

膨張性を有した低強度火山礫凝灰岩区間の 変状対策について

塩谷 国峰¹・三宅 拓也²・野口 敦史³・内藤 雅人⁴

¹正会員 戸田建設(株) 東北支店 (〒980-0811 宮城県仙台市青葉区一番地2丁目3番22号)
E-mail: kokuho.shioya@toda.co.jp

²正会員 戸田建設(株) 東北支店 (〒980-0811 宮城県仙台市青葉区一番地2丁目3番22号)
E-mail: takuya.miyake@toda.co.jp

³正会員 戸田建設(株) 四国支店 (〒760-0062 香川県高松市塩上町2丁目8番19号)
E-mail: atsushi.noguchi@toda.co.jp

⁴正会員 戸田建設(株) 名古屋支店 (〒461-0001 愛知県名古屋市東区1丁目22番22号)
E-mail: masato.naitou@toda.co.jp

福島県博士トンネル終点側工事(掘削延長 L=2,227m)における主な切羽地質は火山礫凝灰岩であり, 事前調査から膨張性鉱物であるスメクタイトの含有が確認されていた. 施工前の検討においても, 本トンネルが変状を生じた膨張性地山の既往事例と類似した地質であることを確認し, 事前に対策工を実施する手順を策定した. 施工時は事前検討した手順に従い対策工を実施したものの, 想定を上回る変状が発生したため, 二次元 FEM 解析を用いて支保構造の検討を実施し, 高規格鋼製支保工と高強度吹付けコンクリートによる新支保パターンを採用した. 本稿では, 膨張性を有した不良地山に対する対策と施工結果を報告する.

Key Words: inflatable ground, high standard support, 2D FEM analysis,

1. はじめに

本工事は会津地方中央の博士山麓東部を南北に結ぶ福島県博士トンネル工事(L=4,503m)のうち, 奥会津昭和村方面(南側)より掘削する終点側工事(掘削延長L=2,227m)である.

主な地質は第三紀火山礫凝灰岩であり, 事前調査から膨張性鉱物の含有が確認されていた. 膨張性を有する区間を通過したトンネルでは, 完成後に変状(路面の盤ぶくれなど)が発生する事例が多数報告されている. このような変状は, その補修・対策において通行規制を伴うことから, 社会的な影響が大きく, 重要課題となっており, 本工事においても施工時の適切な対応が求められた.

本稿では, 博士トンネル掘削時に出現した膨張性を有した低強度火山礫凝灰岩区間に対する事前の膨張性判定指標の検討と対策フロー, 施工時に発生した変状と新支保パターンの採用を含む対策工について報告する.

2. 工事概要と地質概要

工事概要を表-1に示す.

表-1 工事概要

工事名	道路橋りょう整備(再復)工事(トンネル)
発注者	福島県会津若松建設事務所
施工者	戸田・フジタ・会津土建JV
工事場所	福島県大沼郡昭和村大字小野川地
工期	2017年12月25日~2022年7月29日
工事内容	掘削延長 L=2227m(NATM)
	掘削断面積50m ²

図-1 に現場位置図を、図-2 に本工事区間の地質縦断面図を示す。事前調査より、当該地区の基盤岩は、新第三紀中新世の火成活動を起源とする火山性岩石および堆積岩からなり、凝灰岩、凝灰角礫岩、凝灰質砂岩を主とし、安山岩および玄武岩質の溶岩が介在すると推定された。トンネル終点側で実施したボーリング結果と試験結果より、凝灰角礫岩の変質部は、スメクタイトの含有量が中量以上かつ浸水崩壊度試験安定がC以上の結果が多数見られたことで、膨張性を示す可能性が高いと推定されていた。

3. 低強度火山礫凝灰岩区間の事前検討

(1) 膨張性判定基準の選定

掘削に先立ち、文献¹⁾を参考に膨張性を判断する指標を選定し、基準を定めることにした。

地山の膨張性を示す指標には、一軸圧縮強度（地山強度比）や湿潤密度などの強度・物理特性と、膨潤性粘土鉱物（スメクタイト）の有無やその量、水による劣化耐性等に係る鉱物化学特性によるものがある。前者は主として塑性化のしやすさ、後者は吸水膨張のしやすさに着目した評価指標である。

本工事では、先進ボーリングより得られたボーリングコアを利用して、これらの判断指標の中から一般に用いられることの多い、①地山強度比、②陽イオン交換容量（CEC）、③浸水崩壊度、④X線解析の4項目に着目して、膨張性の有無を判定することとした。判定条件の設定では、①地山強度比は、坑内変位の発生状況と関係が深く、塑性化に伴う膨張の大小を直接示唆しうる指標として、重要視することとした。また、②陽イオン交換容量分析と併せて、スメクタイトがNa型かCa型かの判定を実施する。一般的にNa型のスメクタイトは、浸水により膨潤し、体積膨張を起こすとされている。



