

軟弱地山のトンネル施工における切羽確認および現地踏査の重要性について

長崎河川国道事務所 ◎諏訪園 和彦  
 ○浅房 和利  
 ●小辻 英俊  
 ●上ノ原 信幸

1 まえがき

西九州自動車道は、福岡市を起点として、唐津市・伊万里市・松浦市を経由して武雄市に至る延長約 150km の高規格幹線道路であり、九州北西部の地域経済の活性化、高速定時性の確保に大きく貢献する道路である。本発表は、西九州自動車道のうち伊万里松浦道路に計画された調川トンネル 2 号の建設を通じて、軟弱地山のトンネル施工における切羽確認および現地踏査の重要性について報告するものである。



図-1 トンネル位置図

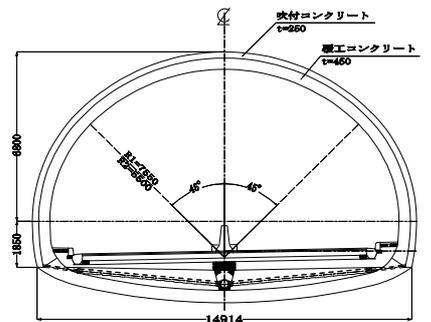


図-2 DIIIパターンの標準断面図

2. 工事概要

表-1に調川トンネルの工事概要を示す。

表-1 調川トンネル 2 号概要

工事名称	長崎 497 号 調川トンネル 2 号新設工事	支保パターン図	
施工場所	長崎県松浦市調川町地先～大浜地先		
工期(施工)	平成 26 年 3 月 12 日～平成 28 年 3 月 21 日		
発注者	国土交通省 九州地方整備局		
受注者	地質調査		川崎地質株式会社
	詳細設計		日鉄鉦コンサルタント株式会社
	施工		株式会社 安藤・間
トンネル諸元	地質		砂岩泥岩互層 (新第三紀中新生中期～前期佐世保層群)
	トンネル延長		336.0m
	内空断面		99 m <sup>2</sup>
	掘削方式		機械掘削
	補助工法		ミニベンチカット工法 ウィングリップ+レッグパイル インバート吹付 増しロックボルト 注入式長尺鋼管フォアパイリング 注入式長尺鋼管鏡ボルト

### 3. 地形・地質概要

#### 3.1 地形概要

長崎県北西部の北松浦半島の北東部では、標高 50~120 m の丘陵地が海岸線の近くまでせまり、海岸沿いの平野はほとんど発達していない。本トンネルは、この海沿いの丘陵地に計画されたものである。

#### 3.2 地質概要

本トンネルの地質は、新生代新第三紀中新世中期～前期佐世保層群の黄褐色を呈する砂岩 (Fss) および灰色を呈する泥岩 (Fmd) であり、一部泥岩中に黒褐色を呈する炭層 (t=10~50cm 程度、3 条) を挟在する (図-3)。砂岩の岩片自体は比較的硬質であるものの、風化が進行し亀裂が多く発達する。これに対して泥岩は新鮮であるもののスレーキング性を有し、掘削に伴う応力解放や地質境界からの滴水などにより軟質化する傾向を示す。

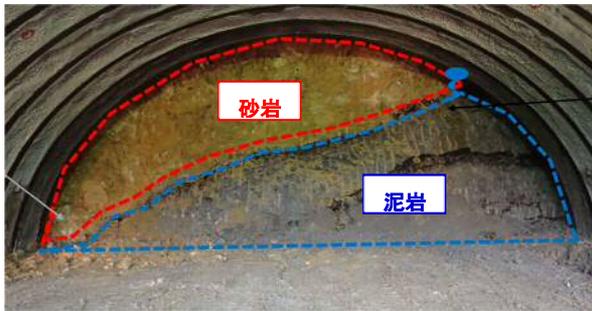


写真-1 切羽状況 (NO.816+5.8)



