

山岳トンネル工事で超高強度吹付けコンクリートを適用 脆弱地山における支保部材の高強度化により安定した掘削を実現

谷 口 翔・湯 本 健 寛・小 林 雄 二

青崩峠トンネル（仮称）は、長野県と静岡県の県境に位置する全長 4,998 m の山岳トンネルである。本トンネルは中央構造線と離隔距離約 500 m で平行に位置するため、断層運動の影響を受けた複雑な地質が切羽に出現する。本トンネルの静岡側工区（L=2,144 m）では、変位の増加や変状の発生状況に応じて E パターンや二重支保工などの支保部材のランクアップを段階的に適用し、さらに、土かぶり高が 550 m を超える地山深部では 54 N/mm^2 の超高強度吹付けコンクリートを適用するに至った。本稿では、中央構造線近傍の脆弱な変成岩類の特徴をとらえた二重支保工および超高強度吹付けコンクリートの適用とその結果について報告する。

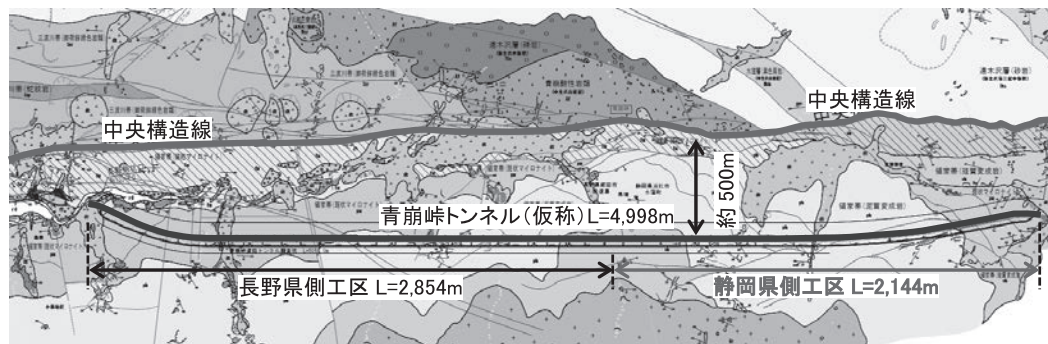
キーワード：山岳トンネル，大土かぶり，二重支保工，超高強度吹付けコンクリート

1. はじめに

三遠南信自動車道は、長野県飯田市山本を起点として、静岡県浜松市北区引佐町に至る延長約 100 km の高規格幹線道路である（図—1¹⁾）。このうち青崩峠トンネル（仮称）は、長野県飯田市南信濃八重河内から静岡県浜松市天竜区水窪町奥領家に至る全長 4,998 m の片側 1 車線の道路トンネルであり、長野側工区 L=2,854 m と静岡側工区 L=2,144 m に分かれて両側から施工している。本トンネルは国内最大の断層である中央構造線に対して離隔距離約 500 m で平行に位置するため、断層運動の影響を受けた複雑な地質がトンネル全線にわたって出現することが予測されていた（図—2）。静岡側工区では、とくに脆弱な領家変成岩類が出現するとともに土かぶり高が約 600 m と大きく、掘削時に大きな土圧が作用することが想定されていた



図—1 トンネル位置図



図—2 トンネルの平面位置

地質凡例		
被覆層	崩積土	dt
	段丘堆積物	tr
遠木沢層	礫岩	tl
戸台帯	青崩酸性岩類	af
	頁岩	sch
	砂岩	ss
領家帯	泥質変成岩	ph
	珪質変成岩	sh
	細粒マイロナイト	fm
	斑状マイロナイト	pm
	花崗岩類	gr
三波川帯	御荷鉾緑色岩類	gsp
	超塩基性岩類	ser
秩父帯	粘板岩	col
	兵越花崗岩	hgr

