

脆弱な坑口部における追加地質調査に基づく安定対策の検討 Examination of stability measures based on additional geological surveys at fragile Tunnel portal

佐藤 宏飛*

Hirotaka Satou

八巻 大介*

Daisuke Yamaki

萱森 昇*

Noboru Kayamori

大谷 達彦**

Ootani Tatsuhiko

要 約

当工事は、福島県白河市南湖から豊地まで 5.9 km の国道 294 号白河バイパス整備事業のうち、トンネル 474 m を含む延長 611 m の工事を行うものである。トンネル掘削開始側の終点側坑口部付近は、特に脆弱な地質であり、標準的な NATM 工法での設計施工が困難であると判断された。そのため当初設計段階において FEM 解析を実施して、トンネル掘削前にトンネル上部よりセメント改良を行う計画であった。しかし、現地坑口部の地形が複雑に湾曲していることから正確な地質構造が把握できていない可能性があるため、工事着工後に追加の調査ボーリングを実施した。この追加地質調査に基づき、FEM 再解析を実施して、事前にトンネル掘削パターン変更を行い、安全にトンネル掘削を実施することが出来た。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 地質概要
- § 3. 当初設計時における終点側坑口部対策
- § 4. 追加調査結果
- § 5. FEM 解析を用いた安定検討
- § 6. 計測結果
- § 7. まとめ

§ 1. はじめに

1-1 工事の位置づけ

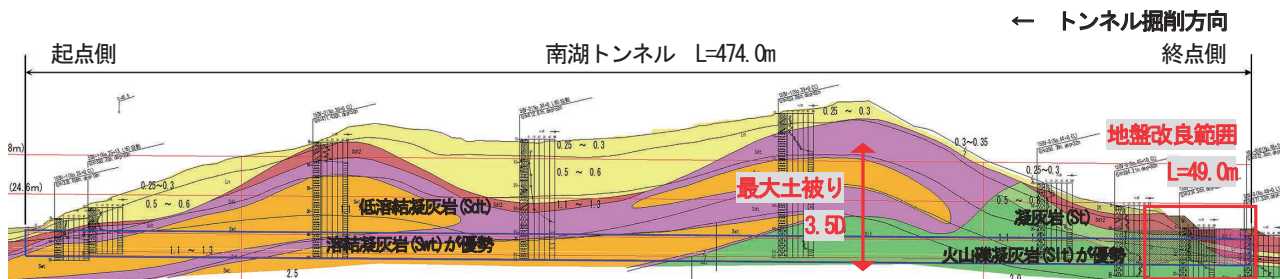
国道 294 号は、福島県白河市の中心市街地を通過する幹線道路で交通、ネットワークの要である。東日本大震災では、県南地域に大きな被害をもたらし、市街地では大渋滞が発生するなどの深刻な事態に陥ったため、国道 294 号白河バイパス整備事業を平成 26 年度から本格的に開始し、令和 5 年度までの供用を目標としている。五

郎窪トンネルは、白河市南湖から豊地までの 5.92 km の国道 294 号白河バイパス整備事業のうち、トンネル 474 m を含む延長 611 m の工事を行うものである。

なお、トンネル名称については令和 2 年 10 月に行われた地域住民等の公募により、「南湖トンネル」に決定しているため、以降文中では南湖トンネルと記載する。

1-2 工事概要

工事名 第 17-41330-0033 号
道路橋りょう整備（再復）工事（トンネル）
発注者 福島県 県南建設事務所
施工者 西松・壁巢特定建設工事共同企業体
工期 平成 30 年 3 月 23 日～令和 3 年 8 月 31 日
トンネル諸元 延長（掘削、インバート、覆工）474 m
内空断面積 96 m²
道路幅 14.5 m



図－1 地質縦断面図

* 北日本（支）五郎窪トンネル（出）

** 土木設計部

§ 2. 地質概要

図一1に地質縦断図を示す。南湖トンネルは、終点側の小田川層（火山礫凝灰岩（Slt），砂質凝灰岩（St））で構成される地層と起点側の白河火砕流堆積物（低溶結凝灰岩（Sdt），砂質凝灰岩（Swt））で構成される区間に大別される。

当トンネルは全線にわたり土被りが小さく（最大3.5D，平均2D程度，D：トンネル掘削幅），軟弱な地山であるためDⅠパターン163m（35%），DⅢパターン206m（43%），Eパターン103m（22%），トンネル全線で地盤改良やAGF等の掘削補助工法が設計段階より計画されていた。

