

# 県道直下および重要構造物近接条件でのトンネル施工

## Tunnel Construction under the Conditions of under the Prefectural Road and Closed Important Structures

山下 和也\*1 蓮池 巧\*1  
Kazuya Yamashita Takumi Hasuike  
富澤 直樹\*2 永田 常雄\*2  
Naoki Tomisawa Tsuneo Nagata

### 要旨

(国)362号(仮称)青部トンネルは延長324mの2車線道路トンネルである。終点側(発進側)から中央部には、本来であれば発破工法を適用する硬質な頁岩が分布したが、トンネル直上に存在する3基の送電鉄塔や鉄道トンネルへの発破振動の影響を考慮して、切削能力の大きい300kw級自由断面掘進機による機械掘削工法を適用した。近接する重要構造物について綿密な計測管理を実施し、変位などの計測値が許容値内に収束したことを確認した。起点側(到達側)には巨礫混じりの段丘堆積物が分布し、土被り約20mで県道がトンネル上部に存在することから、掘削に先立って到達側坑口部より長尺鋼管先受け工法(トレヴィチューブ工法)を施工した。また、坑内側の頁岩と坑口部の段丘堆積物の境界付近から長尺鋼管先受け工法(AGF工法)を施工して、県道の沈下等計測値を許容値内に収めながら、安全にトンネルを掘削することができた。

本報告は、起点側におけるトンネルおよび重要構造物の計測管理と終点側における補助工法を使用したトンネル掘削について報告する。

キーワード：近接施工 計測管理 補助工法 トレヴィチューブ工法

## 1. はじめに

(国)362号(仮称)青部トンネルは、国道362号線の元藤川から崎平の区間における行楽シーズンの渋滞の解消や災害時の安全な迂回ルートの確保などを目的として整備が進められている「青部バイパス」約1.5kmのうち、延長324mの2車線道路トンネルである(図1)。

本トンネルの終点側(発進側)には、トンネル直上に3基の送電鉄塔が土被り約60mで存在し、また、平面離隔約31mで鉄道トンネルが近接している。起点側(到達側)は、巨礫混じりの段丘堆積物が分布し、坑口上部付近に土被り約20mで県道が横断している(図2)。

本報告は、起点側におけるトンネルおよび重要近接構造物の計測管理の実施と、終点側における補助工法を使用したトンネル掘削について報告する。

## 2. 工事概要

表1に工事概要を、図3に支保パターンをそれぞれ示す。トンネル掘削断面は、掘削幅12.7m、掘削高さ7.6m、掘削断面積91.8m<sup>2</sup>であり、NATM工法機械掘削で実施した。



図1 施工位置図

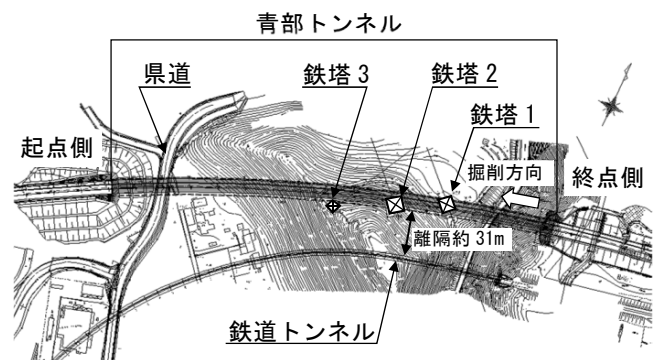


図2 重要構造物位置図

\*1 名古屋支店 土木部 \*2 技術本部 土木技術部

表1 工事概要

工事名称	平成27年度(国)362号 防災・安全交付金(国道道路改築)工事((仮称)青部トンネル本体工)
発注者	静岡県島田土木事務所
施工者	鴻池・梶山特定建設工事共同企業体
工事場所	静岡県榛原郡川根本町青部 地内
工期	平成27年12月22日～平成29年12月15日
工事内容	トンネルL=324m、 掘削補助工 (AGF工、トレビチューブ工法) 坑門工2基 法面工1式

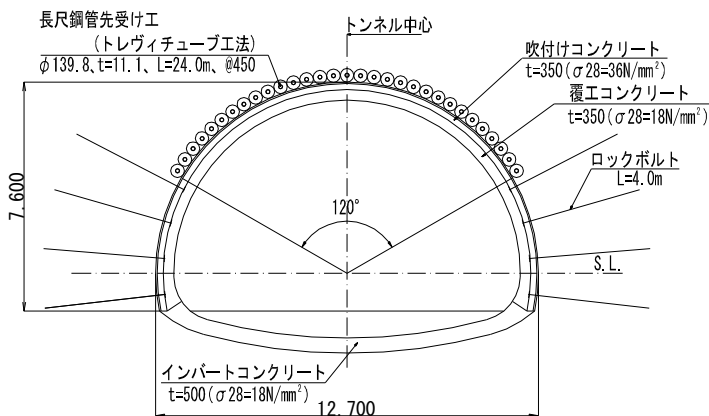


図3 支保パターン図(DIII a-3)