図-1 現場位置図

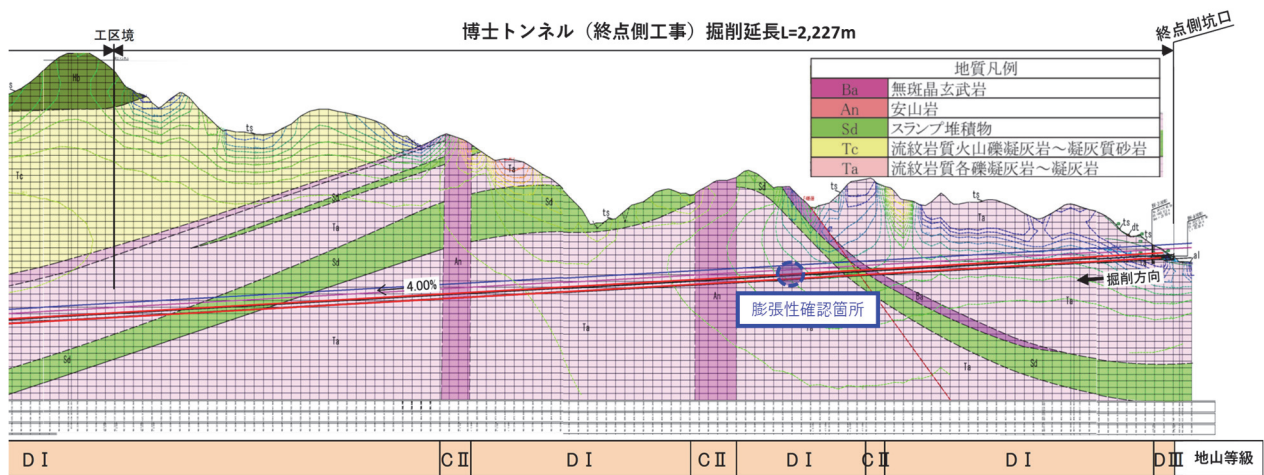


図-2 地質縦断面図

(2) 対策フローの決定

図-3 に膨張性判断指標によって膨張性ありと判断された場合の支保パターン決定フローを示す。膨張性地山の想定延長が1D以上の場合には、一次インバート設置を含む DII-i パターンによる施工を行うフローとした。また、A、B 計測が収束しない場合や地山強度比が2未満となった場合には、鋼製ストラット併用の一次インバート設置するものとし、いずれの一次インバートも閉合距離は8m以内とした。鋼製ストラット併用 DII-i の支保パターン図を図-4 に示す。

以上の対策を実施したうえで、さらに変位、変状が継続する場合には、支保構造を抜本的に見直すものとした。

4. 低強度火山礫凝灰岩区間の施工と対策

(1) 変位、変状発生状況

掘進延長 825m (No.303 付近) より、粘土質性状を示す火山礫凝灰岩変質部の出現とともに、管理レベルIII(-59.7mm)を越す坑内変位が生じた。手前から実施した先進ボーリングの結果より、低強度でスレーキング性の強い熱変質を受けた凝灰岩礫岩が確認され、室内試験の結果を膨張性判定条件に当てはめて判定したところ、条件1に該当し、膨張性ありと判定した(表-2)。

なお、スメクタイトの含有量は膨張性基準と設定した20%以下であったものの、CEC 試験結果でスメクタイトがNa型であることが確認された。ただし、既往文献²⁾を参考に、表-3 に当てはめると、浸水崩壊度試験で岩片はやや膨らみながらも砂状~岩片上に崩れていたことを勘案して、Ca もある程度含まれており、劣化形態は「中間型」に近いと判断した。

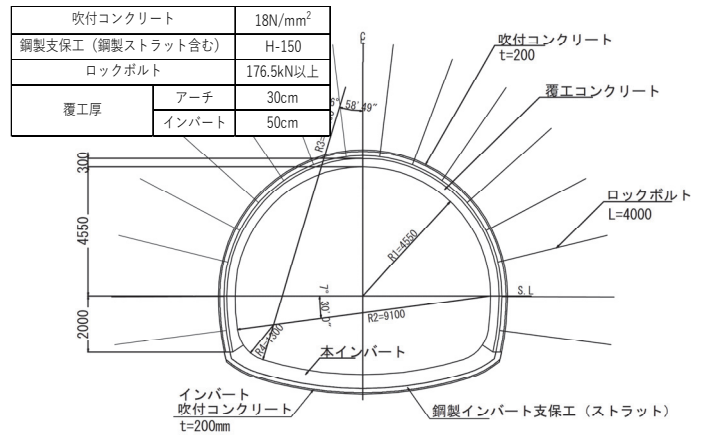


図-4 支保パターン図(鋼製ストラット併用 DII-i)