§ 3. 当初設計時における終点側坑口部対策

3-1 終点側坑口部の補助工法

掘削開始側の終点側坑口部は，当初設計段階で坑口付近（測点No.45～49間）において鉛直6箇所，水平1箇所のボーリングが実施されており，非常に軟質なLm層（礫混じり火山灰質粘性土），Sdt2層（火砕流二次堆積物），St層（砂質凝灰岩），Slt層（火山礫凝灰岩）で構成されていることがわかっていった。その中でも細粒で礫の少ない砂質凝灰岩（St層）は，一軸圧縮強度 0.069 N/mm^2 （N値3～6，地山強度比0.1）と非常に脆弱であるため，標準的なNATM工法での坑口施工が困難であった。そこで，FEM解析が実施され（表一1），トンネル内からの補助工法だけでは支保応力が不足すると判断し，トンネル外より地盤改良を行う設計となった。なお，地盤改良は経済性を考慮し，トンネル外周4mの範囲をセメント改良（深層混合処理）する工法が採用されていた。

表一1 解析ケース一覧（当初設計）

解析 ケース	支保 パターン	補助工法	変位 支保応力
Case1	DⅢ	地盤改良（改良範囲：矩形5m） 当初計画	変位：○ 応力：○
Case2	DⅢ	地盤改良（改良範囲：矩形4m）	変位：× 応力：○
Case3	DⅢ	地盤改良（改良範囲：トンネル外周4m）	変位：○ 応力：○
Case4	DⅢ	地盤改良（改良範囲：トンネル外周4m，Tlin 内改良無），早期閉合	変位：○ 応力：○
Case5	DⅢ	長尺鋼管2段，鏡ボルト，早期閉合	変位：○ 応力：×
Case6	DⅢ	長尺鋼管2段，鏡ボルト，早期閉合，高強度 吹付けコンクリート	変位：○ 応力：×

3-2 終点側坑口部の地盤的特徴

終点側坑口付近はセンター付近が谷型に落ち込んだ埋没地形になっており，谷部分に埋積した火砕流堆積，火山降下物によって複雑な地層序列をなしている。終点側坑口部の地盤の特徴について，下に列挙する。

- ・終点側坑口部では，N値50以下の部分があり支持力不足によるトンネル沈下の可能性がある。
- ・浸水崩壊度がD評価のため湧水により地山が劣化し，地山崩壊を起こす懸念がある。

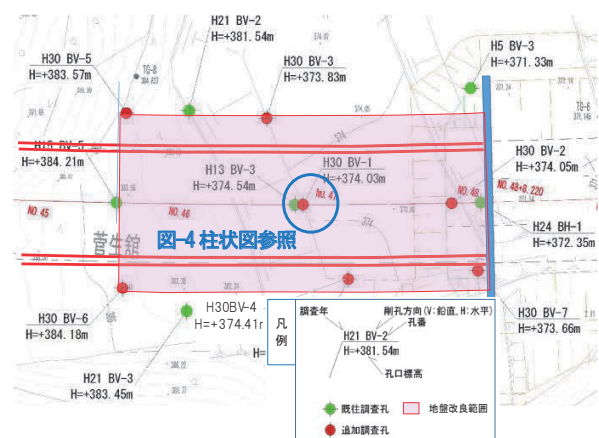
- ・地表面は旧表土が堆積していて，層厚5m程度は風化により非常に軟質となっている。
- ・基盤岩と評価されているSlt層の標準貫入試験の結果は，N値が4～136の範囲にあり，平均値は49.5，標準偏差は27.1となっていて，N値の分布は広範囲にわたりばらつきが多い。
- ・Slt層の原位置試験の孔内試験から求めた変形係数は $26.6\sim 134\text{ MN/m}^2$ である。ただし，試験はN値30以上の箇所で行っており，N値30以下の地層に対しては，変形係数が現位置で確認できていない。
- ・谷型の埋没地形になっているため，前後左右の地質が異なり，縦断方向のボーリングでは正確な地層状況を把握することが困難である。

