性値一覧

使用材料	弾性係数 (MPa)	密度 ρ (g/cm ³)	ポアソン比 ν	板厚 (mm)
崖錘堆積物 (dt)	15	1.9	0.35	
強風化 (Ms(W))	70	2.0	0.35	
風化～弱風化 (Ms)	150	2.2	0.30	
火砕岩 (Ltf)	2000	2.2	0.26	
AGF	9,000	0.46	0.20	
覆工 (普通)	11,200	2.51	0.20	250
覆工 (高強度)	16,000	2.51	0.20	350

区分している。また、一次覆工（以降：覆工と称す）に使用した普通コンクリートおよび高強度コンクリートの設計基準強度は、それぞれ18 MPa、36 MPaである。表-1には、使用物性値を一覧にして示している。なお、覆工の弾性係数は、吹付コンクリートの若材齢時の剛性とH型鋼の剛性を換算した値としている。

3.2 解析ケース

表-2には解析ケースを一覧にして示している。本研究では、予備解析を踏まえ以下に示す3ケースについて解析を行った。すなわち、ケース1：ショートベンチカット工法（ベンチ長=30 m）を用いた場合、ケース2：AGF120°およびショートベンチカット工法を用いた場合、ケース3：180°+側壁およびマイクロベンチカット工法（ベンチ長=2 m）を用いた場合、とした。なお、覆工コンクリートに関しては、AGFを導入しない場合には普通コンクリートを、AGFを導入する場合には高強度コンクリートを用いることとした。図-3には、設定したAGFの導入角度を示している。

3.3 解析ステップ

図-4には、各掘削工法における解析手順を示している。解析は、応力状態を適切に表現するため、実施工をより忠実に模擬して段階的に行った。掘削工法は上半の掘削面と下半の掘削面との距離を30 mとして施工するショートベンチカット工法と、上半の掘削面と下半の掘削面との距離を2 mとしたマイクロベンチカット工法の2つの工法について検討を行った。なお、マイクロベンチカット工法では、AGFを導入する地点で上半および下半の切羽を揃えている（図-4b参照）

ショートベンチカット工法：

- 1) AGFを12 m挿入する；
- 2) 上半を2 m掘削し、覆工を吹付ける；
- 3) 2)をAGF挿入地点より8 mに達するまで繰り返す；
- 4) 上半の掘削が坑口から30 mに達するまで、1～3を繰り返す；
- 5) 上半の掘削が坑口から30 mに達した後、上半および下半を2 mずつ掘削し、覆工を吹付ける；

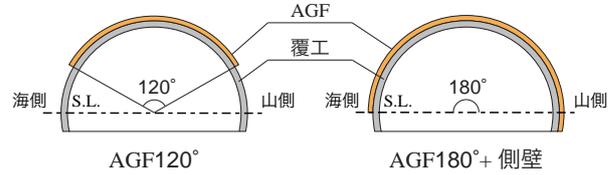
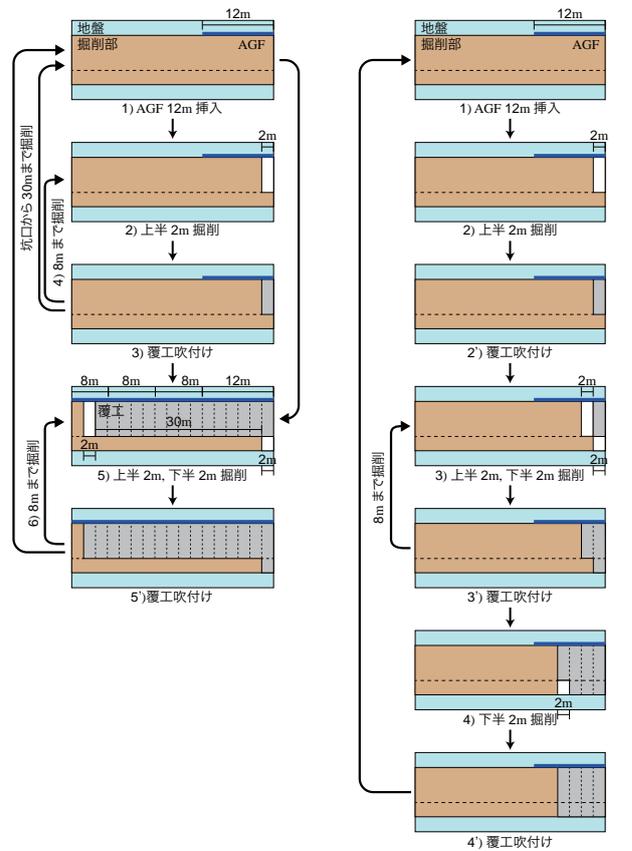