### 3. 地形・地質概要

図4に青部トンネルの地質縦断を示す。本トンネルの最大土被りは約70mである。

地形は、大きく蛇行しながら流下する大井川の激しい浸食作用によって、急斜面を成す山地地形を呈している。また、山腹斜面に段丘面を形成しており、段丘面と段丘面の間に段丘崖を形成している。

地質は、起点側坑口部に主に砂礫や砂などで構成される段丘堆積物が分布し、中央部から終点側坑口部の区間は、おおむねCL級の岩盤で構成された四万十帯犬居層群の頁岩が分布する。四万十帯犬居層群の頁岩は、泥質基質中に砂岩(まれに緑色岩)の岩塊が散在する混在岩(メランジュ)といわれる付加体の典型的な地質構造で構成されている。

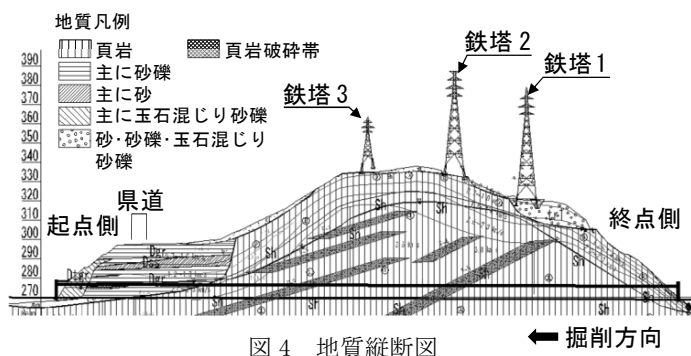


図4 地質縦断図

### 4. トンネル施工方法

青部トンネルは、鉄道トンネルと最小平面離隔31mで併設し、トンネル路線位置直上に送電鉄塔3基を有している。特に鉄道トンネルはアーチ部が煉瓦積みの単線トンネルで、建設から相当の年数が経過しており、発破掘削時の発破振動等の外力の付加は極力避ける必要があった。しかしながら、当該トンネルの地山等級はC区分が全体の46%を占め、岩石の一軸圧縮強度( $q_u$ )は新鮮部の頁岩で平均67.5 MN/m<sup>2</sup>、砂岩で107 MN/m<sup>2</sup>と機械掘削を採用する目安の上限値である49 MN/m<sup>2</sup>を大きく上回っており、機械掘削の標準施工機械である200kw級の自由断面掘削機の適用範囲外であった。そこで、制御発破による発破掘削と標準施工機械より上位の掘削能力を有する300kw級の自由断面掘削機による機械掘削を経済性、施工性、工期等の条件に基づいて比較検討した。その結果、300kw級の自由断面掘削機による機械掘削が採用され、トンネル掘削を実施することとした。



写真1 自由断面掘削機(300kw級 S-300)

### 5. 終点側掘削時の計測と施工

#### 5.1 事前検討

本トンネルは3基の鉄塔直下(土被り45~60m)を連続して掘削するため、鉄塔への影響およびトンネル支保部材、周辺地山の安定性を把握して鉄塔直下の施工に反映させることを目的に、鉄塔位置断面におけるFEM解析を実施した。解析は非線形弾性解析とし、地山材料特有の応力ひずみ関係を再現するモデルとして電中研方式を採用した。また、切羽位置が鉄塔直下に到達する前に切羽前方探査として、水平コアボーリング(φ66)を1箇所、穿孔探査法DRISSを3箇所実施し、これらの調査によって得られた地質情報と地山物性値を解析モデルに反映させた。図5にNo.98+00鉄塔1直下の鉛直変位分布を示す。

