

蛇紋岩帯における小断面避難坑トンネルの変状および補修・補強事例

小泉 悠¹・西川 幸一²・川野 広道³

¹正会員 鹿島建設株式会社 技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給二丁目19-1)
E-mail: koizumyu@kajima.com

²正会員 鹿島建設株式会社 東北支店 (〒028-2631 岩手県宮古市区界第二地割466-2)
E-mail: koichi-n@kajima.com

³正会員 鹿島建設株式会社 東北支店 (〒028-2631 岩手県宮古市区界第二地割466-2)
E-mail: kawanohi@kajima.com

宮古盛岡横断道路 新区界トンネル(仮称)では、軟質な粘土状～葉片状の蛇紋岩が出現し、宮古側避難坑では、T.D.550～1300mの区間で吹付けコンクリートのクラック発生やロックボルトの破断、プレートの変状といった変状が発生した。それら変状の補修・補強を行うに当たり、膨張性指標に着目し、蛇紋岩の物性を調査した。また、変状の発生パターンに差異が認められたことから、特徴的な代表区間を2つ取り上げ、切羽状況や地山変位に着目し、その差異の要因を分析した。補強は、避難坑底盤の蛇紋岩を厚いコンクリートに置換することとしたが、地山劣化モデルを導入した数値解析を実施し、補強コンクリートの長期的な健全性を評価した。これらの検討により、補修・補強を合理的かつ経済的に実施することができた。

Key Words : *evacuation tunnel, deformation, serpentine, reinforce, numerical analysis*

1. はじめに

新区界トンネル(仮称)は、岩手県宮古市と盛岡市を結ぶ復興支援道路である宮古盛岡横断道路のうち、区界峠を貫く全長約5kmの長大トンネルである。宮古側・盛岡側の両坑口から掘進し、平成29(2017)年11月、本坑(掘削断面積 約112m²)、避難坑(掘削断面積 約20.7m²)が貫通した。

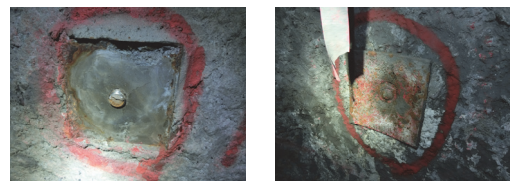
このうち宮古側では、硬質な緑色岩の出現が予想されていた区間で軟質な蛇紋岩が出現し、避難坑のT.D.550～1300mの範囲で、設計支保パターンの割付けを変更(ランクアップ)して施工した。このようにして支保耐力の向上を図ったものの、施工直後または一定の時間経過後、吹付けコンクリートのクラック発生(写真-1)やロックボルト(長さ2m)の破断、プレートの湾曲(写真-2)といった変状が発生した。供用後、避難坑は通常時利用されないものの、緊急時の重要性は極めて高い。また、当避難坑では覆工コンクリートが施工されず、供用後に受け得る外力は、現状の一次支保工で負担することとなる。そこで、地山物性や変状、地山変位の発生状況等を調査・検討し、変状箇所の補修(断面修復)およ

び補強(構造上の耐力向上)を行った。

本報告では、第2章にて、地質概要と、蛇紋岩の主として膨張性に着目した地山物性の評価の結果を報告する。第3章では、代表的な2区間を対象に、地山の性状、変状実績、地山変位を評価し、それらの関連について考察し



写真-1 吹付けコンクリートのクラック



(a) ボルトの破断 (b) プレートの湾曲

写真-2 ロックボルトの変状

た。第4章では、変状が顕著であった区間の底盤部を補強するに当たり、有限要素法によるシミュレーション解析を行った。その際、将来、軟質な蛇紋岩が経年劣化する可能性を考慮して地山劣化モデルを導入し、補強コンクリートの応力度を照査した。

2. 地質概要および蛇紋岩の物性評価

当トンネル周辺の地質は、古生代石炭紀に形成された付加体と考えられる根田茂帯混在岩で、緑色岩、粘板岩、砂岩、蛇紋岩、チャート等が混在した。宮古側坑口からT.D.1800mまでのトンネルS.L.での地質平面図、設計・実