図-3 AGFの導入角度



(a) ショートベンチカット (b) マイクロベンチカット

図-4 解析ステップ（縦断面図）

- 6) 上半の掘削がAGF挿入地点より8 mに達するまで5)を繰り返す；
- 7) 1), 5), 6)を掘削が終了するまで繰り返す；

マイクロベンチカット工法：

- 1) AGFを12 m挿入する；
- 2) 上半を2 m掘削し、覆工を吹付ける；
- 3) 上半がAGF挿入地点より8 mに達するまで上半および下半を2 mずつ掘削し、覆工を吹付ける；
- 4) 下半を2 m掘削し、覆工を吹付ける；
- 5) 1～4を掘削が終了するまで繰り返す；

解析モデルは、坑口から28 m～58 mの間に地形変化点があることから、その影響を詳細に把握するために通常

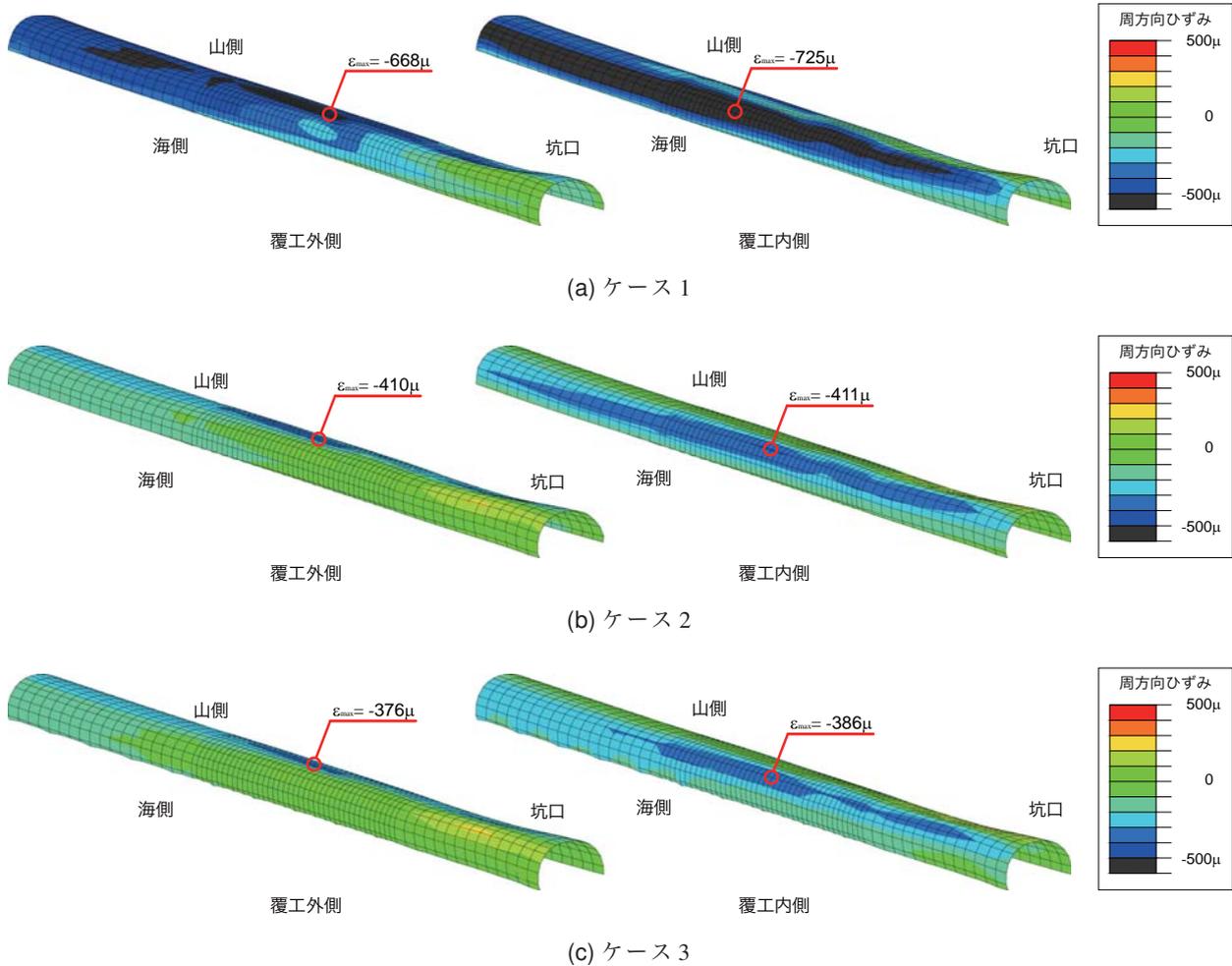


図-5 覆工の周方向ひずみ

の要素長の半分としている。すなわち、上半を1m間隔、下半を2m間隔で掘削するものとした。

4. 数値解析結果及び考察

4.1 周方向ひずみ分布

図-5には、104m掘削終了時における覆工の外側および内側の周方向ひずみを示している。なお、変形倍率は100倍である。また、各ケースにおける許容圧縮ひずみは、コンクリート示方書に準拠して若材齢時(1日)の弾性係数と許容圧縮応力度より決定した。すなわち、ケース1では -318μ 、ケース2およびケース3では -400μ である。