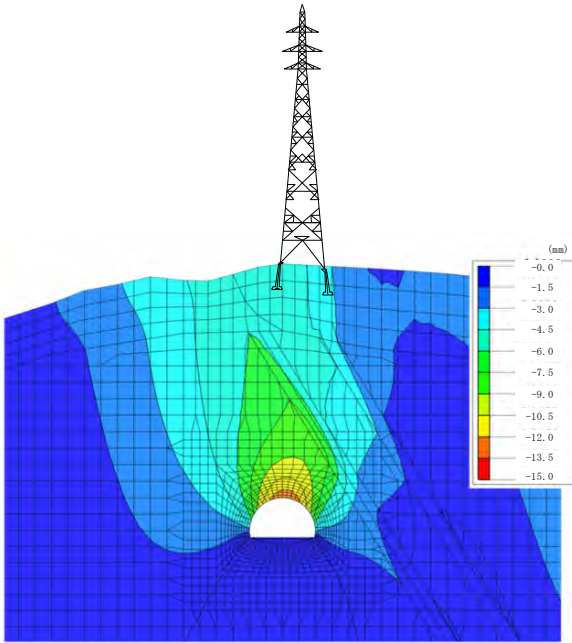


図5 鉛直変位分布(No. 98+00 下半掘削完了時)

表2 解析結果一覧(No. 98+00 下半掘削完了時)  
天端沈下(mm) 内空変位(mm)

解析値		7.7	解析値		-3.6
管理 レベル	I	12.6	管理 レベル	I	25.1
	II	18.9		II	37.7
	III	25.1		III	50.2

(+伸び、-縮み)

鉄塔脚部沈下(mm)		4.8	地表面沈下(mm)		4.8
管理 レベル	I	4.0	管理 レベル	I	20.9
	II	6.0		II	31.4
	III	8.0		III	41.8

ロックボルト軸力(kN)		65.9	吹付コンクリート応力(N/mm <sup>2</sup> )		3.5
管理 レベル	I	85.0	管理 レベル	I	6.8
	II	128.0		II	10.1
	III	170.0		III	13.5

鋼製支保工応力(N/mm <sup>2</sup> )		132.4
管理 レベル	I	105.0
	II	158.0
	III	210.0

解析の結果、表2に示すように坑内変位(天端沈下、内空変位)、地表面沈下はいずれも管理レベルIを下回った。鉄塔脚部沈下は管理レベルIをわずかに超えたため、掘削時の計測結果に応じて必要な対策を施工することとした。支保部材に発生する応力はいずれも管理レベルI程度であった。これらの結果、トンネル周辺地山の安定性や支保の健全性に問題はなく、鉄塔への影響は非常に小さなもの

なることが想定された。

## 5.2 トンネル掘削状況

鉄塔と鉄道トンネルへの影響範囲の全区間で切羽全面に細かい亀裂を有する頁岩が出現した(写真3)。大部分の亀裂は密着して安定していたが、一部に鏡肌が見られ、細かい亀裂に沿った肌落ちや湧水により若干の劣化が認められたため、鏡吹付けを実施して慎重に掘削を進めた。

また、一部区間では事前の水平ボーリングで得られた圧縮強度70MN/m<sup>2</sup>よりも硬質な部分が発見し、自由断面掘進機による掘削に相当な時間を要した箇所もあった。掘削支保パターンは、設計どおりCII-b(上半支保工H-125,吹付け厚t=10cm)で実施した。



写真3 No. 98+03.0 切羽状況(鉄塔1直下)

## 5.3 計測項目

トンネル掘削時の計測は、坑内計測(計測工A、B)と坑外計測(鉄塔変位、地表面沈下)、鉄道トンネル坑内の振動計測を実施した。坑内・坑外計測結果は、3段階の管理レベル毎に回転灯が点灯して、リアルタイムにトンネルや鉄塔の変位の状況を作業者が確認可能な「見える化」を実施した。管理値超過時は、職員に警報メールを送信するシステムを導入し、緊急時に迅速に対応できる体制とした。

### 5.3.1 坑内計測

計測工A(天端沈下、内空変位)は自動追尾式トータルステーションを使用してトンネル延長5m間隔で測点を設置し、3時間毎に自動計測を行った。また、切羽休止期間中には鏡面押し出し変位の自動計測を行った。

計測工B(吹付けコンクリート応力、鋼製支保工応力、ロックボルト軸力、地中変位)を各鉄塔直下の10m手前の断面に設置し、計測を実施した。また、各鉄塔直下の10m手前の断面から切羽天端部の前方にパイプひずみ計を20m設置し、トンネル掘削中の地山先行変位を1m間隔で測定した(図6)。

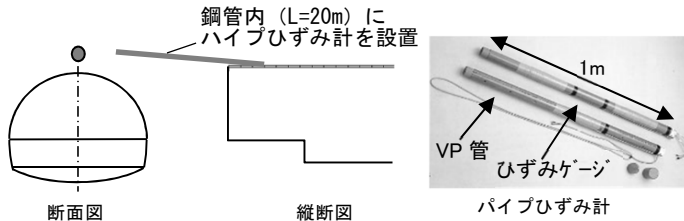


図6 パイプひずみ計設置概要図

### 5.3.2 坑外計測

坑外では、以下の4項目について3時間毎に自動計測した。

- ①各鉄塔の頂部沈下、脚部沈下(4箇所)について自動追尾式トータルステーションを使用して計測した
- ②各鉄塔の基礎沈下を高精度の水盛式沈下計(4箇所)で計測した
- ③各鉄塔の基礎根開きを電気式伸縮計で計測した
- ④各鉄塔から10m 終点側の地表面沈下を自動追尾式トータルステーションで計測した