績支保パターン、切羽評価点および地山変位の推移、変状実績を図-1に示す。蛇紋岩が出現した区間と避難坑の変状区間は概ね一致した。蛇紋岩は滑石を含有し、葉片状～粘土状を呈した。各種試験を実施して得た当トンネルの蛇紋岩の物性を表-1に示す。当トンネルの蛇紋岩は、モンモリロナイト等の膨潤性粘土鉱物を含有せず、変形係数とスレーキングを除く各種膨張性指標は、膨張性判定基準¹⁾を超過しないことが分かった。これより吸水膨張圧が支保工に作用する可能性は低いと考えられた。また、吹付けコンクリートのクラックの補修・増吹きによる被覆効果の向上、また本坑貫通に伴う避難坑への地下水の流入減少により、浸水・スレーキングによる地山の経年劣化は抑制され、長期安定性が担保されると考えた。

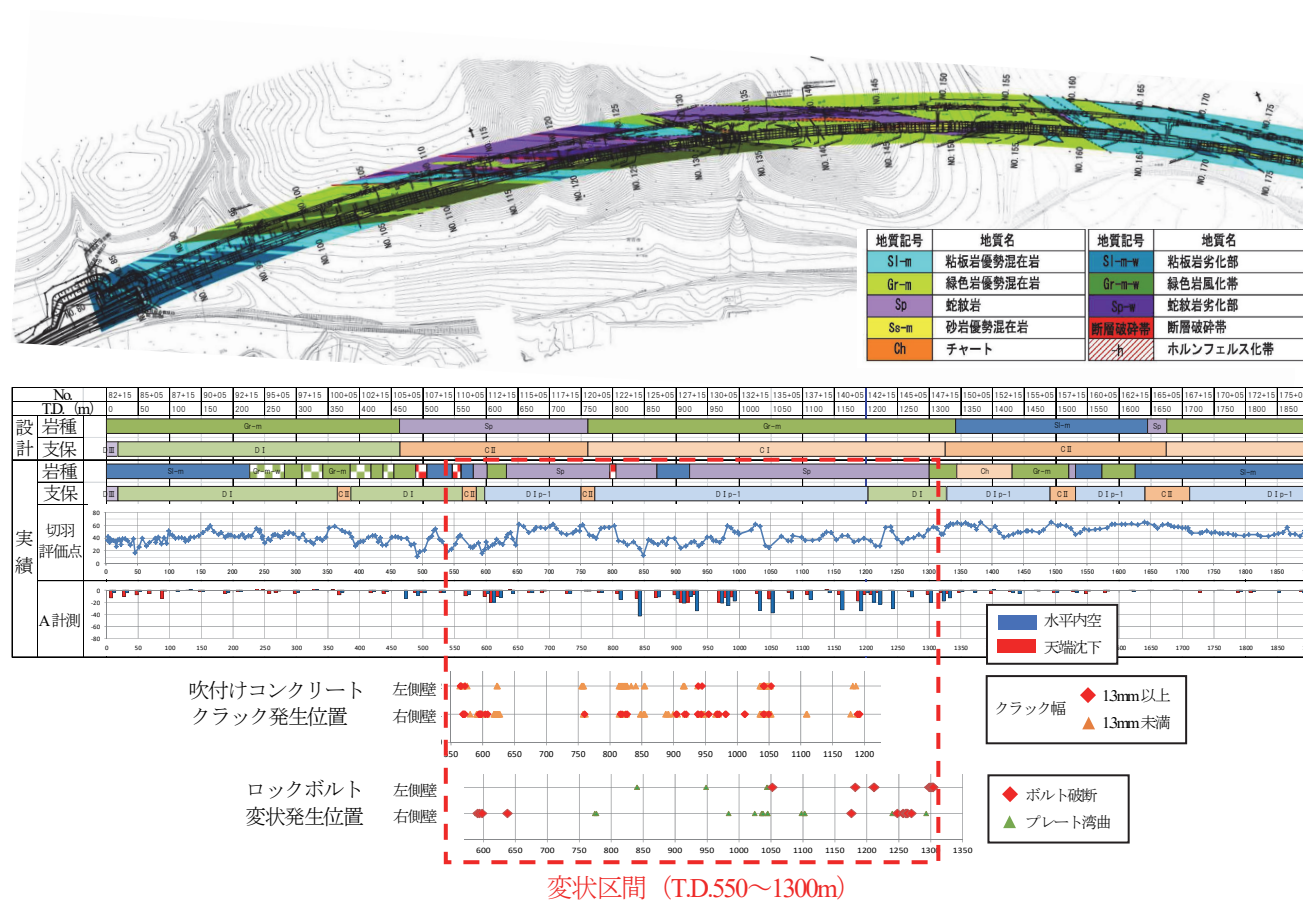


図-1 地質平面図および設計・実績支保パターン、切羽評価点および地山変位の推移、変状実績

表-1 当トンネルの蛇紋岩の物性

試験項目	物性	単位	測定値	参考) 膨張性判定基準 ¹⁾
孔内水平載荷試験	変形係数	MN/m ²	55～336	800以下
吸水率試験	吸水膨張率	%	0.41～0.60	2超過
陽イオン交換容量試験	CEC値	cmol(+)/kg	2.3～8.2	35超過
スレーキング試験	浸水崩壊度	—	C～D	C～D
	スレーキング度	—	2～4	3～4
X線回折分析	含有鉱物	—	蛇紋石・滑石	モンモリロナイト等含

3. 変状・地山変位の評価および考察

変状区間における地山の変位は、沈下に対して水平内空が卓越した。そのため、吹付けコンクリートのクラック、ロックボルトの破断、プレートの湾曲といった変状は、天端やアーチ部ではほとんど発生せず、側壁部で多発した。これら吹付けコンクリートおよびロックボルトの変状は必ずしも同時に発生せず、吹付けコンクリートのクラックが多発するもののロックボルトの変状がわずかなであるケースやその逆のケースが認められた。そこで、両ケースの代表区間を2つ取り上げ、切羽状況や地山変位の発生状況を比較した（表-2）。同表より、区間1では切羽全面に蛇紋岩が分布し、変位（水平内空）は切羽が40m（ $\approx 7.5D$ 、掘削径 $D=5.3\text{m}$ ）程度先進した時に約35mmで収束した。