表-2 膨張性の判定指標と岩石試験結果一覧

試験項目	基準値	凝灰岩礫岩変質部測定値	膨張性判定条件
①地山強度比	2.0以下	0.17	1. 地山強度比2.0以下かつA~Cのいずれか1つを満たす 2. A~Cの3つを満たす
②CEC (cmol(+) \cdot kg ⁻¹)	20以上	50.8	
③浸水崩壊度	C, D	D	
④X線回折試験	スメクタイト20%以上	15.6(積分強度法)	

表-3 スメクタイトを含む軟岩の特徴²⁾

交換性陽イオンの型	スレーキング試験による劣化形態	劣化に伴う形態・物性の変化	
		劣化形態	物性*
Na型	膨潤型(形を保ったまま徐々に膨張)	乾燥によりひびわれが入り、水浸により表面が膨潤する。	強度(qu)の低下は全ての条件において他のイオン型より大きい
混合型	中間型	水浸では変化ないものが多い。乾燥によりひびわれが入る。NaとCaの量比によりどちらかの型に近い劣化を示す	水浸のままではVs, quともわずかに低下。乾燥させると大きく低下する。
Ca型	崩壊型(砂状~岩片状に崩壊)	水浸では全く変化なし。乾燥によりひびわれが入る。乾燥後の水浸では直後に崩壊する。	水浸のままではVs, quとも全く変化なし。自然乾燥では中程度低下し、強制乾燥で大きく低下する。

*初期のqu(一軸圧縮強度)が50~100kgf/cm²以下に適用

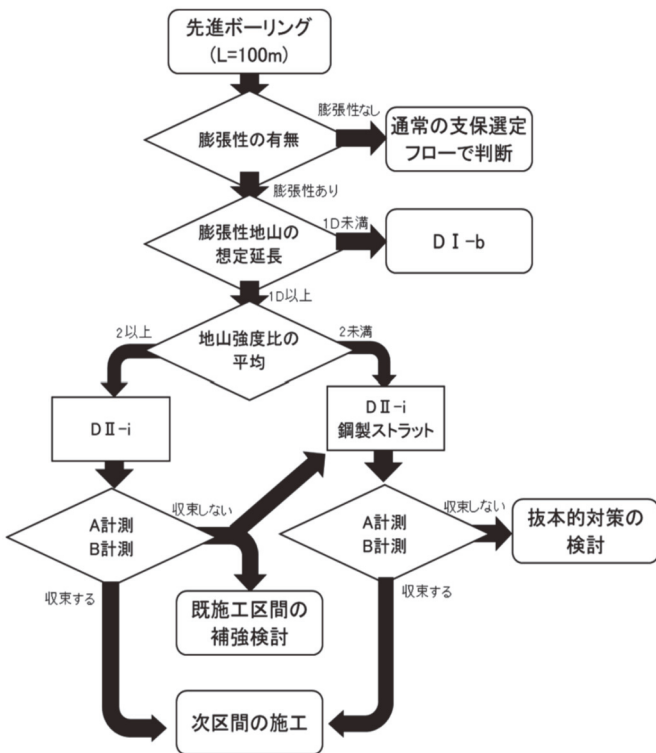


図-3 支保決定フローチャート (D1時)

また、吸水膨張試験結果（図-5）では、試験開始後 2 時間後に膨張率が大きくなり、4 日目（5760 分）以降、収束傾向を示している。膨張応力は、 $16.8\sim 22.9\text{N/m}^2$ 程度であり、スメクタイトを多く含み長期にかけて変状を起こしたトンネル事例と比較すると、10 分の 1 程度の応力となり、スメクタイトの含有量と吸水膨張応力に整合的な関係がうかがえる。一方で、一軸圧縮強度は凝灰岩（変質部）で 0.7N/mm^2 と軟岩としては非常に低い値となり、地山強度比は 2.0 を大きく下回る 0.17 となった。

ボーリング結果から膨張性地山の想定延長は 1 D 以上であり、支保決定フローに従い、支保パターンを鋼製ストラット併用 DIIi に変更した。また、初期変位の変位速度が著しく、支保完了後 80mm 程度の押し出しにより鋼製ストラットの設置が困難となったことから、側壁部左右に各 4 本（ $L=4\text{m}$ ）の注入式自穿孔ボルト（シリカレジンを注入）を施工した。以上の対策にも関わらず、変位は収束せず、縫い返しを余儀なくされた。

代表的な A 計測を図-6 に示す。天端沈下、内空変位ともに管理レベル III（天端沈下： -29.9mm 、内空変位： -59.7mm ）を超えており、切羽進行に伴う急激な変位量の増大と、クリープによる変位の増大が確認された。