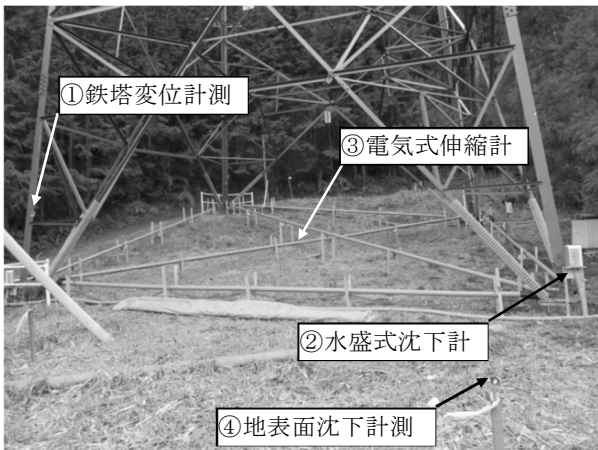


写真2 鉄塔計測状況

### 5.3.3 鉄道トンネル坑内計測

青部トンネルは、近接する鉄道トンネルの影響範囲を避けるために必要な離隔を確保した位置に計画されていたが、掘削による影響が及ばないことを確認するために、鉄道トンネル内のトンネル最接近箇所の前後2D(約25m)の計50m区間に振動計を4箇所設置して、振動レベルを自動計測した。

## 5.4 計測結果

### 5.4.1 坑内計測

坑内の計測工Aについては、鉄塔1、2の影響範囲においては、すべての計測値で管理レベルI以下に収まった。鉄塔3の直下の測点では、図7に示すように上半水平変位量が管理レベルIを超えたが、掘削の進行による切羽の離れ

に伴い管理レベルIIを超過することなく収束した。

坑内の計測工Bについては、事前解析で管理レベルIを超えた鋼製支保工応力を含め、全ての計測項目で許容応力度内に収まっており、対策工を実施することなくトンネル支保の健全性が保たれたと判断される。

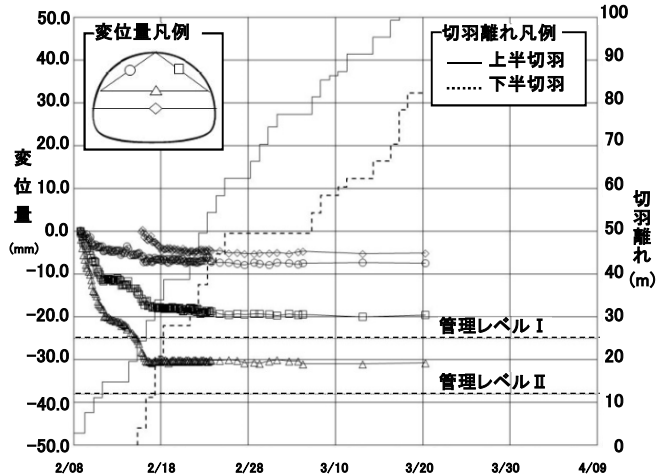


図7 内空変位計測結果(No. 93+11)

### 5.4.2 坑外計測

鉄塔1の計測結果および管理レベルを表3に示す。鉄塔頂部沈下、脚部沈下、鉄塔基礎沈下、鉄塔近傍の地表面沈下の最大計測値はそれぞれ0.3mm、0.6mm、0.6mm、0.8mm、-0.8mmであり、いずれの項目についても、管理値I以下で収束した。一例として、図8に鉄塔1の鉄塔基礎沈下計測結果を示す。坑外計測の結果から、掘削による鉄塔への影響は極めて小さかったものと判断される。

表3 鉄塔計測結果一覧(鉄塔①)

鉄塔頂部沈下(mm)			鉄塔脚部沈下(mm)		
計測値		0.3	計測値		0.6
管理 レベル	I	4.0	管理 レベル	I	4.0
	II	6.0		II	6.0
	III	8.0		III	8.0

鉄塔基礎沈下(mm)			地表面沈下(mm)		
計測値		0.6	計測値		0.8
管理 レベル	I	4.0	管理 レベル	I	20.9
	II	6.0		II	31.4
	III	8.0		III	41.8