まず、ショートベンチカット工法を用いたケース1(図-5a参照)に着目すると、覆工外側の天端近傍および覆工内側の側面に広く -500μ を超える圧縮ひずみが発生しており、許容圧縮ひずみを超過していることが分かる。その最大値は覆工の外側で -668μ 、内側で -725μ のひずみとなっている。

(b)図より、ショートベンチカット工法とAGF 120° を併用したケース2における圧縮ひずみは、覆工の外側で最大 -410μ 、内側で最大 -411μ であり、AGFを 120° 導入し、覆工に高強度コンクリートを用いることで40%程度ひずみを低減できることが分かる。なお、発生ひずみは

許容ひずみを若干超えている。

また、(c)図より、マイクロベンチカット工法とAGF 180° +側壁を併用したケース3における最大圧縮ひずみは、覆工の外側および内側において、それぞれ -376μ 、 -386μ となっており、AGFを 180° と山側の側面に導入し、覆工に高強度コンクリートを用いることで、AGFを導入しない場合より圧縮ひずみを45%程度低減可能であることを示している。また、発生ひずみは、許容圧縮ひずみ以下となっている。

以上のことから、最大ひずみが許容圧縮ひずみ以下となるのは、マイクロベンチカット工法を用い、AGFを 180° および山側の側面に導入したケース3のみであることが明らかとなった。

4.2 覆工天端の鉛直変位

図-6には、各ケースにおける覆工天端部の鉛直方向変位および坑口から20m、50m、80m地点での断面の変形状況を示している。なお、土被りは、図に示すようにトンネル中心およびトンネル中心から左右に1.0Dの位置における値である。また、断面変形は右側を山側として設定しており、変形倍率は100倍である。