以上のことから，正確な地層境および強度特性の再評価を図った。

§ 4. 追加調査結果

4-1 追加ボーリングの実施

工事入手後，地盤改良箇所の地質を正確に把握するため中央左右3点×3列の不足箇所7点のボーリング調査を図一2に示す位置で実施した。その結果を用いて，終点側坑口付近の3D地質モデルを作成した。さらに，地盤改良の施工計画を行うために，改良対象地盤の配合試験試料採取および強度特性の試験を実施した。



図一2 調査ボーリング位置図

4-2 追加ボーリング調査結果

追加調査ボーリング（削孔径φ86mm）に基づき作成した3次元地質モデルを図一3に示す。追加ボーリングより，次の結果が得られた。

- ・既往ボーリング調査（H13 BV-3）から1.0mしか離れていない追加ボーリング調査（H30 BV-1）で地層厚に相違がある（図一4）。このことから，地層境の起伏が大きいことがわかった。
- ・当該坑口では，火山礫凝灰岩（Slt層）が基盤岩と評価されている。図一5に示すように，Slt層のうち5.0m程度まではN値が30以下の地質となっている。深くなるほどN値が大きくなり，コア形状が礫状・岩片状～短柱状～棒状と変化する。

- ・既往ボーリング調査と追加ボーリング調査の Slt 層の N 値を比較すると、追加ボーリング調査では、N 値 30 以下、N 値 100 以上の頻度が多く、ばらつきが大きい結果となった（図-6）。

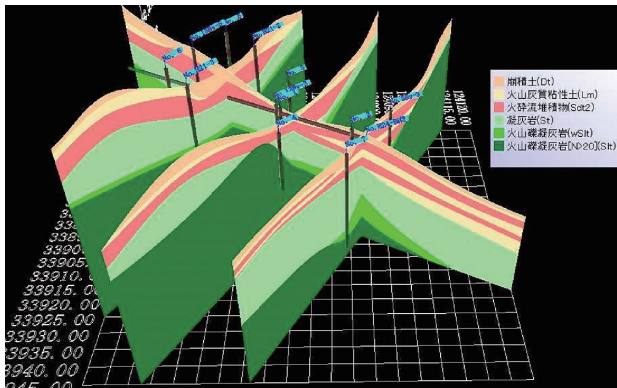


図-3 3D 地質モデルの標示例

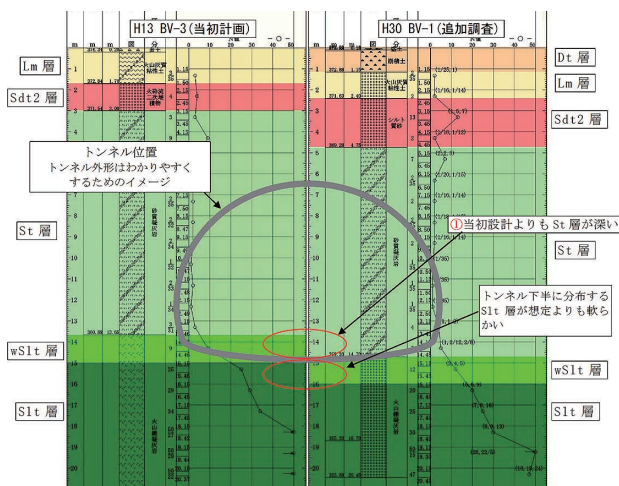


図-4 H13 BV-3 および H30 BV-1 柱状図

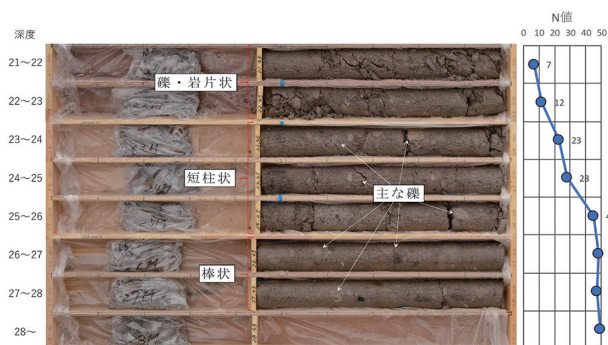


図-5 H30 BV-6 の Slt 層コアおよび N 値

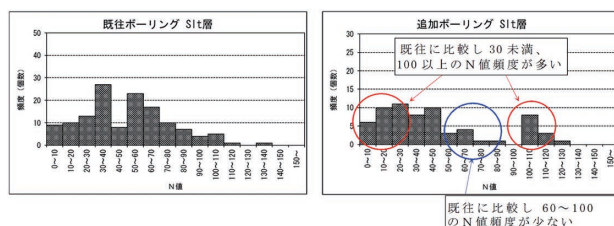


図-6 Slt 層の N 値頻度分布

4-3 室内岩石試験

基盤岩とされている Slt 層を対象とし、追加ボーリングにおいて得られたコアを用いて、変形係数を得る目的で室内岩石試験を行った。物理性状を把握するために、土粒子の密度、自然含水比、粒度、液性・塑性限界試験を、力学性状を把握するために三軸圧縮試験を実施した。