表—1 工事概要

工事名称	平成 30 年度三遠南信池島トンネル本坑工事
工事場所	静岡県浜松市天竜区水窪町奥領家～長野県飯田市
工 期	2018 年 8 月 10 日～2025 年 3 月 24 日
発 注 者	国土交通省中部地方整備局
施 工 者	(株)安藤・間
工事内容	・トンネル延長： 全長 4,998 m のうち静岡側坑口より 2,144 m ・内空断面：67 ～ 85 m² ・施工方法：NATM（発破方式） ・掘削工法：補助ベンチ付き全断面工法

ため、設計段階から特殊パターンである E パターンが計画されていた。表—1 に本工区の工事概要を示す。

2. 地質概要

図—3 に地質縦断面図を示す。本トンネルの静岡側工区では主に領家変成岩類が分布しており、泥質変成岩、砂質変成岩、珪質変成岩、細粒マイロナイトの 4 種類に大別される。泥質変成岩と細粒マイロナイトは数 mm ～ 10 mm 間隔のせん断面が発達して剥離性に富むため、掘削により切羽を開放すると割れ目が開口して肌落ちを生じる。とくに黒色を呈する泥質変成岩が出現すると土圧が増大し、大きな変位や変状が生じ

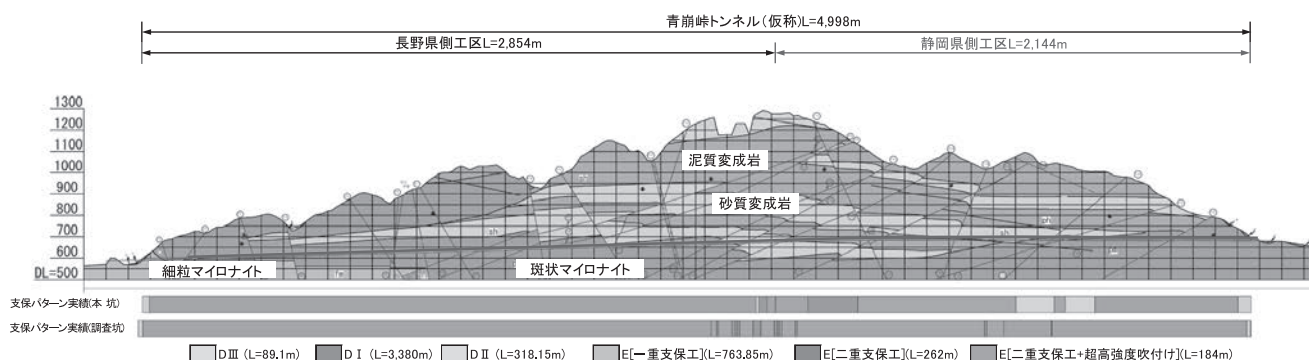
る。一方、砂質変成岩と珪質変成岩は比較的硬質であり、とくに珪質変成岩はハンマーで叩くと火花が出るほどである。

各地層の幅は厚くても数 m 程度で、これらの地質が断層活動などの影響によりもみ込まれているため、切羽は非常に複雑な岩相を呈している（図—4）。砂質変成岩と珪質変成岩は硬質で機械による掘削が困難であることから、発破方式により掘削を行っている。