### 5.4.3 鉄道トンネル坑内計測

鉄道トンネル位置での振動レベルは、最大0.29kineで管理レベルI(1.0kine)以下であった。鉄道トンネル坑内の側壁や煉瓦の目地の目開きを観察した結果でも異常は認められなかったため、トンネル掘削による影響は無かったと判



断した。

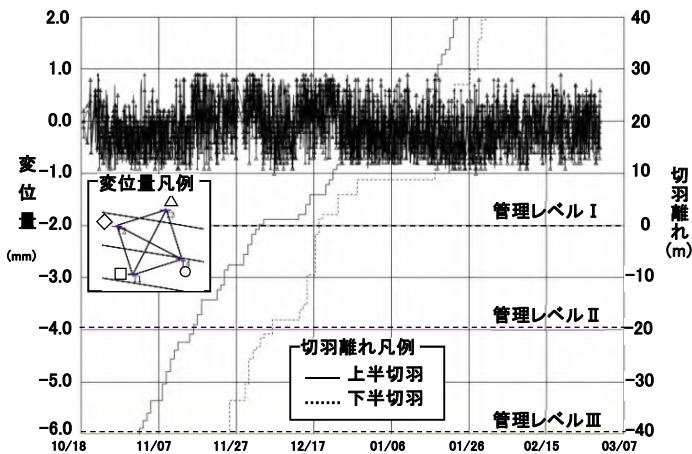


図8 鉄塔基礎沈下計測 (鉄塔2)

## 6. 起点側掘削時の計測と施工

起点側坑口付近に分布する地質は、第四期更新世の段丘堆積物であり、主に砂礫、砂、玉石混じり砂礫、転石混じり砂礫など、現在の大井川河床と同様の堆積物が分布している。玉石混じり砂礫や砂礫が出現する区間は、土被りが2D (=約25m) に満たない20m程度の地形が続くこと、さらに、土被り20m程度で県道と立体交差しているため、トンネル掘削によって地山が不安定となり、天端からの崩落、鏡面の崩壊等が懸念された。そのため、天端と鏡面の安定を目的として設計段階から長尺鋼管先受け工が計画され、玉石混じり砂礫が出現する区間では、N値30程度以上のφ250mm程度の礫を混在する地質に対しても施工可能である「トレヴィチューブ工法」が、砂礫が出現する区間では「長尺鋼管フォアパイリング工法(AGF工法)」が採用された。

### 6.1 補助工法

図9に補助工法位置縦断図を示す。坑口付近には、玉石混じり砂礫が分布していることから、トンネル掘削に先立って坑外からトレヴィチューブ工法を施工した。長尺鋼管先受けフォアパイリング(以下AGF工法)は、坑内から掘削の進捗に応じて施工した。

#### 6.1.1 トレヴィチューブ工法

トレヴィチューブ工法は、長尺の鋼管をトンネル掘削断面外周に打設し、各種グラウト材を鋼管から注入することで、剛性の高い改良体を形成し、トンネル掘削時の切羽の安定を確保し地表面沈下を抑制する長尺鋼管先受け工法の一つである。鋼管の打設にイタリアのトレヴィチューブ社から導入した、あらゆる地山において6インチまでの鋼管が打設可能である専用削孔機(写真4、5)を使用した。

本工事では、坑外からトレヴィチューブ鋼管(径139.8mm、延長L=24.0m、鋼管間隔45cm)をトンネル断面外周の120°範囲に31本打設し、ウレタン系注入材(シリカレジン)を注入した。図10にトレヴィチューブ工法鋼管配置を示す。

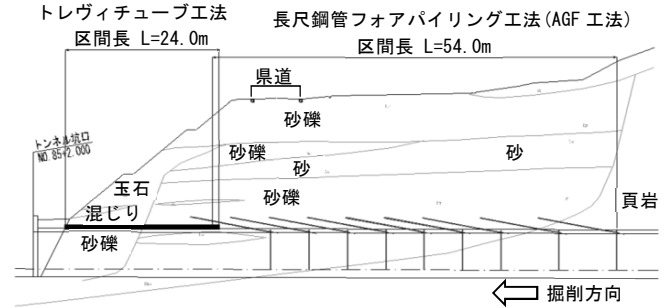


図9 補助工法位置縦断図(起点側)