当現場では、重ダンプのトラフカビリティ向上のために路盤コンクリート（厚さ $t=150\text{mm}$ ）を打設したが、変位の収束と路盤コンクリートの打設時期は概ね一致していた。このことから、路盤コンクリート打設によって、インバートによる断面閉合と同様の変位抑制効果も発揮されたと考えられる。区間2では切羽の左側のみに蛇紋岩が分布し、変位（水平内空）は切羽が26m（ $\approx 5D$ ）程度先進した時に18mm程度で収束した。一般に、変位が収束に至るまでの距離が $2D$ 以上となる場合、トンネル周辺地山にゆるみ域（非弾性域）が拡大することが知られている。区間1は区間2以上にゆるみ域が広がっていたと考えられ、この差異を踏まえたロックボルトの推定軸力分布を表-2において概念的に示す。区間2では、区間1に対してロックボルトの引張抵抗性能による内圧効果がよりよく発揮され、その

結果、ロックボルトの破断が多発したと考えられた。一方、区間1では、プレートの湾曲が認められており、ロックボルトによる吹付け支持効果がある程度発揮されたと考えられた。しかし、ロックボルトが破断するほどの軸力（引張）は生じず、蛇紋岩の塑性圧を主に吹付けコンが負担した結果、クラックが多発したと考えられた。

4. 地山の経年劣化を考慮した補強工の設計

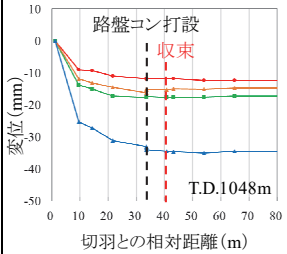
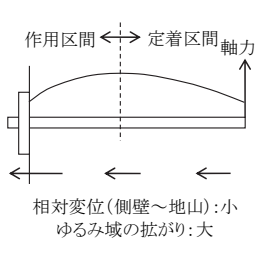
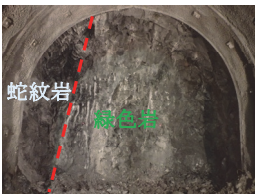
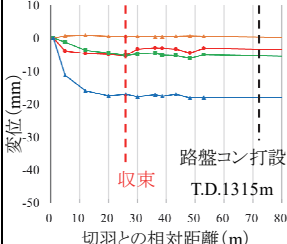
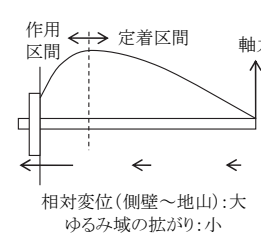
当トンネルの蛇紋岩が顕著な膨張性を示さず、地山変位の収束傾向が認められることから、主には補修（断面修復：吹付けコンクリートの吹直し、破断ロックボルト・プレートが湾曲したロックボルトの打直し）で対応し、第3章で考察した代表区間1のように、特に軟質な蛇紋岩が出現した区間に対し、補強を施すこととした。補強は、掘削時、路盤コンクリートの打設により変位が収束した実績を踏まえ、図-2に示すように、ひび割れた路盤コンクリートをはつり、蛇紋岩をインバート状の厚いコンクリートに置換することとした。