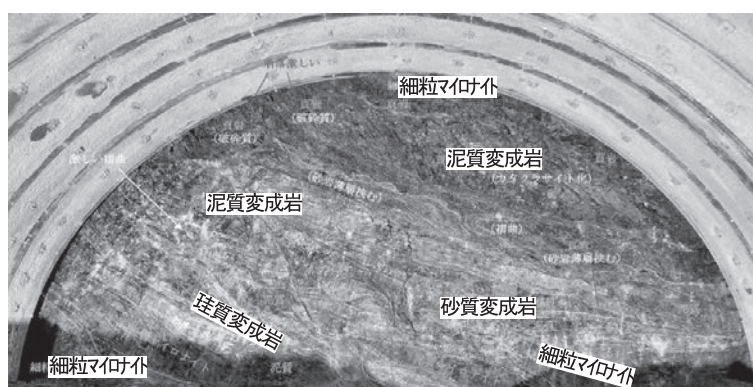
3. 本地山の特徴と対応策

(1) 変状の発生状況

本工区では、土かぶりが約 300 m に達する TD.590 m 付近ごろから変位が増大し、吹付けコンクリートの圧ざ（曲げによる圧縮ひび割れ）や側壁部のロックボルトプレートの変形、ロックボルトの破断が生じはじめた。変状は断続的に発生したが、変状形態や変位傾向は類似しており、本トンネルの地山特有のものであると考えられる。変状が発生するのは、推定強度 5 ～ 10 N/mm² 程度の脆弱な泥質変成岩が切羽周辺に分布する区間が主であり、土かぶりの増加に伴って地山強度比が低下し、塑性土圧が増加したことが変状の発生原因であると推定した。



図—3 地質縦断面図



図—4 切羽の地質状況

表—2 本坑におけるEパターンの仕様

パターン名	吹付けコンクリート		変形余裕量 (cm)	鋼製支保工	ロックボルト (耐力 290 kN 以上)
	厚さ (cm)	設計基準強度 (N/mm ²)			
E I	25	36	20	HH-200 × 201	L=4 m
E II-b	35	36	10	HH-200 × 201	L=4 m
E III-b	45	36	10	HH-200 × 201	L=4 m
Ed I -a	35	36	10	HH-200 × 201	L=4 m
二重支保工	25	36	10	HH-200 × 201	—
Ed I (HH) -a	35	54	10	HH-200 × 201	L=4 m
二重支保工	25	54	10	HH-200 × 201	—

※上段：一次支保工，下段：二次支保工

(2) 対応策

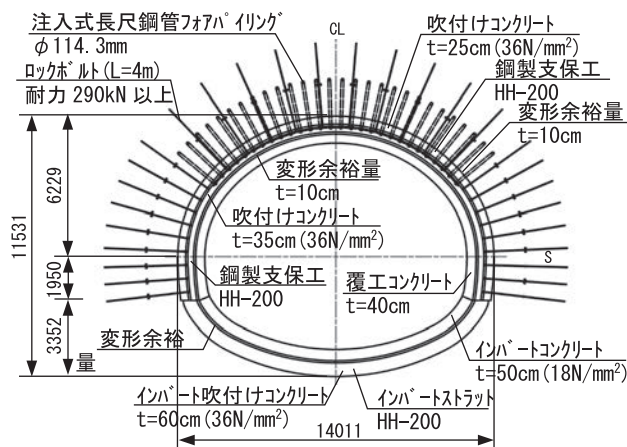
上記の変状や変位，応力などの発生状況を踏まえて，対応策として支保パターンをEパターンにランクアップした。Eパターンにランクアップして以降は変位および変状の発生状況に応じて，段階的に吹付け厚を増やすことで対応した。表—2に本工区におけるEパターンの仕様を示す。

4. 二重支保工の適用

(1) 二重支保工の施工

TD.1,760 m 付近（土かぶり H=440 m, E III-b-F パターン）まで掘り進めたところ，再び変位と変状が増大した（図—5）。施工の安全上，一層の吹付け厚は45 cmが限界と判断し，二重支保工への移行を判断した²⁾（図—6）。