なお、三軸圧縮試験は、孔内水平載荷試験と違い応力解放されたコアに対して、圧縮試験前に圧密圧力をかけ地中での応力状態を再現するため、圧密非排水の CU 条件とした。

FEM 解析では Slt 層の評価がポイントになると判断した。Slt 層は N 値のばらつきが大きいので、追加試験では N 値 < 20, 20 ≤ N 値 < 30 の 2 つにグルーピングして詳細な評価を実施することにした。そして、それぞれのグループについて 3 回の試験を行った。

4-4 室内岩石試験結果

室内試験結果を表-2 に示す。試験結果を要約すると下記の通りである。

- ・三軸圧縮試験の変形係数の平均値は、20 ≤ N 値 < 30 では、既往孔内載荷（N 値 31～68）の試験値平均値と同等以上の変形係数を得た。一方、N 値 < 20 の三軸圧縮試験の変形係数は、既往孔内水平載荷試験結果（N 値 31～68）の平均値よりも低い値となった（表-3）。
- ・N 値 < 20 の三軸圧縮試験で得られた試験結果から内部摩擦角を求めると、内部摩擦角がマイナスの値となったため、今回の試験結果のみでは内部摩擦角は評価できないと判断した（図-7）。

4-5 Slt 層の物性値についてのまとめ

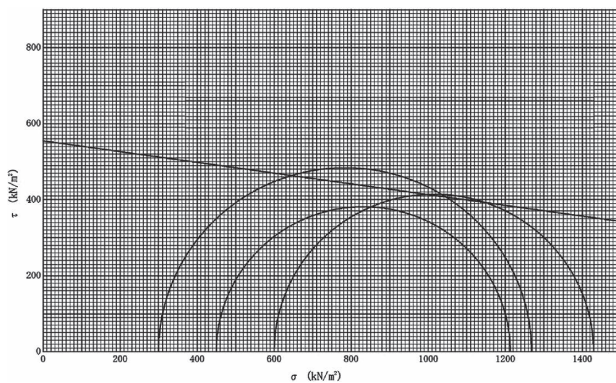
追加調査により、終点側坑口部に分布する Slt 層の上

表-2 室内試験結果

試料番号		N < 20 (wSlt層)				20 ≤ N < 30 (Slt層)			
		No.1				No.2			
		1	2	3	4	1	2	3	4
一般	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.591	1.588	1.530	1.569	1.523	1.510	1.596	1.467
	飽和密度 ρ_d (g/cm ³)	1.671	1.663	1.621	1.663	1.638	1.596	1.684	1.582
	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.635	2.635	2.635	-	2.635	2.635	2.635	-
	自然含水比 w (%)	47.0	48.6	52.8	46.9	48.0	57.2	44.7	56.4
	間隙比 e	1.435	1.465	1.632	-	1.561	1.742	1.389	-
粒度	飽和度 Sr (%)	86.3	57.4	85.3	-	81.0	86.5	84.8	-
	機分 (%)	0.0	-	-	-	4.9	-	-	-
	砂分 (%)	37.0	-	-	-	42.0	-	-	-
	シルト分 (%)	40.2	-	-	-	39.6	-	-	-
	粘土分 (%)	22.8	-	-	-	13.5	-	-	-
コンシ デンス 特性	液性限界 W_L	37.6	-	-	-	NP	-	-	-
	塑性限界 W_P	29.9	-	-	-	NP	-	-	-
	塑性指数 I_p	7.7	-	-	-	-	-	-	-
分類	地盤材料分類名	砂質シルト (低液性限界)				砂質シルト			
	分類記号	(MLS)				(MS)			
三軸	試験条件	CU				CU			
	圧密圧力 σ'_c (kN/m ²)	300	450	600	300	300	450	600	300
	変形係数 (kN/m ²)	51.3	57.9	71.1	50.0	75.0	107	93.1	118
	粘着力 C (MN/m ²)	555.1				199.8			
	内部摩擦角 ϕ (度)	-8.1				21.6			