表-4 に B 計測の計測結果一覧を示す。B 計測は鋼製支保工、ロックボルトで設定した管理レベル III を超過する

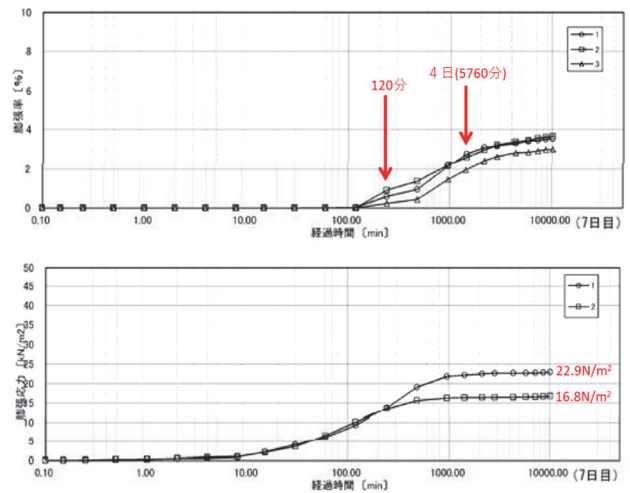


図-5 吸水膨張率試験結果

表-4 B 計測結果一覧 (No.302+1.6)

	管理レベル III (絶対値)	最大計測値 (絶対値)	計測位置
鋼製支保工応力	235 N/mm^2	321.7 N/mm^2	S1-out
吹付コンクリート応力	20 N/mm^2	15.6 N/mm^2	T1
ロックボルト軸力	170 kN	297.1 kN	RB4

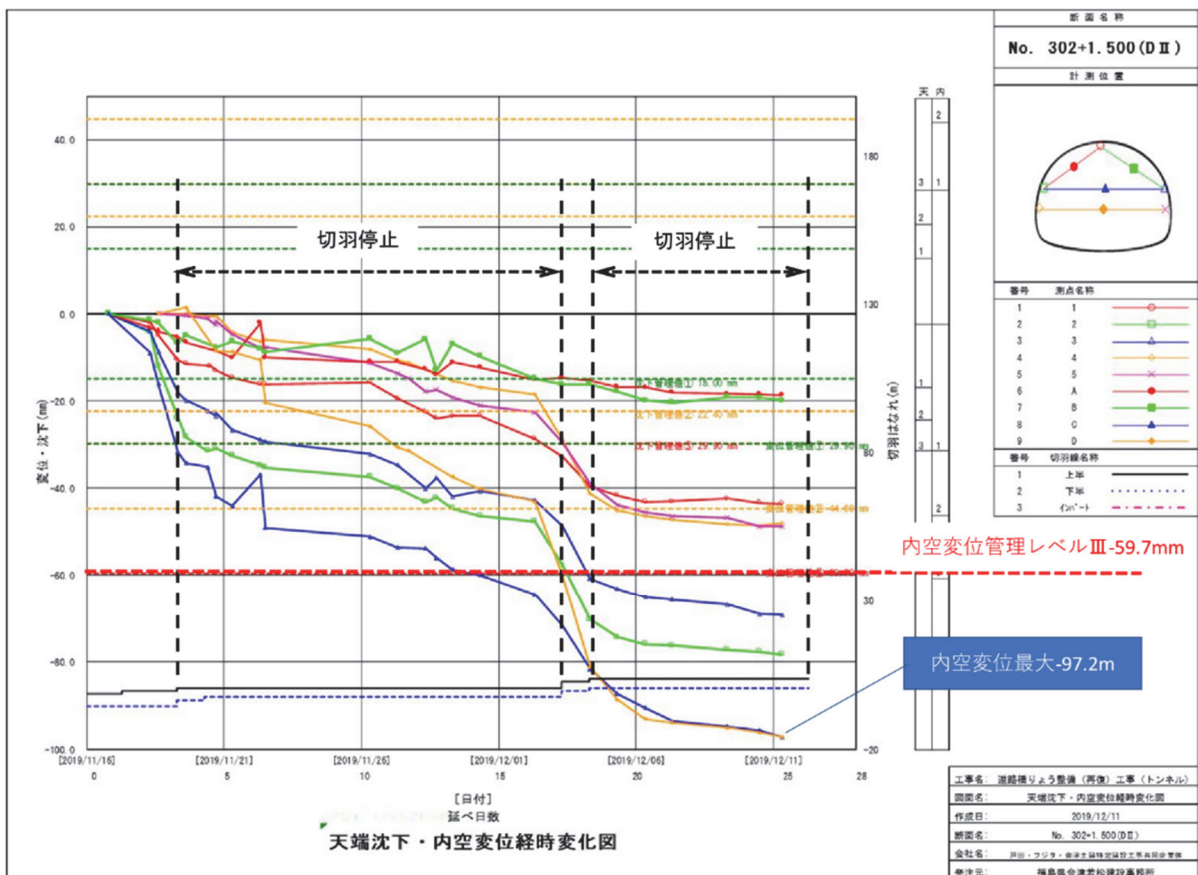


図-6 A 計測結果 (No.302+1.5)

を超過する応力値が計測された。図-7 に代表的な計測結果を示す。ただし、目視点検する限り、鋼製支保工に座屈などの変状は見られないことから、吹付けコンクリートと一体となり、荷重に対して抵抗しているものと考えられた。支保工に対する変状としては、ロックボルトプレートの変形や二次吹付けコンクリートのクラック（写真-1）、鏡吹付けコンクリートのクラックが多数確認された。