写真-2 トンネル脚部に出現した泥岩

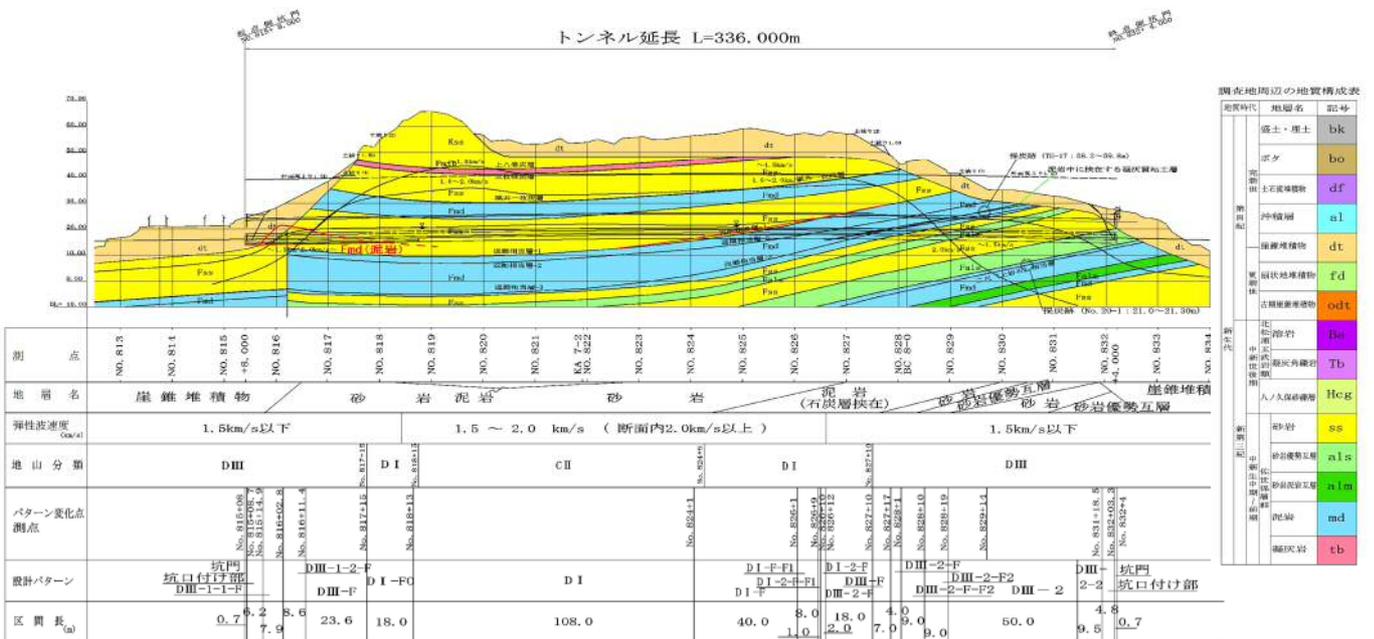


図-3 地質縦断面図

### 4. 起点側坑口部で発生したトンネル沈下について

#### 4.1 変位状況

起点側坑口からトンネル掘削を開始し、NO.817+9.4 (TD.40.7m) まで上半掘削が完了した時点で、NO.816+15.0 (TD.26.3m) 付近を中心に天端沈下・脚部沈下が増大した。この区間の支保パターンは DIIIパターンで、NO.815+14.9~NO.816+2.8 (L=7.9m) 間においては上半盤に未固

結の崖錐堆積物が分布し、脚部地盤の支持力が確保できないことから、脚部補強工としてウインググリブ付き鋼製支保工（H-200）と脚部補強パイル（φ114.3mm、L=5m）が計画されていた。一方、天端沈下・脚部沈下が増大した NO.816+15.0 付近においては特別な沈下対策工は計画されていなかった。

図-4 に、各計測断面における天端沈下量を示す。また、表-2 に、天端沈下量、脚部沈下量、および内空変位量を示す。NO.816+15.0 では、天端沈下量が-94.7mm、右脚部の沈下量が-97.9mm、左脚部の沈下量が-59.4mm であった。左脚部の沈下量に比べて右脚部の沈下量が大きくなったのは、右脚部に軟質な粘土を挟む泥岩層と炭層が分布していたためと考えられる。

内空変位量は、最大でも-20.5mm 程度で、沈下量に比べて小さかった。また、吹付け面、ロックボルトプレート、および鋼製支保工の変状も確認されなかったことから、側面からの荷重は小さいと考えられる。