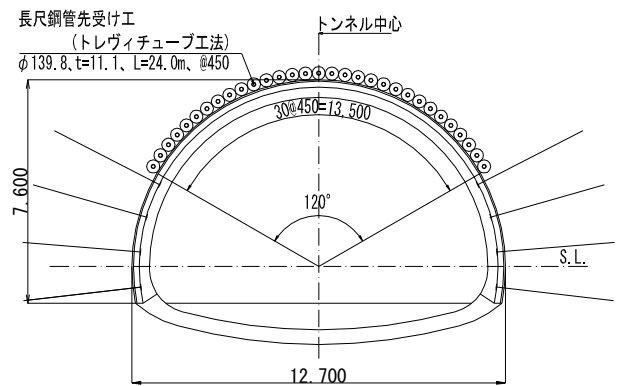


図10 トレヴィチューブ工法鋼管配置図

専用の削孔機械は、分割して搬入し現地で組立てを行った。鋼管は、長さ12mの鋼管を2本継いで打設した。

注入には、ウレタン系注入材(シリカレジン)を使用し、鋼管1本当たりの注入量は230kgとした。設計注入量を超えてもなお注入圧力が初期圧+0.5MPaに達しない場合は、初期圧+2.5MPaに達するまで、設計注入量の2倍を上限として注入を実施した。



写真4 専用削孔機(トレヴィチューブ工法)



写真5 鋼管削孔状況(トレヴィチューブ工法)

### 6.1.2 長尺鋼管フォアパイリング工法 (AGF 工法)

AGF 工法は、トンネル天端付近の地質が頁岩から段丘堆積物である砂礫に変化する箇所を事前に切羽前方穿孔探査法(DRISS)で調査し、砂礫が出現する手前からトレヴィチューブ工法施工位置までの計9シフト実施した。

坑内からドリルジャンボで鋼管(径114.3mm、延長12.9m、鋼管間隔45cm)をトンネル断面外周の120°範囲に29本打設した(写真6)。ウレタン系注入材(シリカレジンを鋼管1本当たり125kg注入することとし、注入時の注入圧、注入量によって、設計注入量の2倍を上限として注入を実施した。



写真6 鋼管打設状況 (AGF 工法)

## 6.2 掘削状況

既往調査ボーリングコアでは、当該区間の砂礫はφ2~5mmの円礫・粗砂からなり、粘土~シルトを多く含んでいた。しかし、掘削時に天端に出現した砂礫は、粘土やシルト分が少なく、砂分が多かったため、自立性に乏しい状況であった。

3シフト目のAGF工区間の掘削時に、天端付近の砂礫層

で鋼管下部が抜け落ちたため、掘削と並行して吹付けコンクリートの施工を行っていたが、抜け落ち範囲が拡大し、鋼管上部の高さ0.5~1.0m程度まで崩落した。崩落拡大防止のため、崩落箇所および切羽面に吹付けコンクリートを施工した(写真7)。

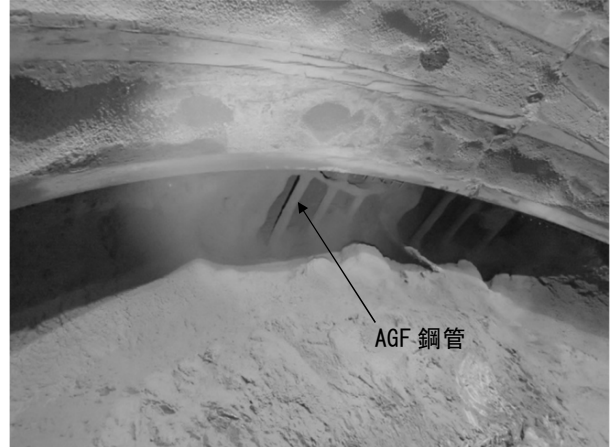


写真7 天端崩落状況

さらに、吹付けコンクリート施工後、崩落範囲が鋼管上部まで達していたため、地山のゆるみを防止するために崩落箇所周辺に注入式フォアポーリング(L=3m)を施工して注入材(シリカレジンを)で残存する空洞を完全に充填した。

AGF工法は1シフト長を9mで施工していたが、シフト長を6mに短縮し、鋼管が一重から二重に配置されるよう変更した。このシフト長の変更により、トンネル天端付近のゆるみ拡大が抑制され、掘削面から鋼管までの離隔が約1.2mから0.6mに小さくなることで、鋼管下部の抜け落ちを抑制することが可能となった(図11)。