これまでの施工実績から，本地山の変位は掘削することにより生じ，掘削を止めると，変位の増加はほぼ



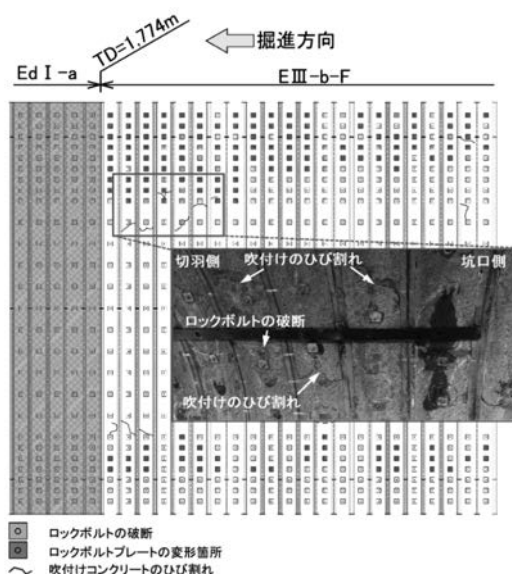
図—6 支保パターン図 (Ed I-a, 二重支保工)

なかった。また，膨潤性粘土鉱物はなく，時間の経過による変位の増加もほぼなかった。これらの特徴より，地山の応力解放は掘削作業に伴うものに限られるため，二次支保工の設置位置を切羽から離せば離すほど高い「いなし」効果が得られると考えられた。このため，二次支保工の設置位置は，変状が発生しはじめる切羽離れ6 m (0.5D D：掘削幅，L=13 m)の離隔とした。

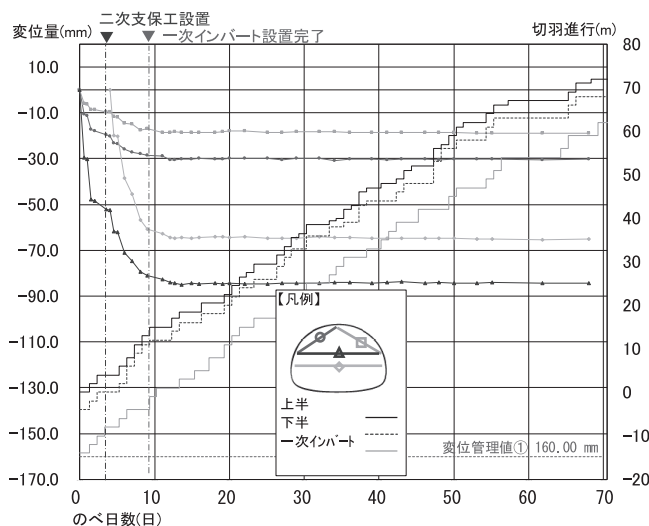
一次インバートについては，切羽近傍での早期閉合作業には鏡面の崩落の危険が伴うことなどから，施工位置は切羽から1D程度の離隔とした。また，一次インバートには大きな応力が作用していないことから，インバートストラットは二次側にのみ設置し一次インバートの吹付けコンクリートは一次と二次に分割せずに一括で施工することとした。

(2) 二重支保工の施工結果

図—7に二重支保工を適用したTD.1,920 m（土かぶり H=535 m）における内空変位計測結果を示す。この断面では，初期変位速度では沈下および内空変位がともに30 mm/日であったが，二次支保工を設置す



図—5 変状の発生状況 (TD.1,760 m 付近)



図—7 内空変位計測結果 (TD.1,920 m)

ることにより変位速度を4 mm/日程度まで低下させることができ、一次インバートを施工することで収束させることができた。

とくに変位の大きい箇所では、二次支保工設置までの間に一次支保工のロックボルトや吹付けコンクリートに変状が見られたが、二次支保工の吹付けコンクリートには変状が生じることはなかった。このことから、「いなし」効果を踏まえた本施工方法が有効に機能していたと考えている。

5. 超高強度吹付けコンクリートの適用

二重支保工の支保部材の応力測定結果から、吹付けコンクリートの発生応力は設計基準強度を超過していないものの、許容値である18 N/mm²を超過していることが判明した。このため、支保耐力の余力が小さく、大土かぶり部の断層破砕帯が予想される区間で土圧が増大した場合に支保耐力の不足が懸念された。