(2) 新支保パターンの検討

掘進延長 825m (No.303 付近) より、粘土質性状を示す火山礫凝灰岩変質部の出現とともに、管理レベルIII(-59.7mm)を超す坑内変位が生じた。手前から実施した先進ボーリングの結果より、低強度でスレーキング性の強い熱変質を受けた凝灰角礫岩が確認され、室内試験の結果を膨張性判定条件に当てはめて判定したところ、条件1に該当し、膨張性ありと判定した（表-2）。

(a) 地盤物性値の推定

新支保構造検討を行うにあたり、地山弾性係数と側圧係数推定のための逆解析を実施した。逆解析では、変位量を目標値にする必要があったが、検討時点で計測結果に収束傾向が見られなかったことから、最終変位量の予測値を計測値の指数近似³⁾により推定した。さらに、得られた最終変位量の予測値は、計測変位量であるため、先行変位率を40%と仮定して全変量を算定した（表-

5)。解析モデルは、非線形弾性モデルを使用し、初期応力段階で実土かぶり(135m)分の荷重を作用させた。解析の結果、全変位量を再現する弾性係数($E=53\text{N/mm}^2$)、側圧係数 $k_0=1.01$ が得られた。弾性係数($E=53\text{N/mm}^2$)は、日本道路公団より定められた解析物性値の事例⁴⁾と比較すると、Eパターン(20~300 N/mm^2)に相当し、当該地質に対して妥当な数値といえる。