本補強工の妥当性を検証するため、有限要素法によるシミュレーション解析を行った。この際、軟質な蛇紋岩が将来的に経年劣化する可能性を考慮して、地山劣化モデルを導入し、補強コンクリートの応力度を照査した。

(1) 地山劣化モデルの概要^{2)~4)}

地山劣化モデルでは、トンネル周辺地山のせん断強度を低下させることで、塑性域が拡大し、これによって周辺地山で応力の再配分が生じ、塑性圧に伴う地山の変形

表-2 変状が発生した代表2区間の比較

区間	T.D.(m)	変状実績		掘削時の切羽写真	計測A	RBの推定軸力分布 (概念図)
		吹付け コンクリート	ロックボルト			
1	1035～ 1055 (20m)	クラック発生 ×6吹付け間 (左右土平)	ボルト破断 無し プレート湾曲 ×6本 (左右土平)	 T.D.1041.4m 切羽評価点 28.3点	 路盤コン打設 収束 T.D.1048m 切羽との相対距離(m)	 作用区間 定着区間 軸力 相対変位(側壁～地山):小 ゆるみ域の拡がり:大
2	1295～ 1315 (20m)	クラック発生 無し	ボルト破断 ×7本(左土平) プレート湾曲 ×2本(左土平)	 T.D.1298.8m 切羽評価点 53.0点	 路盤コン打設 収束 T.D.1315m 切羽との相対距離(m)	 作用区間 定着区間 軸力 相対変位(側壁～地山):大 ゆるみ域の拡がり:小

計測A
凡例：
— 水平内空 — 左側壁沈下
— 天端沈下 — 右側壁沈下

およびトンネルの変状が表現される。当トンネルに地山劣化モデルを適用するに当たり、近年、同モデルが適用された事例を調査した。そして、各事例における地山の経年劣化を表す近似式（粘着力 c の変化を時間 t で表現したもの）および解析入力値を表-3にまとめた。なお、これらの事例では、トンネル完成後の水平内空変位等の計測記録に基づいて、逆解析により、近似式の選定や係数 A および粘着力 c 等の同定がなされている。

(2) 解析モデルの概要

解析モデルを図-3に、解析ステージの概要を表-4に示す。解析には、有限要素解析ソフトRS2（Rocscience社）を使用した。解析入力値のうち、地山に関するものを表-5に、支保部材に関するものを表-6に示す。地山劣化モデルに関しては、表-3に取りまとめた既往の適用事例と異なり、当トンネルは完成直後の段階にあり、逆解析の対象となる完成後の実測データが無い。また、施工法は背面空洞の生じやすい在来工法ではなくNATMであり、第2章で示したように、現時点で地山は膨張性を呈さないと考えられる。以上より、表-3に示した事例にならってせん断強度（粘着力）の最終値を初期値から80～95%程度まで減じることは、当事例では過度に安全側の設計となると考えられた。そこで、既往の適用事例と同様に内部摩擦角は変化させず、粘着力を10%低減させたケース、粘着力を20%低減させたケースを実施することとした。

なお、地山劣化させる解析領域は、トンネル掘削に伴う非弾性域とした。谷本ら⁹⁾は、地山を弾性体とみなせば地山変位は $2D$ （ D ：掘削径）以内で収束し、非弾性領域が発達する場合、収束までの距離が $2D'$ （ D' ：弾性・非弾性領域の境界を外径とするトンネル直径）となることを、現場実測結果および数値解析結果の分析に基づき示している。これに従うと、第3章で示した代表区間1の