表－3 変形係数比較

試験種別	N値範囲	変形係数(MN/m ²)	
		範囲	平均
既往	一軸	8～107	2.2～398
	孔内載荷	31～68	26.6～134
追加	三軸CU	～30	50.0～118
		～20	50.0～51.3
		20～30	75.0～118



図－7 Slt 層 (N≤20) モール円

表－4 Slt 層の 変形係数と N 値

N値範囲	変形係数(MN/m ²)
～20(三軸)	20.0～51.3(平均50.7)
20～30(三軸)	75.0～118(平均96.5)
30以上(孔内載荷)	26.6～134(平均83.6)

部の地層は脆弱岩盤が存在することが確認された。また、追加調査で得られた変形係数値は表－4のとおりであり、N 値<20 地層においては、既往調査の平均値よりも低い変形係数が得られている。

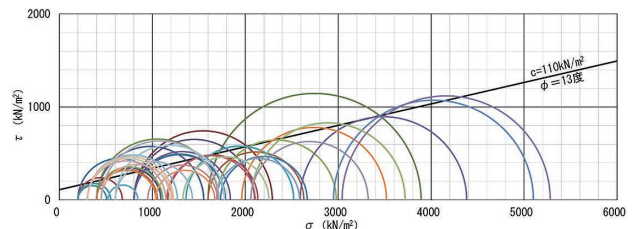
以上より、終点側坑口部において Slt 層は、N 値 20 以下の地層は既往調査とは強度特性が異なるものと判断し、N 値 20 未満の地層については火山礫凝灰岩風化部 (wSlt 層) として区別することとした。

追加調査結果を受け火山礫凝灰岩 (wSlt, Slt 層) の地質物性値を検討した。既往報告で Slt 層は水による地山劣化が示唆されていることから、孔内水平載荷試験では、削孔水の影響により強度低下が生じていた可能性があると考えた。一方、水の影響が少ないと考えられる採取コアを用いた試験では、コアを取り出した際に応力解放の影響を受けている可能性が否定できない。このため、追加調査では前述したように、CU 条件での三軸圧縮試験を実施し、圧密過程は現状土被り圧を想定した圧密圧力 300 kN/m² を作用させ応力解放の影響除去を図った。

N 値が概ね 10 以下の箇所は、採取されたコアは土砂化しているため、三軸圧縮試験に必要なコア長が採取できず、物性値は得られなかった。そこで、N 値 10 以下の脆弱部の物性値評価に当たっては準岩盤圧縮強度の考え

方を準用した。なお、ポアソン比、単位体積重量については既往提案値とした。

粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ については、図－7 のように今回の試験結果のみでは評価できないため、既往および追加調査の結果を包括した (図－8)。この分析結果からも、試料ごとにばらつきが多く存在する結果となったが、全試料のモール円に対して概ね安全側に一意の接線を決定し、 $c=0.11$ MN/m²、 $\phi=13$ 度が妥当である判断した。

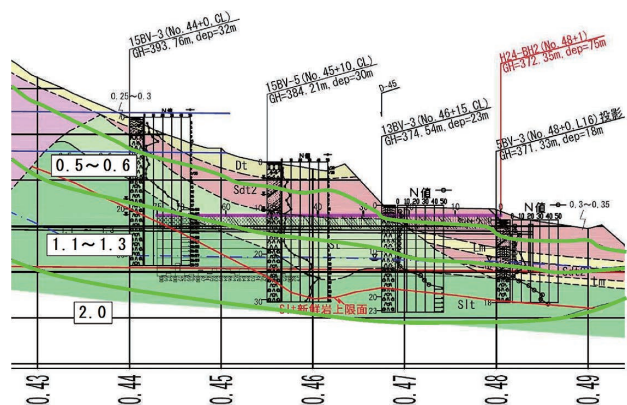


図－8 Slt 層全試料モール円集積図

次に初期変形係数 D_0 については、今回試験では前述したように N 値の範囲を $N \leq 20$ 、 $20 \leq N < 30$ に区別して評価した。表－2 より、No.1 の圧密応力 300 kN/m² および No.2 の圧密応力 300 kN/m² のケースの変形係数を採用し、wSlt 層 ($N \leq 20$) の初期変形係数を 50 kN/m² とし、Slt 層については既往試験の平均値を丸めた 80 kN/m² を採用した。