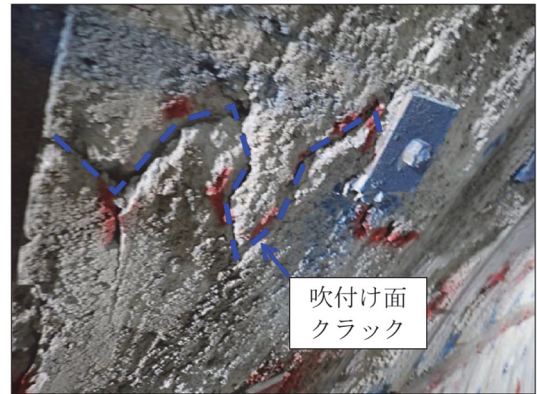


写真-1 吹付けコンクリートのクラック発生状況

表-5 No.302+1.5 全変位量算定値

	管理基準値	予測時の最大変位	最終変位予測値	全変位
天端沈下(mm)	29.9	43.6	50	83
内空変位(mm)	59.7	97.2	104	173

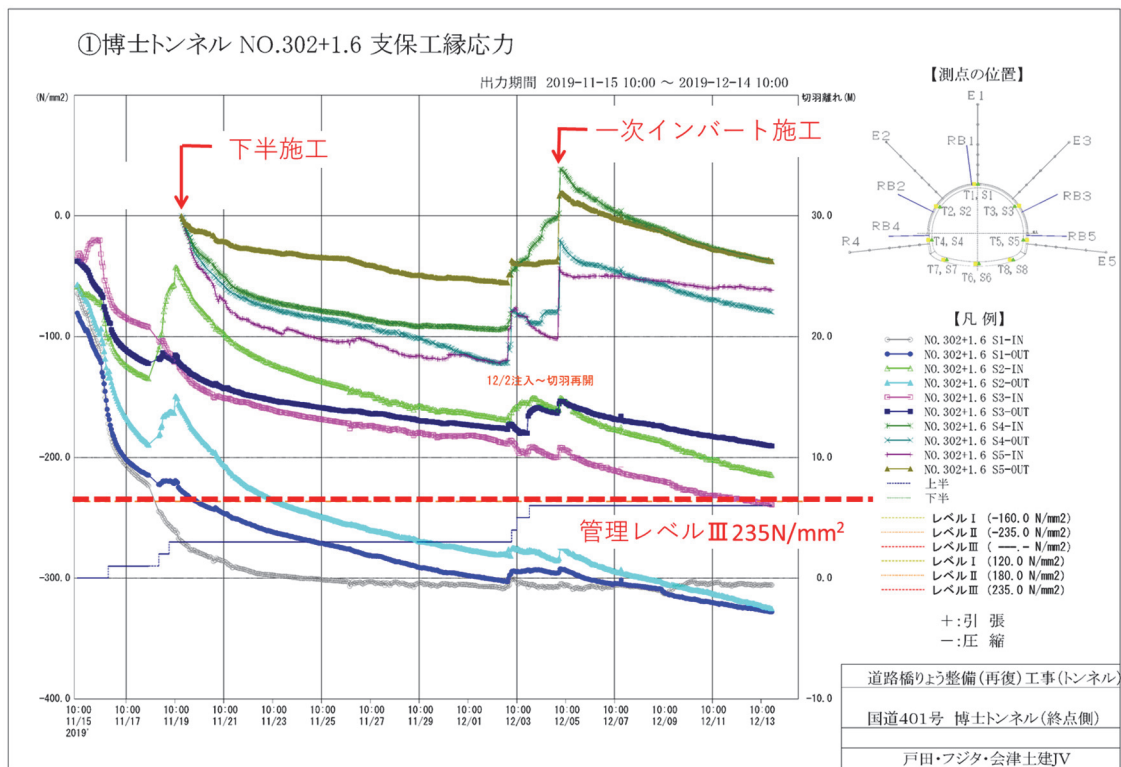


図-7 B計測結果（鋼製支保工No.302+1.6）

逆解析より得られた弾性係数 ($E=53\text{N/mm}^2$) を用いて限界ひずみと地山弾性係数の関係⁵⁾より推定した限界せん断ひずみ ($\gamma=1.7\%$) を塑性領域の境界とした場合の最大せん断ひずみ分布図を図-8 に示す。これより、塑性領域は上方に 3.5m、側方に 4.0m と推定され、現支保工のロックボルト長 4m ではトンネルの変形抑制に対して、十分な効果が発揮されていないものと判断し、以降の新支保工の検討時には、ロックボルト長を 6m とした。さらに、鋼製支保工、吹付けコンクリートの発生応力を照査したところ、双方の許容応力を超過する結果となった。以上の結果を踏まえ、支保工に作用する応力値が許容値を満足する対策工の検討を行った。

(b) 対策工の検討

対策工検討時点において、既に多数の補助工法(鏡ボルト、側壁注入ボルト)を併用して掘削を行っていたことから、支保部材の変更を主とした新支保パターンについて検討を行うこととした。新支保パターンの検討解析では、施工性、調達性を考慮して、鋼製支保工のサイズ、支保工間隔、吹付けコンクリート強度を変化させた 6 ケース(表-6)の支保工構成について二次元解析を実施し、比較検討を行った。

応力照査に際して、鋼製支保工は降伏するが、超過した応力は吹付けコンクリートが分担するという考え方⁶⁾に立ち、支保応力の照査を行った。現状の吹付けコンクリート (24N/mm^2) ではいずれのケースでも鋼製支保工、吹付けコンクリート双方が降伏する結果となった。高強度吹付けコンクリート (36N/mm^2) で解析した場合、いずれのケースでも鋼製支保工は降伏するものの、吹付けコンクリートは降伏に達しないため、支保の健全性は保たれる結果となった(表-7)。経済性で比較したところ、支保工間隔を 0.75m で施工する Case-2 は明らかに経済性に劣る。次に Case-1 と Case-3 を比較したところ、Case-1 が有利であったことから、新支保パターンとして Case-1 を採用した。

ロックボルトは、B 計測で最大 297.1kN(RB4 位置)の結果を示しており、他の計測位置でも同程度の計測結果であったことから、補強対策として、300kN の軸力が全パターンボルトに作用することを想定し、規格・本数を決定した。現パターンボルトは 16 本であることから、作用軸力は、 $300\text{kN}\times 16$ 本(現パターンボルト本数) = 4800kN となる。標準タイプのロックボルトで計算すると、 $4800\text{kN}/176\text{kN}=27.3\approx 28$ 本、高耐力タイプで計算すると、 $4800\text{kN}/290\text{kN}=16.6\approx 17$ 本と計算される。材料単価を考えると、標準タイプ 28 本のほうがわずかに有利になるものの、施工手間と施工時の削孔水の影響を考慮すると、本数が少ないほうが地山への影響が小さいと考え、高耐力ロックボルト ($N=17$ 本, $L=6.0\text{m}$) を採用した。

さらに、土質試験結果より、当該地山はスレーキング

の発生しやすい地山ということがわかっているため、ロックボルトの削孔時の作業水によって、スレーキングが発生し、これが緩みにつながることを懸念して、泡削孔(NJD工法)にて施工することとした。

これらにより決定した新支保パターン E を図-9 に示す。E パターンの管理基準値は、新支保パターン E での FEM 解析結果から想定される全変位量から、先行変位(40%)を控除した計測変位(全変位 $\times 60\%$)を管理レベル III(天端沈下で 160.8mm)と定めた。管理レベル II, II については、それぞれの管理レベル III の 75%, 50%とした。

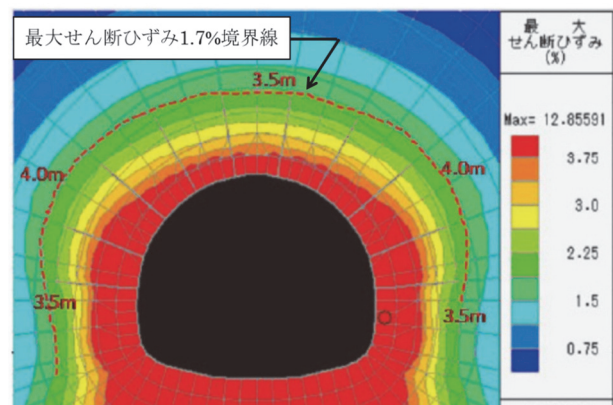


図-8 最大せん断ひずみ分布図

表-6 解析ケース一覧

		Case-1 (D II)	Case-2 (D II : @0.75m)	Case-3 (D III : 200H)
吹付けコンクリート	厚さ (cm)	20	20	25
	設計基準強度 (N/mm ²)	24(通常吹付) 36(高強度吹付)		
鋼製支保工	規格	HH-154	HH-154	H-200
	支保間隔 (m)	1	0.75	1