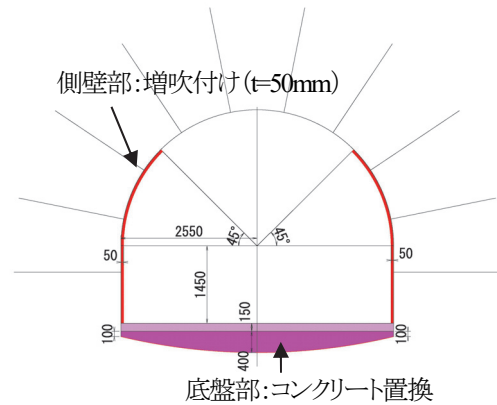


図-2 補強工計画図

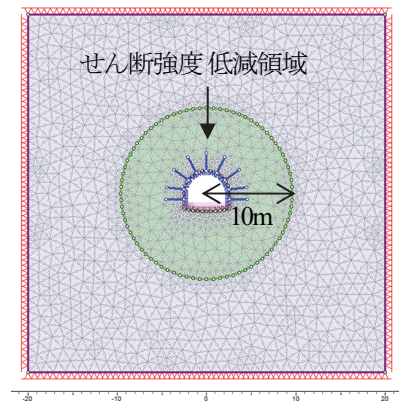


図-3 解析モデル

表-4 解析ステージの概要

ステージ	名称	概要
1	初期応力分布	初期応力分布
2	トンネル掘削①	応力解放率 40%+支保設置
3	トンネル掘削②	応力解放率 90%+路盤コン設置
4	掘削完了	応力解放率 100%
5	補強工	底盤掘削→底盤コン設置
6	地山劣化①	周辺地山の粘着力を10%低減
7	地山劣化②	周辺地山の粘着力を20%低減

表-3 既往の研究における地山劣化モデルの適用事例

報告者	トンネル	施工法	地質	地山劣化モデル 入力物性		
				近似式および係数 A	粘着力 c (MPa)	内部摩擦角 φ (deg)
野城ら ³⁾ (2009)	田子倉トンネル (1971年竣工)	在来工法	新第三紀中新世の 緑色凝灰岩、流紋岩	$c(t) = c_0 \cdot e^{-At}$ ($A=0.08$)	初期 $c_0=1.7$ 最終 $c_r=0.3$ ($c_r/c_0=0.18$)	20 (一定)
	— (単線、1901年 竣工)	在来工法	流紋岩、流紋岩質凝灰岩	$c(t) = c_0 - A \times \ln(t+1)$ ($A=0.029$)	初期 $c_0=0.35$ 最終 $c_r=0.02$ ($c_r/c_0=0.06$)	25 (一定)
野城ら ⁴⁾ (2012)	— (新幹線複線)	NATM	凝灰岩、凝灰角礫岩、 火山角礫岩、安山岩（貫入） 膨圧性・多量湧水	$c(t) = c_0 \cdot e^{-At}$ ($A=0.115$)	初期 $c_0=2.0$ 最終 $c_r=0.2$ ($c_r/c_0=0.10$)	30 (一定)

表-5 解析入力値（地山）

項目			単位	入力値	備考
初期地圧	水平	p_{0x}	MPa	2.7	土被り約100mを参考に、実測変位との同定(逆解析)により設定
	鉛直	p_{0y}	MPa	1.8	
変形係数		E	MPa	250	孔内水平載荷試験結果の中間値
ポアソン比		ν	—	0.35	$E=200\text{MPa}$ より、文献 ⁵⁾ におけるDI～DII級地山とみなし、同文献に示される値を参考に設定 地山劣化は c を $0.50 \rightarrow 0.45 \rightarrow 0.40$ へ低減
粘着力	初期	c_0	MPa	0.50	
	最終	c_r	MPa	0.40	
内部摩擦角		φ	deg	30	
ダイレイタンシー角		Ψ	deg	10	軟質岩を考慮して $\varphi \times 1/3$ に設定
引張強度		σ_t	MPa	0.87	c および φ から設定

表-6 解析入力値（支保部材）

支保部材	項目		単位	入力値
鋼製支保工 100H	断面積	A	mm^2	2,159
	断面係数	W	mm^3	75,600
	弾性係数	E	MPa	210,000
	ポアソン比	ν	—	0.25
	降伏応力	σ_y	MPa	245
吹付け コンクリート	厚さ	t	mm	150
	弾性係数	E	MPa	4,000
	ポアソン比	ν	—	0.20
	圧縮強度	σ_s	MPa	18.0
	引張強度	σ_t	MPa	1.8
底盤補強 コンクリート	平均厚さ	t	mm	300
	弾性係数	E	MPa	10,000
	ポアソン比	ν	—	0.20
	圧縮強度	σ_s	MPa	18.0
	引張強度	σ_t	MPa	1.8