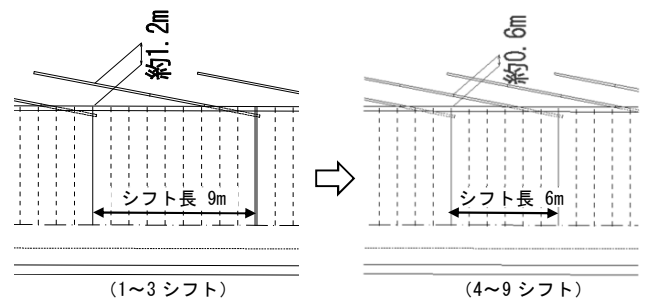


図11 シフト長の変更

さらに、頁岩層との境界部において、砂礫層が天端から鏡面中央部へと範囲が拡大したため、長尺鏡補強ボルト(L=9m)を砂礫層出現区間に応じて本数を調節して施工した(写真8)。また、砂礫層は自立性が悪く、鋼管とトンネル掘削面の離隔が増えると抜落ちが生じたため、抜落ち部分に、注入式フォアポーリング(L=3m)を施工して、鋼管周辺や前方の地山の改良を実施した。

AGF工の注入材について、施工時期が冬期であり注入材

の硬化が遅く注入材が拡散してしまう問題が生じた。そのため、注入材を 25～30℃に保持して発泡時間を短縮することで、鋼管近傍で硬化するように工夫した。

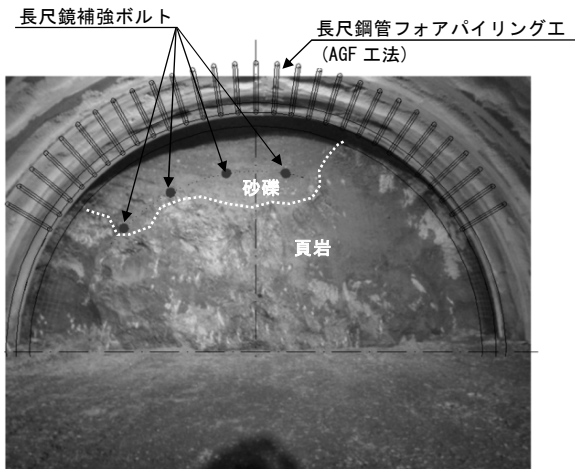


写真 8 長尺鏡補強ボルト打設完了

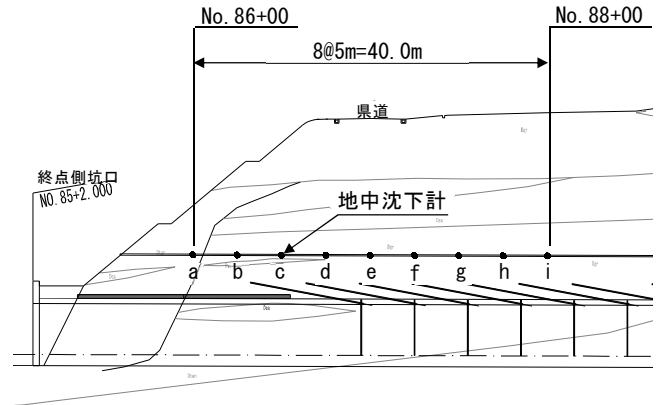


図 13 地中沈下測点配置図

### 6.3 坑口部挙動計測

トンネル坑内の内空変位・天端沈下測定に加えて、トンネル掘削による地山や県道への影響を把握するために、県道部の地表面沈下測定と県道直下を含む坑口部の地中変位測定を実施した。

県道部の地表面沈下測定は、トンネル横断方向 80m、延長方向 80m の範囲に 10m メッシュ間隔で測定用プリズムを設置し、自動視準機能付きトータルステーションを使用して 2 回/日の頻度で 3 次元変位（水平、沈下）を自動計測した（図 12）。

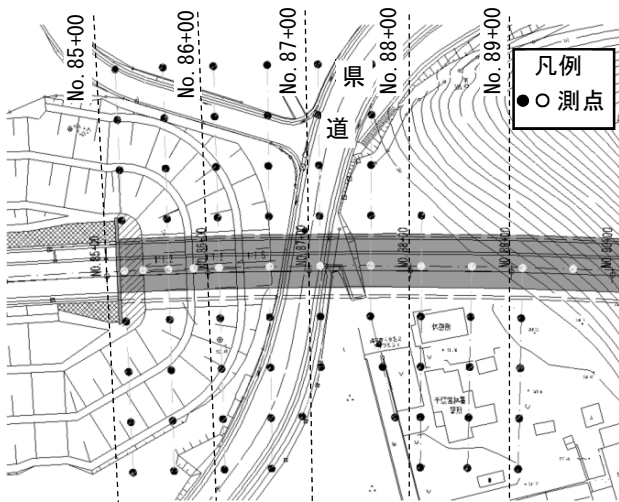


図 12 起点側坑口部地表面沈下測点配置図

地中沈下測定は、坑口からトンネル天端部にボーリングを実施し、ボーリング孔内に圧力式沈下計（5m 間隔、9 基）を設置して、県道直下を含む 40m 区間の地中沈下を計測した（図 13）。