変位速度に着目すると下半掘削時の変位速度は 3mm/日程度なのに比べて、上半掘削時の変位速度は、8mm/日程度と 2 倍以上であった。

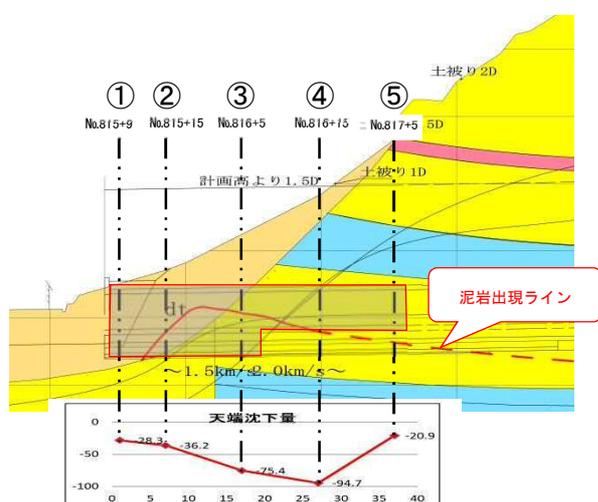


図-4 計測位置および沈下量

表-2 変位測定結果一覧

断面	測点	土被り (m)	切羽離れ (m)	沈下量(mm)			内空変位量 (mm)
				天端沈下	左脚部沈下	右脚部沈下	
①	No.815+9.0	0.0	39.4	-28.3	-11.3	-8.0	-21.4
②	No.815+15.0	2.4	33.4	-36.2	-25.4	-41.2	-8.5
③	No.816+5.0	6.3	23.4	-75.4	-46.1	-78.9	-11.6
④	No.816+15.0	11.3	12.4	-94.7	-59.4	-97.9	-20.5
⑤	No.817+5.0	14.9	3.4	-21.0	-14.9	-18.3	-3.7

## 4.2 発生原因の推定

### 4.2.1 想定外の地質の出現

起点側坑口部の NO.816+15.0 付近では、当初計画では切羽全面に岩盤等級 CL 級で比較的硬質な砂岩が分布すると想定されており、特別な沈下対策工は計画されていなかった。しかし、実際にはトンネルの脚部付近には軟質な泥岩が広く分布していた。この泥岩は、一軸圧縮強度は 6.4 ~ 11.6N/mm<sup>2</sup> 程度であったが、スレーキング性を有し、湧水箇所では短時間で軟質化するという特徴を有していた。

### 4.2.2 トンネルの上載荷重

トンネルの沈下が最も大きい NO.816+15.0 (TD.26.3m) は、土被りが 11.3 m と小さいため、グラウンドアーチの形成が困難である。さらに、地表面からトンネル天端付近まで崖錐堆積物が厚く堆積している。このため、この区間においては、大きな緩み荷重が支保工脚部に集中して作用したものと考えた。

### 4.2.3 トンネル沈下の原因

4.2.1、4.2.2から、本トンネルのトンネル沈下の原因は、トンネル脚部に想定外に出現した泥岩が湧水によるスレーキングにより軟質化し、脚部地盤の支持力が低下したためであると推定した。

### 4.3 トンネル沈下対策

#### 4.3.1 対策工の検討

対策工は、トンネル脚部に集中する荷重を、インバート施工によるトンネル断面閉合で荷重を分散させることが有効であると判断した。図-5に概要を示す。断面の閉合にあたっては、本体インバートとインバート吹付けのいずれかが考えられた。

本体インバートを施工するためには、1スパン10.5 mを一度に掘削する必要がある。また、DⅢ区間の本体インバートは有筋であることから、コンクリートを打設して断面を閉合するまでの時間が長くなり、沈下量の増大が懸念された。

一方、インバート吹付けの施工は、通常のトンネル施工機械を使用して作業でき、掘削後、2 m毎で早期にトンネル断面を閉合できることから、変位抑制効果は高い。

以上から、インバート吹付けにより断面を併合することとした

#### 4.3.2 対策工の実施

対策工の実施にあたっては、図-6に示すフロー図に従って管理することとした。

上半掘削時に天端沈下量が管理レベルⅠを上回った場合は、上半掘削を中断し、下半掘削を施工する。そして、下半掘削が完了しても沈下が抑制されず沈下量が管理レベルⅡを上回った場合は、インバート吹付けによる早期閉合を実施する。

また、インバート吹付けを施工しても沈下が抑制されず、沈下量が予想外に増大した場合や支保工に変状が発生した場合には、追加調査や補助工法の追加など改めて対策を検討することとした。

#### 4.3.3 対策工の実施結果

天端沈下・脚部沈下が増大したNO.816+15.0付近は、インバート吹付けによる早期閉合を実施後、トンネルの沈下は収束した。図-7に計測結果を示す。

以奥の施工においても、トンネルの天端沈下・脚部沈下が増大する区間があったが、早期閉合と上げ越し量の管理により縫い返し等の変状対策を施すことなく、無事に貫通させることが出来た。