表-7 支保工比較検討表

		元設計		Case-1		Case-2		Case-3	
支保工間隔 (m)		1		1		0.75		1	
鋼製支保工	H-150	降伏	HH-154	降伏	HH-154	降伏	H-200	降伏	
	吹付けコンクリート	24 N/mm ²	降伏	36 N/mm ²	OK	36 N/mm ²	OK	36 N/mm ²	OK
支保健全性判定		×		○		○		○	
経済性		-		◎		×		○	

(c) フローチャートの見直し

新支保パターン E の決定に伴い、E パターンおよびその前段階の支保パターンにあたる鋼製ストラット併用 DII-i について、判断条件を検討した。

E パターンについては、支保工設置後 24 時間、上半の進行が 2~3m の間に計測された初期変位量（内空変位）が片側で 50mm を超えた場合には、最終変位量で変形余裕量 100mm を超え、縫い返しの必要性が高くなることから、既施工区間での実績を考慮し変位抑制対策として 4m の注入式自穿孔ボルト（シリカレジンを注入）を施工することとした。また、変位量が管理レベル I（E パターン）を下回る区間が 2 計測断面連続した場合は、D パターンへのランクダウンを行う。E パターンで施工したうえで、変位量が管理レベル III を超える場合には、改めて抜本的対策を検討することとした。

鋼製ストラット併用 DII-i での施工段階でも一部フローチャート見直すこととした。計測の管理基準値は従来通りに限界ひずみによる管理基準値として、変位量が 2 計測断面連続で管理レベル I に収まらない限りは、ランクダウンしないこととし、管理レベル III を超えた場合は、E パターンを適用することとした。E パターンと D パターンの見直したフローチャートを図-10 に示す。

(3) 施工結果

新支保パターン E の施工では、変位抑制を目的とした早期閉合掘削により、上半、下半、ストラット併用一次インバートを 2m ごとに施工した。また、通常の A 計測に加え、鋼製支保工上半脚部の変位量も計測することで、より細かく変位の状況を監視しながら施工を行った。そ

の結果、支保工に変状はなく、安全に地山不良区間を通過できた（写真-2）。E パターンでの変位量は新たに設けた管理レベル I 以内に収まり、B 計測では、鋼製支保工応力がわずかに管理値を超える程度で、吹付けコンクリート応力、ロックボルト軸力は管理値内に収まり、支保工は想定通りの機能を果たしたと考えられる。