地山の一軸圧縮強度は、亀裂の存在が無視できる地山においては、試料の一軸圧縮強度を適用できるが、亀裂の影響が大きい地山には準岩盤圧縮強度を用いることが適している。既往調査の地層縦断面図 (図－9) には準岩盤強度が示されており、終点側坑口付近では Slt 層で 0.1 が設定されている。前述したようにコアの採用が出来ない脆弱部については、この準岩盤強度を参考にして粘着力及び変形係数を設定した。

以上より検討された地質物性値を表－5 にまとめた。



図－9 終点側坑口付近の地層縦断面図

表－5 地質物性値

地層	記号	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	粘着力 (MN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	初期変形係数 D_0 (MN/m ²)	ポアソン比 ν
火山礫凝灰岩風化部	wSlt	16.4	0.11[0.01]	13	50.0[5.0]	0.3
火山礫凝灰岩	Slt	16.4	0.11	13	80.0	0.3

[] は準岩盤圧縮強度を準用した場合の物性値
既往物性値は $c=0.07$ MN/m²、 $\phi=25^\circ$ 、 $D_0=90$ MN/m²

§ 5. FEM 解析を用いた安定検討

5-1 検討断面

当トンネル工事においては非常に軟弱な地山であるため、標準支保パターンを用いる標準的な経験的手法では設計を行うことが困難であった。そのため、当初設計において解析的手法を用いた設計を採用している。工事着手後の追加地質調査に基づく検討においても、解析的手法により安定検討を実施することとした。FEM における安定検討の実施位置は次のとおりである（図-10）。

①断面

当初設計では FEM 解析を実施していない位置であるが、当初設計時に考慮していない wSlit 層がトンネル下方に分布しているため再解析を実施する。また、②断面とは地盤改良範囲が違っている。

②・③断面

当初設計時の FEM 解析を実施した位置と同じであるが、地質条件および地盤改良範囲の変更となるため、FEM 再解析を実施する。

5-2 解析結果

- (1) 断面①：天端沈下量は 26.6 mm と許容値 (51.6 mm) を下回る解析結果となった。施工時の計測管理等で異常値が確認されない限り、追加対策等は不要であると判断した。
- (2) 断面②：許容沈下量として設定した 51.6 mm を上回る 80.7 mm が生じる結果となった。改良範囲が天端か

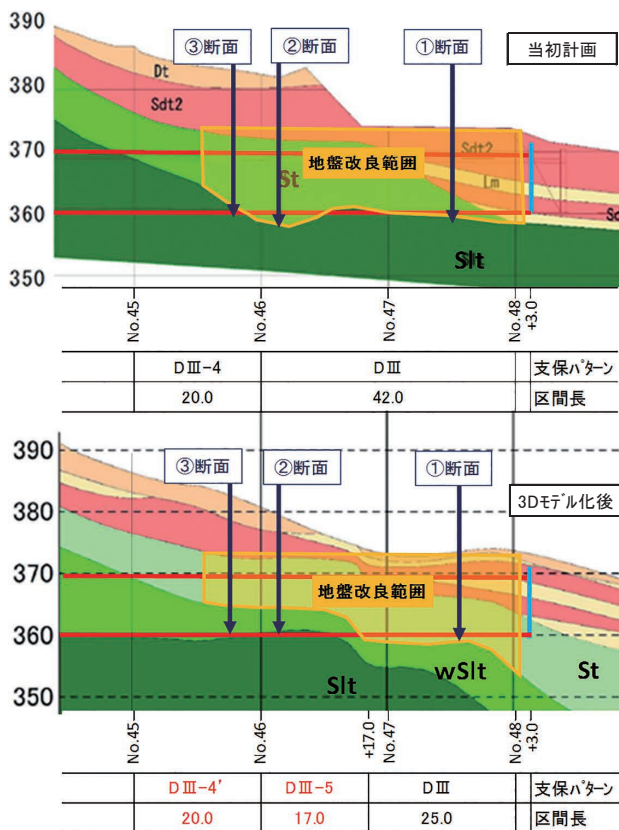


図-10 トンネル支保構造検討位置図

ら上半肩部までであるため、天端の安定は確保できると考えるが、早期閉合により沈下抑制を図る必要があると判断した。吹付けコンクリートのみの早期閉合では、下半脚部鋼製支保工応力が許容値を超過する解析結果となった。そのため、インバートストラットを設置して、発生応力を許容応力度以下とし、インバートストラット有りの早期閉合案を採用した。