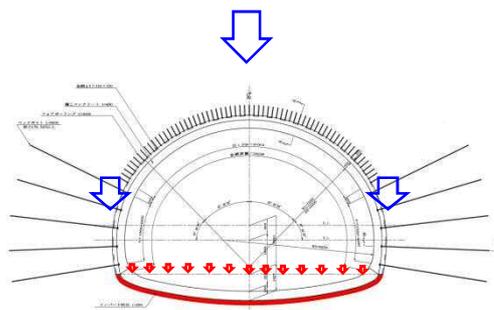


図-5 沈下対策工の概要図

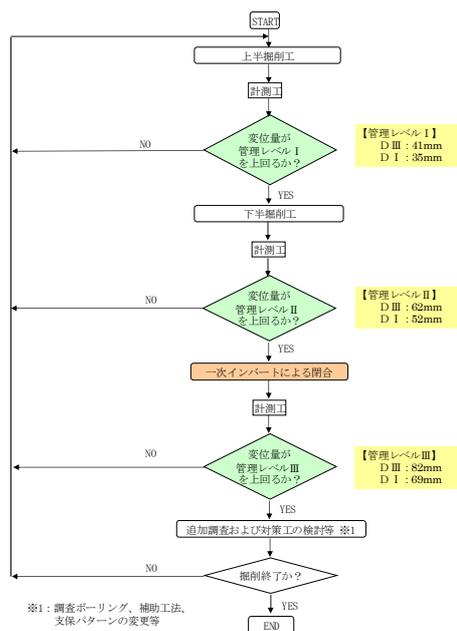


図-6 沈下対策工の実施フロー

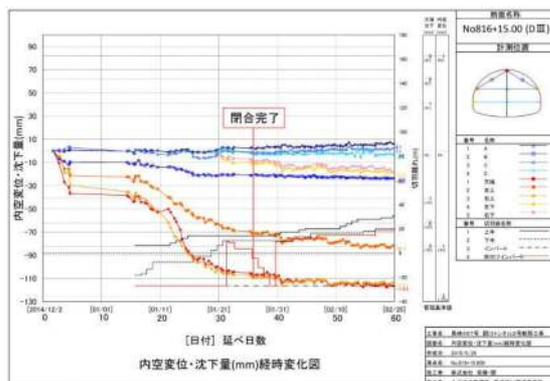


図-7 計測結果 (NO.816+15.0)

## 5.1 現地踏査および事前調査結果による対策実施について

今回の工事で、現地踏査の結果により、以下の2項目が確認され、その結果を踏まえて対策を実施した。

### ① 坑内から発生する騒音の拡散

当現場の防音対策は、技術提案により、トンネル坑口の側方で近接している民家に対して、防音壁H=4.5m減音装置付を設置し対策が施されていた。

トンネル坑内で発生する騒音は、トンネルのメガホン効果によりトンネル正面の上部に反響する。当初計画では、トンネル正面上部の民家まで影響は想定しておらず、計画していなかった。