場合、地山変位が収束に至るまでの距離は $7.5D$ であったため、 D' は $3.75D$ であり、トンネル中心から弾性・非弾性領域の境界までの距離はその半分の $1.875D$ となる。 D を 5.3m として計算し、図-3に示すようにトンネル中心から半径 10m の円の内部をせん断強度の低減領域とした。

(3) 解析結果

a) 初期応力～掘削完了

掘削完了（解析ステージ4）後の変位コンターを図-4に示す。応力解放率30%（解析ステージ2）からの変位の差分は、側壁の水平変位（左右両側壁の和）が 32.0mm 、天端沈下が 4.6mm であった。なお、実測変位は、表-2（代表区間1）の通り、水平内空変位が 35mm 、天端沈下が 12mm であった。解析では、路盤の隆起が顕著となり、鉛直変位の同定が困難であったが、初期地圧および地山物性値が適切に選定されたことが確認できた。

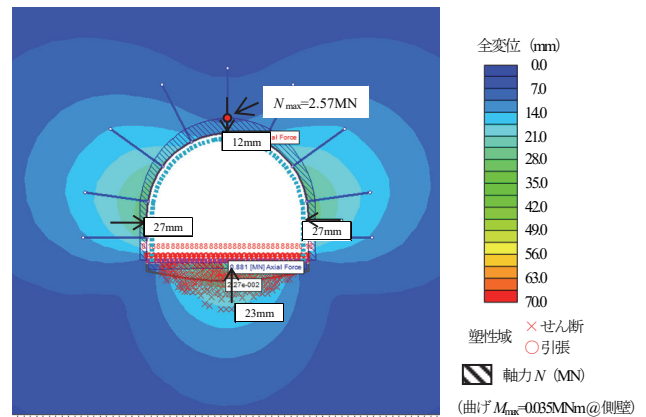


図-4 掘削完了後の変位コンター

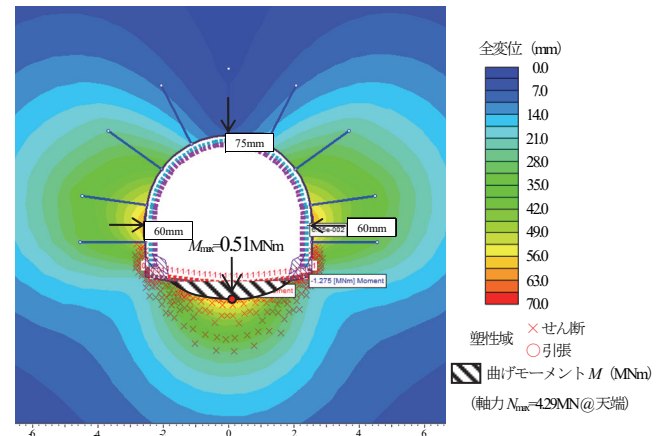


図-5 地山劣化②後での変位コンター

b) 補強工～地山劣化

地山劣化②（解析ステージ7）後の変位コンターを図-5に示す。図-4に比較して、塑性域が路盤下方で拡大し、変位も増大した。支保には軸力（圧縮）がほぼ均等に発生する一方、曲げモーメントに関しては、図-5に示すように、曲率が小さい底盤中央部で卓越した。そこで、底盤中央での縁応力 σ （MPa）を次式により算定した結果を表-7に示す。

表-7 底盤中央における縁応力算定結果

ケース	軸力 (圧縮)	曲げモーメント	縁応力 σ (MPa)		ステージ5からの差分変位 (mm)	
	N (MN)	M (MNm)	圧縮側	引張側	側壁水平 (左右の和)	路盤隆起
地山劣化① ($c:10\%$ 減)	3.08	0.25	10.5	0.7	28.2	14.4
地山劣化② ($c:20\%$ 減)	3.78	0.51	17.0	-3.3	49.8	25.3