- (3) 断面③：図-11に示すとおり当初支保構造では許容沈下量として設定した 114.6 mm を上回る変位（天端沈下 180 mm）が生じる解析結果となった。そのため、断面②と同様に早期閉合により変位を抑制する必要がある。早期閉合により沈下量抑制は可能であったが、発生応力を許容応力度以下にするために、高規格支保工を採用することとした。早期閉合と高規格鋼製支保工を用いたインバート構造により、許容値を満足する結果となった。

以上より、支保パターンは DIII-4' および DIII-5 を新たに設立して、図-12, 13 のように支保パターンを見直した。表-6 に支保パターンの見直し結果を整理する。

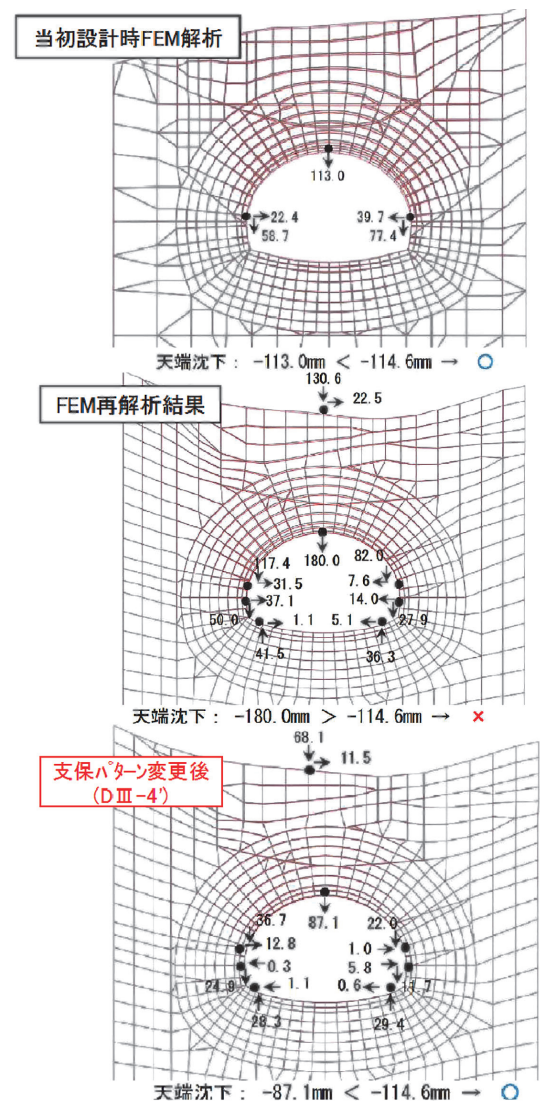


図-11 当初支保構造による FEM 解析結果（③断面）

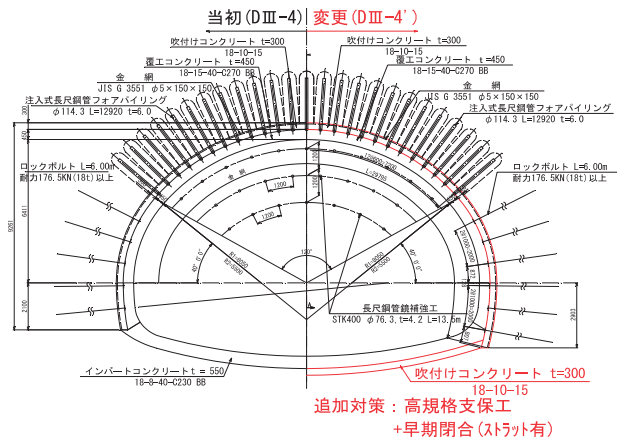


図-12 DIII-4' 支保パターン図

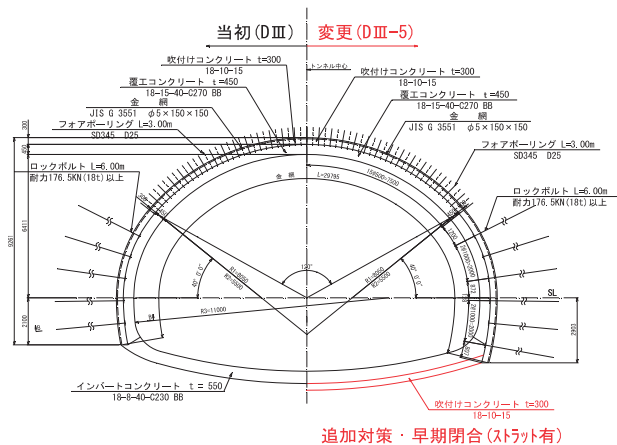


図-13 DIII-5 支保パターン図

表-6 FEM 解析結果

断面		支保 パターン	支保工	吹付コンクリート	追加対策工 他
断面①	当初	DIII	H250 SS400	30cm 18N/mm ²	—
	変更	DIII	H250 SS400	30cm 18N/mm ²	当初変更なし
断面②	当初	DIII	H250 SS400	30cm 18N/mm ²	—