以上のことから、支保耐力をさらに高めて支保工の変状を防止することを目的として、36 N/mm²を超える超高強度吹付けコンクリートを開発することとした。

(1) 超高強度吹付けコンクリートの仕様

(a) 設計基準強度

二重支保工を適用し始めた位置での土かぶりは約

440 mであった。単純に荷重が土かぶりに比例するわけではないが、比例すると仮定した場合、最大土かぶり約600 mの位置での土荷重は1.36倍となる。このため、開発する吹付けコンクリートの設計基準強度は、余裕を見込んで、これまでの二重支保工Ed I-aパターンの吹付けコンクリートの設計基準強度36 N/mm²の1.5倍の54 N/mm²とした。

(b) 初期強度

本トンネルで適用した二重支保工の施工方法は、一次支保工掘削後、トンネルの変形を許容する、ある程度の「いなし」効果を期待している。このことから、初期強度はあげすぎないほうがよいと判断し、初期強度については、現行の超高強度吹付けコンクリートと同様、1日強度で10 N/mm²を目標とした。

表—3に超高強度吹付けコンクリートの配合を示す。配合設計にあたっては、当社が保有する「大容量・低リバウンド吹付けコンクリートシステム」における配合設計方法をもとに設定した。これにより、従来と同等程度の施工性を確保するとともに強度を大幅に高めることを可能とした。なお、急結剤にはデンカ株式会社により新たに開発された新型の液体急結剤および粉体助剤を使用した。

(2) 超高強度吹付けコンクリートの適用結果

(a) 施工状況

実施工におけるコンクリートの実吐出量は18 m³/hr程度、リバウンド率は16%程度であり、従来と比較して施工性を落とすことなく施工できた。また、一軸圧縮強度についても、 σ_1 が14.2 N/mm²で現行配合と同程度で、 σ_7 が47.1 N/mm²、 σ_{28} が63.8 N/mm²と現行配合の1.5倍程度の強度を安定して確保できた。

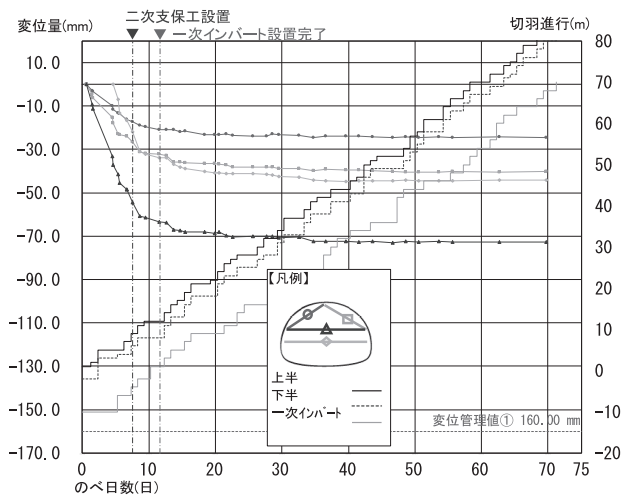
(b) 変位の発生状況

超高強度吹付けコンクリートは、二重支保工Ed I-aパターンのうち、吹付けコンクリートの設計基準強度のみを36 N/mm²から54 N/mm²に変更したEd I (HH)-aパターンとして適用した。このEd I (HH)-aパターンは、もっとも土かぶりが大きく本工区最後の断層であるF16断層帯から工区境までの146 m区間（土かぶり565～595 m）で適用した。

図—8にTD.2,010 m（土かぶりH=570 m）におい

表—3 超高強度吹付けコンクリートの配合

設計基準強度	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)					Ad (C × %)	液体急結剤 (C × %)	粉体助剤 (C × %)
			W	C	FA	S	G			
$\sigma_{28d}=54 \text{ N/mm}^2$	35	55	210	600	—	868	813	1.4	7.0	5.0
$\sigma_{28d}=36 \text{ N/mm}^2$	42	70	197	470	127	1,060	594	1.2	7.0	5.0



図—8 内空変位計測結果 (TD.2,010 m)