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \quad (1)$$

ここで、 N ：軸力 (MN)， A ：断面積 (0.55m²)， M ：曲げモーメント (MNm)， W ：断面係数 (0.0504m³) である。

表-7より、地山劣化①のケースでは、縁応力 (圧縮) は、使用したコンクリートの設計基準強度18MPaを下回った。地山劣化②のケースでも、縁応力 (圧縮) は18MPaを下回ったが、縁応力 (引張) 3.3MPaに関しては、コンクリートの引張強度を圧縮強度の1/10であると想定すると、ひび割れ発生の可能性が考えられる。そこで、引張応力に抵抗し、脆性的な破壊を抑制することを目的に、金網を補強コンクリートの引張縁側に埋設することとした。また、表-7においては、各ケースでの変位を記載した。変位をモニタリングし、表中の値と比較することで、解析の妥当性の検証ならびに補強コンクリートの応力の推定を行うことが可能と考えられる。

5. おわりに

新区界トンネル (仮称) の宮古側避難坑では、軟質な蛇紋岩の出現に伴い、緊急時に重要な役割を果たす避難坑で変状が発生した。そこで、蛇紋岩の調査、変状分析、数値解析を実施し、補修・補強法を検討した。知見を以下に示す。

- 出現した蛇紋岩の膨張性評価試験の結果、モンモリロナイト等の膨潤性粘土鉱物は検出されず、現時点で、将来的に吸水膨張圧等が支保に作用する可能性は低いと考えられた。
- 吹付けコンクリートのクラックとロックボルトの変状がともに発生する区間と、そうでない区間とが認められた。両区間では、切羽状況や地山変位の収束距離に差異が認められ、ロックボルトの軸力分布や発揮された機能・効果も異なったものと推測された。そして、特に軟質な蛇紋岩が出現した区間については、補修 (断面修復) に加え、底

盤の蛇紋岩をコンクリートに置換する補強の実施が必要であると考えられた。

- 地山の経年劣化を表す地山劣化モデルを導入し、底盤の補強コンクリートに塑性圧を作用させる数値解析を実施した結果、粘着力を10～20%低減したケースでも、構造上の問題が無いものと評価できた。

以上の検討により、補修・補強が必要な区間を適切に選定し、合理的かつ経済的な変状対策が実施できたと考えている。のべ8日間かけて行った施工実績は、吹付けコンクリートの補修延長がのべ256m、ロックボルトの補修が62本、補強延長がのべ36mであった。

なお、今回、地山劣化モデルにより、地盤構造物の健全性に関する将来予測に取り組んだが、地山変位や支保応力の計測が継続的に行われなければ、このような解析や設計の妥当性は検証できない。維持管理段階において、それら計測が安価で広域に行える自動計測技術の開発が急務であると考えられる。

参考文献

- 1) 土木学会編：トンネル標準示法書[山岳工法編]・同解説，pp.45，2016。
- 2) 松永剛，熊坂博夫，小島芳之，朝倉俊弘：地山強度の経時劣化を考慮したトンネル変状の予測と対策に関する研究，土木学会論文集，No.799/III-72，pp.75-88，2005。
- 3) 野城一栄，嶋本敬介，小島芳之，高橋幹夫，松永剛，朝倉俊弘：地山劣化モデルによるトンネル変状の再現解析とその長期予測への適用，土木学会論文集 C，Vol.65，No.1，pp.107-119，2009。
- 4) 野城一栄，嶋本敬介，中西祐介，小島芳之：山岳トンネルの路盤隆起補強工の効果とその設計手法，鉄道総研報告，Vol.26，No.4，pp.41-46，2012。
- 5) 建設省土木研究所：土木研究所資料 トンネル掘削時地盤変状の予測・対策マニュアル (案)，pp.16-21，1994。
- 6) 谷本親伯，吉岡尚也：山岳トンネルにおけるコンバージェンス計測の意義，材料，Vol.40，No.452，pp.122-128，1990。

(2018.8.10 受付)

REINFORCEMENT OF DEFORMED EVACUATION TUNNEL IN SERPENTINE ZONE

Yu KOIZUMI, Koichi NISHIKAWA and Hiromichi KAWANO

At the Shin-Kuzakai Tunnel (provisional name), the evacuation tunnel was significantly deformed due to soft serpentine. The deformation included the cracks of shotcrete and broken rockbolts. We investigated the geotechnical properties of serpentine to judge whether the deformation was caused by the swelling ground or the squeezing ground. Then the different types of deformation were observed at each locations, therefore we analyzed the differences of the face conditions and ground displacements. We also conducted finite element analyses using the ground deterioration model to appropriately design reinforcement method. We could repair and reinforce the defomed evacuation tunnel in a reasonable way after these considerations.