	変更	DIII-5	H250 SS400	30cm 18N/mm ²	早期閉合(ストラット有)
断面③	当初	DIII-4	H250 SS400	30cm 18N/mm ²	—
	変更	DIII-4'	H250 SS540	30cm 18N/mm ²	早期閉合(ストラット有)・高規格支保工

§ 6. 計測結果

今回の追加調査により、支保パターンの見直しを行った結果、図-14, 15に示すようにA計測による天端沈下・内空変位状況は、インバートストラットの施工を境に天端沈下・内空変位が収束傾向を示したことが確認できた。非常に脆弱な地山の掘削であったが、追加対策を必要としない管理レベルⅡ以下で収束し、掘削を完了することが出来た。

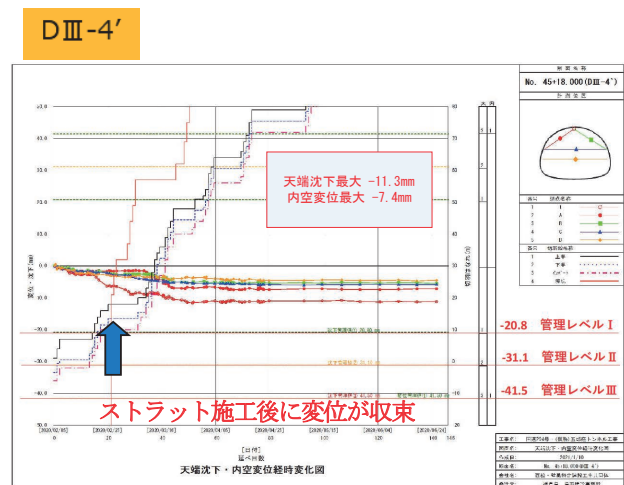


図-14 A計測データ (DIII-4')

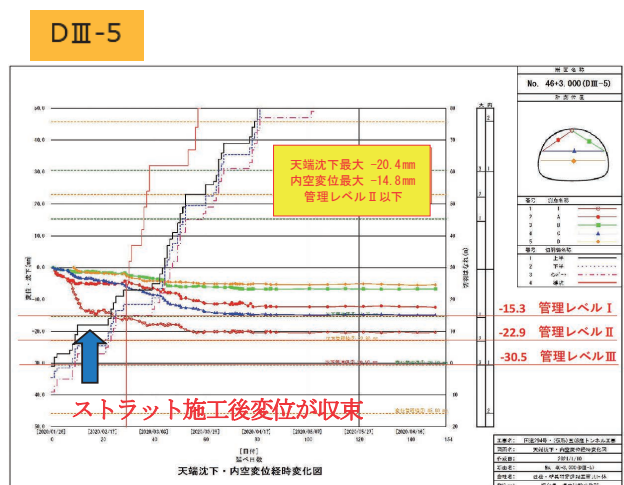


図-15 A計測データ (DIII-5)

§ 7. まとめ

南湖トンネルのように脆弱地山のため一般的な標準パターンの適用が出来ない場合は、FEM解析を用いた設計・変更手法は有効であることが確認できた。

しかし、FEM解析を用いる際は、詳細な地質データの採取と解析条件の設定が重要であること、また支保パターンの決定まで時間とコストが必要になることなどが課題として挙げられる。今後の同様な工事の参考になれば幸いである。