る内空変位の計測結果を示す。掘削後、沈下および内空変位の変位速度はともに 10 mm/日程度あったが、二次支保工を設置することで 1 mm/日程度まで低減でき、一次インパートを施工することで、変位を収束させることができた。超高強度吹付けコンクリートの初期の強度の立ち上がりを高強度吹付けコンクリートと同等とすることにより、Ed I-a パターンと同様に、掘削初期の土圧を「いなす」ことができたと考えられる。

(c) 支保部材の応力測定結果

① 鋼製支保工応力

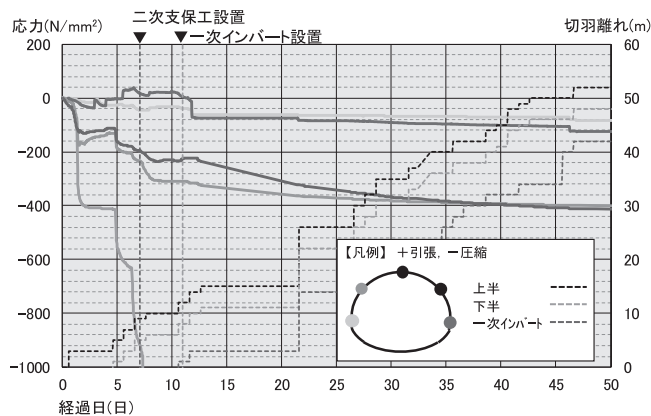
TD.2,010 m (土かぶり H=570 m) における鋼製支保工の応力測定結果を図—9, 10 に示す。図—9 より一次支保工の天端部の応力値は掘削直後から急激に増加し、二次支保工の設置時点で高規格鋼の降伏点 440 N/mm^2 をはるかに上回った。なお、応力値はひずみゲージでの測定結果の換算値であるため、降伏点以降は、実際に鋼製支保工に作用している応力値でないことに留意が必要である。

一次支保工の応力値に対し、図—10 に示す二次支保工の鋼製支保工の応力値は 600 N/mm^2 程度であり、一次支保工と比較して、応力値がかなり低減されていることが分かる。

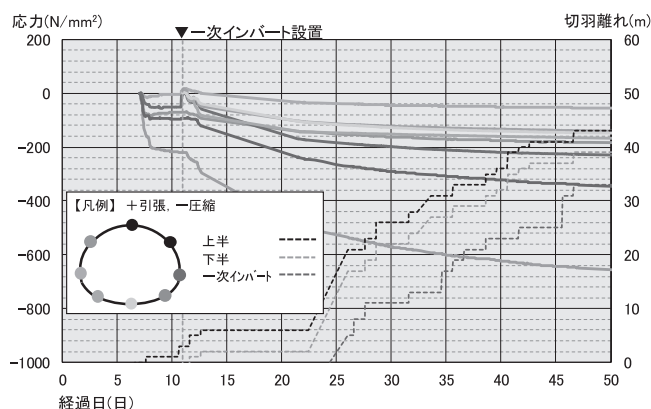
② 吹付けコンクリート応力

同断面における吹付けコンクリートの応力測定結果を図—11, 12 に示す。一次支保工の吹付けコンクリートの応力は、二次支保工設置前に天端部と右肩部の応力値がピークを迎え、二次支保工設置時点では、応力値が低下しており、最終的な応力の最大値は 25 N/mm^2 程度に落ち着いている。