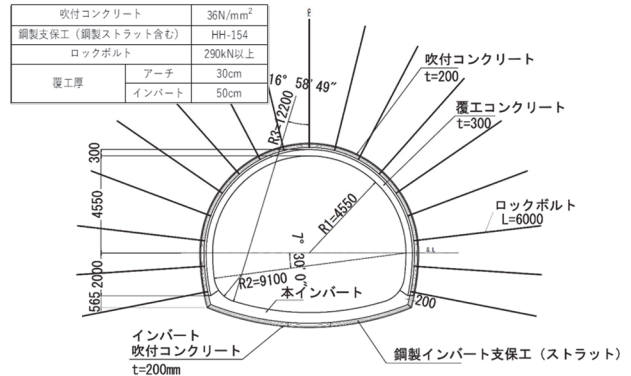


図-9 新支保パターン (E) 図



写真-2 新支保パターン (E) 施工状況

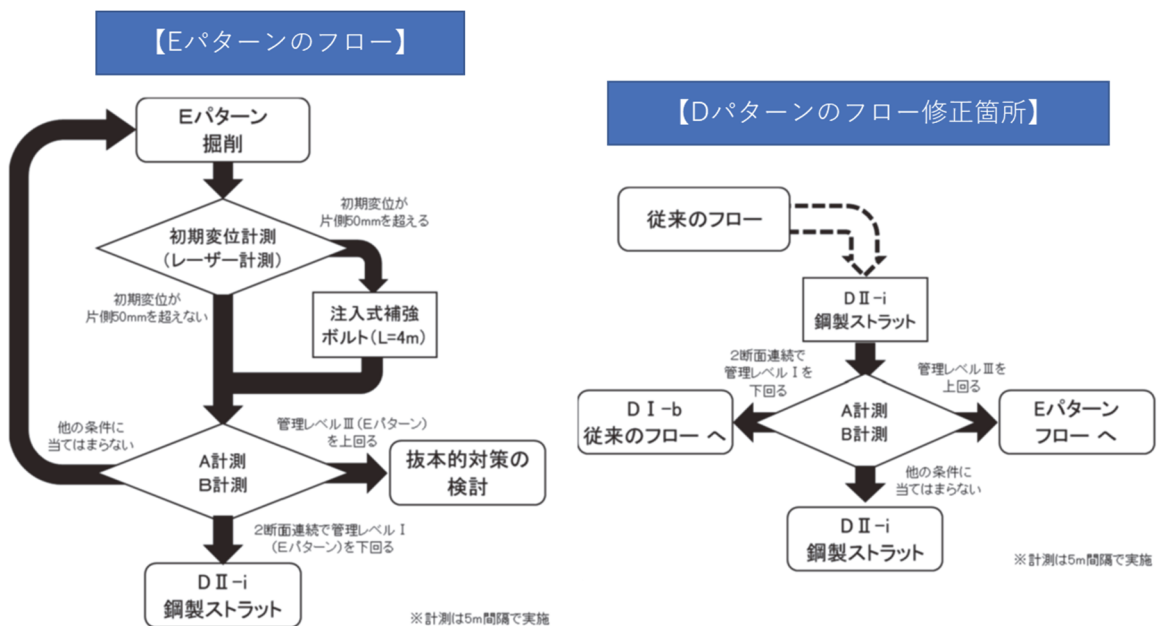


図-10 EパターンフローとDパターンフロー修正箇所

施工区間全線の中で鋼製ストラット併用 DII-i パターンで施工した区間は 46.0m, 新支保パターン E を適用した区間は 27.0m であった。膨張性を有した低強度地山区間を迅速な対応で掘削を完了できた。

5. まとめ

本事例では、膨張性を有した低強度地山区間が出現することを想定し、事前に対策のフローチャートを設定したことで、スムーズに対策工を採用することができた。さらに、想定を上回る変形・変状に対しては、二次元 FEM 解析を用いた逆解析・順解析を実施することで、早期に新支保パターンを立案し、安全かつ適切な支保構造で突破することができた。

なお、本検討では FEM (有限要素法) にて、非線形弾性モデルを用いて変位、応力、塑性化領域を推定し、変状対策の検討を行い、成果を得ることができた。一方で、FEM は塑性変形量がさらに大きく、塑性化領域の挙動が問題となる場合には、厳密に再現できる解析手法ではないという特徴があり、メッシュ構造が追従できない大変形に対しては、FDM (有限差分法) が適しているともいえる。今後、FDM や弾塑性モデルでの解析結果との比較を行い、施工にフィードバックする必要があると考えている。

トンネル掘削は 2021 年 7 月に到達を迎えたが、現在

(2022 年 7 月)のところで、膨張性区間における盤ぶくれなどの変状は見られていないが、今後も竣工まで長期的な変状にも注視して施工を続けたい。

本稿が類似するトンネル施工において、適切な支保構造検討の一助になれば幸いである。

謝辞：最後にこの場を借りて、多大なるご協力をいただいた関係各位に深く感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 土木学会：2016 年制定トンネル標準示方書[共通編]・同解説/[山岳工法編]・同解説, P45, 2016. 6.
- 2) 石田良二, 神藤健一:スメクタイトを含む軟岩の劣化防止に関する研究, 応用地質 35 巻 5 号 P2, 1994.
- 3) 伊藤孝, 赤木知之, 土山茂希:トンネルの切羽進行に伴う内空変位と地山のクリープ特性による変位の分離, 土木学会論文集, 第 418 号, pp279-282, 1990. 6.
- 4) 日本道路公団試験研究所:トンネルの標準設計に関する研究報告書-数値解析と施工実績の分析-, 1986.
- 5) 桜井春輔, 足立紀尚 共編, 鹿島出版会:都市トンネルにおける NATM, p35, 1992. 4.
- 6) 林貴博, 佐藤秀史, 橋本忠幸:蛇紋岩におけるトンネル支保構造の検討について, 第 55 回 (平成 23 年度) 北海道開発技術研究発表会, 2012. 2.

(2022. 8. 26 受付)

MEASURES FOR DEFORMATION OF EXPANSIVE LOW-STRENGTH LAPILLI TUFF SECTION

Kokuho SHIOYA, Takuya MIYAKE, Atsushi NOGUCHI and Masato NAITO

The main face geology in the Fukushima Hakase tunnel end point section construction (L=2,227m) was lapilli tuff, and the inclusion of smectite, which is an expansive mineral, was confirmed from a preliminary survey. In the pre-construction study, it was confirmed that the geology of this tunnel was similar to that of the expanded ground where the deformation occurred, and a procedure for implementing countermeasures was formulated in advance. At the time of construction, countermeasure work was carried out according to the procedure examined in advance, but since deformation occurred beyond expectations, the support structure was examined using two-dimensional FEM analysis. As a result, we adopted a new support pattern using high-standard steel support and high-strength sprayed concrete. In this paper, we report the countermeasures and construction results for defective found with expansion.