しかし、現地踏査を行った結果、トンネル坑口と民家の間には障害物がほとんどなく、トンネル坑内で発生する騒音（作業員の声掛け合図）が聞こえていた。

この対策として、騒音低減効果を検討して坑口部に防音バルーンを設置した。



図-1 騒音確認位置平面図

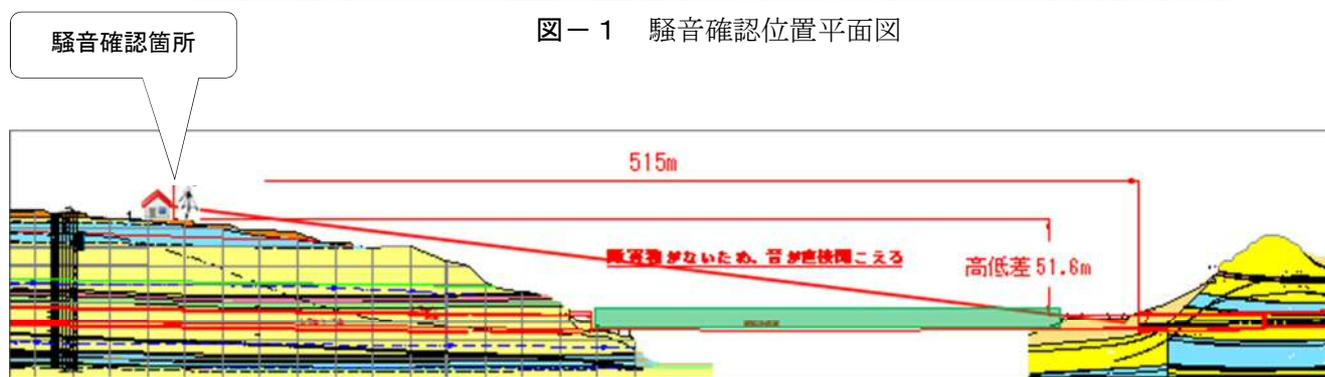


図-2 騒音確認位置側面図

### ② 表層すべり跡

土被りが薄いトンネルは、地表部の地形変化に伴う地質変化、および降雨による坑内湧水増加等の影響を受け易い状態となる。

今回、図-1、写真-1に示すような表層すべり箇所が確認された。

表層すべり跡部の横断測量を実施し、トンネル掘削面までの距離を確認した。その結果、トンネルを安定させるために必要な土被り22.95m (1.5D) が確保できない状態であった。さらに表層すべり跡であるため上部はオーバーハングした状態で非常に不安定であった。対策として、調査ボーリングを行い、地質状態を確認し長尺鋼管フォアボーリング (AGF) によるトンネル上部のゆるみ抑止と地表伸縮計による観測施工を行った。

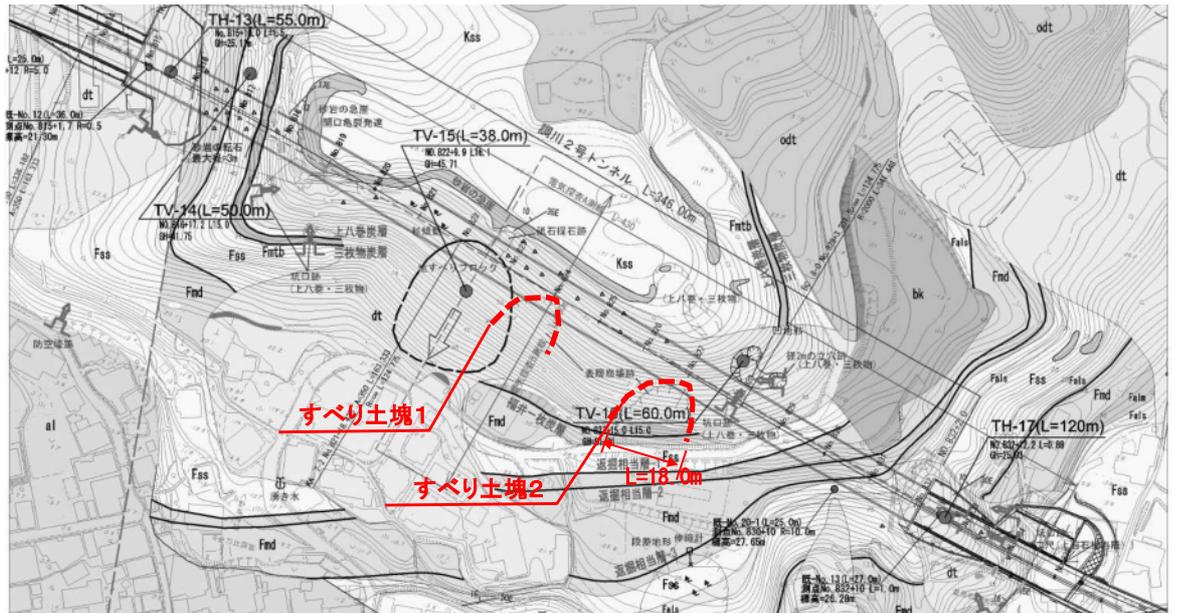


図-1 表層すべり位置



写真-1 すべり土塊1



写真-2 すべり土塊2

## 6. おわりに

今回、調川トンネル2号の起点側坑口部で発生したトンネル沈下は、想定外の地質が出現した影響で大きな沈下が発生したが、適切な対策工を実施することにより沈下を抑制することができた。今回の施工事例の報告が、今後の同種工事の計画や施工の参考になれば幸いである。

また、事前の現地踏査結果により発見した異常を異常と受け止め対応したことで、工事を止めることなく進めることが出来たと考えている。

今回上げた事例だけでなく、地元対応においても、事前協議をしっかりと行い、遅延なく対応することが工事を円滑に進めるためのコツだと考える。

最後に本工事の施工にあたり、ご指導・ご協力を頂いた関係各位の方々に深く感謝申し上げます。