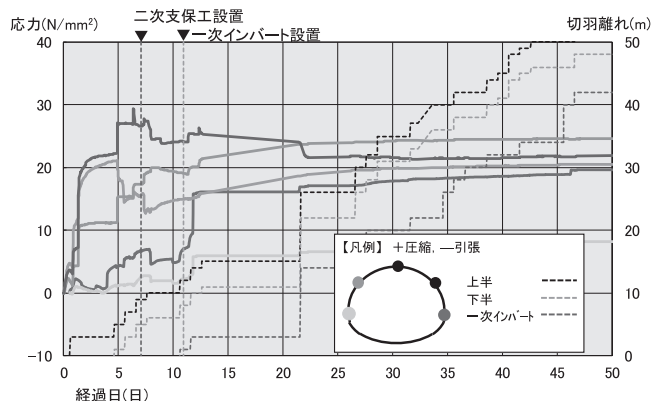
二次支保工の吹付けコンクリート応力は緩やかに増加し、アーチ部の応力値の最大が 15 N/mm^2 程度、一



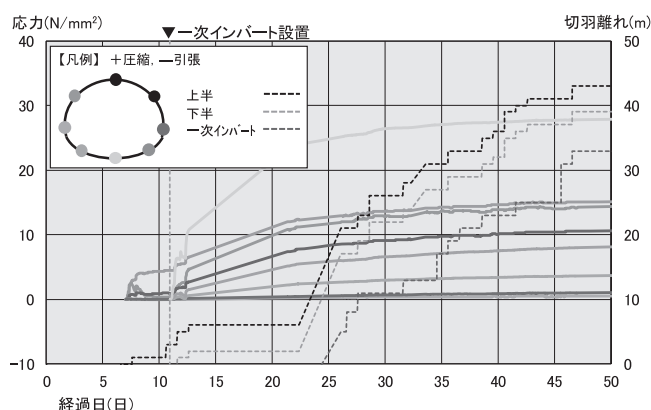
図—9 鋼製支保工縁応力, 一次支保工 (TD.2,010 m)



図—10 鋼製支保工縁応力, 二次支保工 (TD.2,010 m)



図—11 吹付けコンクリート応力, 一次支保工 (TD.2,010 m)



図—12 吹付けコンクリート応力, 二次支保工 (TD.2,010 m)

次二次を一括施工した一次インバート部で 30 N/mm^2 程度までの応力が生じている。

一次支保工，二次支保工ともに最大 30 N/mm^2 程度までの応力が生じており，通常の高強度吹付けコンクリート（設計基準強度 36 N/mm^2 ）では，耐力が限界に達していた可能性も高い。吹付けコンクリートの強度を増加させることで，トンネル全体としての耐力に余裕を持たせることができ，構造的な安定性を確保できたと考えている。

6. おわりに

中央構造線に近接する領家変成岩類が分布する青崩峠トンネル（仮称）の静岡側工区では，掘削当初から断層活動の影響を受けた複雑な地層の中を掘り進めてきた。これらの複雑かつ脆弱な地層に対する施工経験を積み重ねることで，大土かぶり部においても最適な施工方法を考案することができたと考えている。本稿が，同様な施工条件のトンネルの施工に参考になれば幸いである。

謝 辞

本工事の施工にあたっては，砂金伸治委員長をはじめとする青崩峠道路トンネル施工検討委員会の方々に，ご支援，ご教授賜りました。この場を借りて厚く御礼申し上げます。

J C M A

《参考文献》

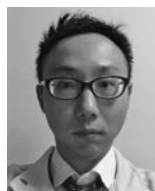
- 1) 国土交通省飯田国道事務所 HP：新築・改築事業，三遠南信自動車道，<https://www.cbr.mlit.go.jp/iikoku/seibi/sanen/>，2023.11.25
- 2) 湯本健寛，辰巳順一，小池良宏：中央構造線に近接する不良地山での山岳トンネルの施工，土木学会トンネル工学報告集，第32巻，I-21，2022.11

〔筆者紹介〕

谷口 翔（たにぐち しょう）

（株）安藤・間

建設本部 土木技術第三部 トンネルグループ
主任



湯本 健寛（ゆもと たかひろ）

（株）安藤・間

名古屋支店 椿原トンネル作業所
副所長



小林 雄二（こばやし ゆうじ）

（株）安藤・間

名古屋支店 池島トンネル作業所
所長