図より、全ての解析ケースにおいて、トンネルの土被りが増加するにつれて天端の鉛直方向変位が増加していることが分かる。また、ケース2およびケース3に着目す

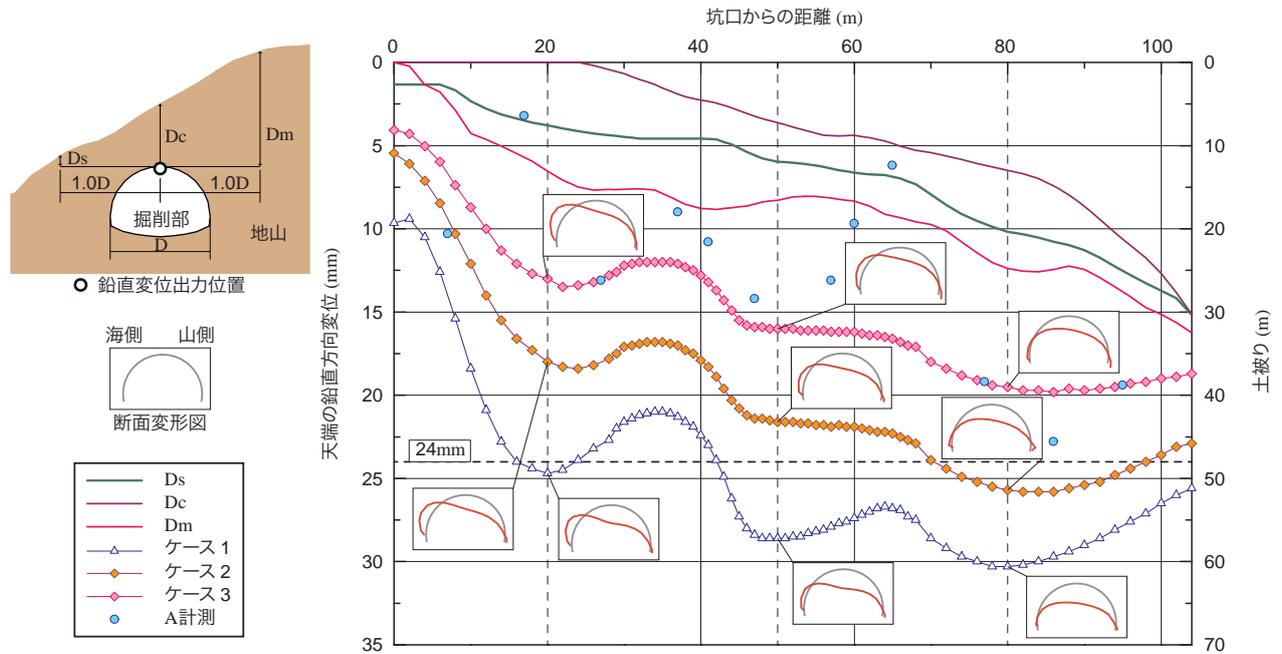


図-6 覆工天端の鉛直方向変位分布

ると、AGFを導入することにより、覆工天端部の鉛直方向変位が小さくなること、および天端の変位の遷移が緩やかになっていることが確認できる。このことは、AGFを導入することで覆工近傍地山の剛性を向上することができ、かつ覆工への作用荷重を低減することが可能であることを示唆している。それぞれのケースの最大鉛直変位に着目すると、ケース1は約30mm、ケース2は約26mm、ケース3は約20mmである。

また、坑口から20m地点は海側の地表面が覆工天端よりも低い位置にある。この点でのトンネル覆工の断面変形に着目すると、全てのケースにおいて偏圧の影響を受け海側に変形していることが分かる。また、坑口から50mおよび80mの地点では、海側と山側の土被りに差があるものの、土被りが増加するにつれて海側への変位が減少する傾向にあることが分かる。また、80m地点でのケース2およびケース3の変形に着目すると、ケース2は覆工下部において大きな変形が生じているものの、ケース3ではそのような傾向が見られないことより、AGFを180°+側壁とすることによって、覆工近傍地山のアーチ効果が向上することが明らかになった。管理基準となる覆工天端の鉛直変位量 δ_c は

$$\delta_c = a \times \varepsilon$$

より算出される。ここで、 a はトンネル半径、 ε は周辺地山の限界ひずみである。なお、限界ひずみの値は、道路トンネル観察・計測指針に規定されている限界ひずみと一軸圧縮応力との関係に基づいて決定した。地質調査結果より、一軸圧縮強度が1MPaであることから限界ひずみを0.4%と設定し、 $\delta_c = 24\text{mm}$ と決定した。これより、覆工天端の鉛直方向変位量が管理基準値を下回るのは、ケース3のみであることが分かる。

以上より、AGFを導入することで、覆工近傍地山の剛性が改善されて、地山のアーチ作用がより発揮され、結

果としてトンネル覆工への作用荷重が低減し、天端のゆるみも抑制できることが明らかになった。特に、坑口周辺では、山側からの偏圧が大きいいため、AGFを180°および山側の側面に導入することが必要になる。

4.3 A計測との比較

図-6には、対象としたトンネル施工時に行ったA計測の結果を示している。図より、A計測の結果が一部の計測点を除いて、ケース3よりも変位が小さいことが分かる。また、最大で約23mmの鉛直変位が生じているものの、前述の管理基準となる変位量 δ_c 以下であり、管理上で影響のない値であるものと判断される。

このことから、提案の施工法を用いることで、対象としたトンネルでは、安全に施工が行われたことが分かる。

5. まとめ

本解析範囲内で得られた結果を整理すると、以下のようになる。

- 1) AGFを導入することによって地山の剛性が改善され、トンネル覆工での作用荷重が低減し、天端の鉛直方向変位を効率的に抑制可能であることが明らかになった。特に、AGF180°+側壁とすることで偏圧の影響も低減可能である。その結果、覆工内の圧縮ひずみも低減可能となった。
- 2) 偏圧が大きい場合においても、土被りが増加することでその影響が低減される。
- 3) 許容圧縮ひずみおよび覆工天端の鉛直方向変位が設計基準内に収まるのは、覆工に高強度コンクリートを用い、AGFを180°および山側の側面に導入した場合のみであった。
- 4) 提案した工法を用いることで、対象としたトンネルは、安全に施工が行われた。