### 6.3.1 内空変位・天端沈下

段丘堆積物が掘削面に出現する前から天端安定対策の補助工法を実施していたが、掘削時に天端や鏡面の地山崩落が生じた。しかし、支保設置後には大きな変位が発生することはなく、天端沈下、内空変位はそれぞれ最大で 20.3mm、22.5mm（縮み）であり、管理レベル I（天端沈下 29.9mm、内空変位 59.8mm）以下に収まった。例として、図 14 に No. 86+17（県道直下）の天端・脚部沈下測定経時変化を示す。

トンネル掘削完了後、吹付けコンクリート、鋼製支保工、およびロックボルトには変位がなく、トンネル支保の機能を発揮し、トンネル周辺の地山の安定を保つことができた。

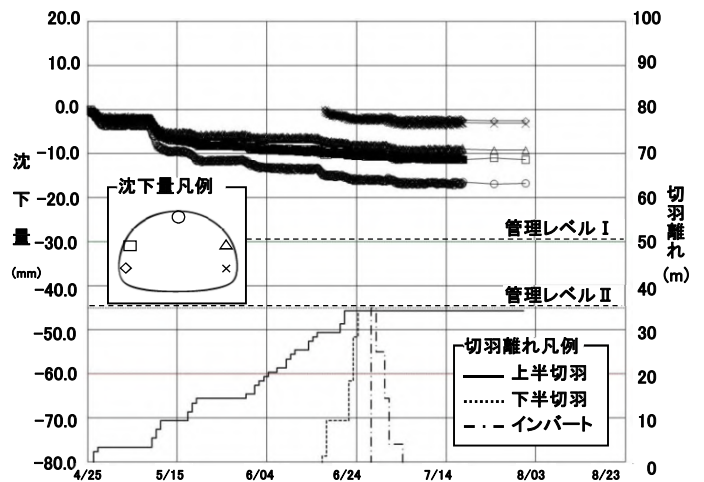


図 14 天端・脚部沈下測定経時変化 (No. 86+17)

### 6.3.2 地表面沈下

県道や周辺の地表面の沈下量は、最大で 16.6mm であり、計測した全ての箇所管理レベル I（県道部 25.0mm、その他 49.9mm）以下に収まった。一例として、図 15 に No. 86+12（県道部）の地表面沈下測定経時変化を示す。

トンネル天端部の安定対策工やトンネル支保が効果的に機能したことでトンネル周辺地山のゆるみを最小限に抑制でき、県道に影響を及ぼすことなく掘削を完了した。

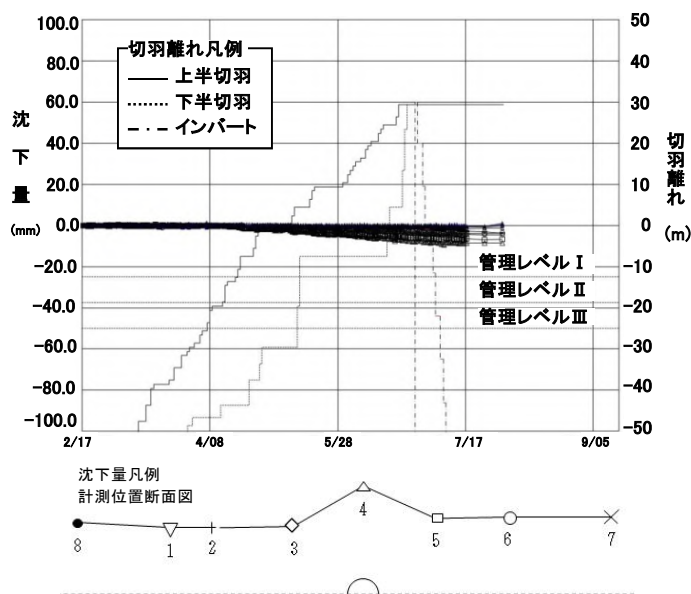


図 15 地表面沈下計測経時変化 (No. 86+12)

### 6.3.3 地中沈下計測

坑外からトンネル天端部に穿孔したボーリング孔内で計測した地中沈下は、上半切羽が約 30m 以内に接近したところから沈下量が増加し、切羽通過後まで沈下は継続しているが、支保設置後まもなく収束している。インバート掘削時に沈下量の若干の増加は見られるが、間もなく収束する傾向となった。

地中沈下は、全ての測点において約 10～15mm 程度と管理レベル I (県道部 25.0mm、その他 49.9mm) 以下に収まりトレヴィチューブ工法、AGF 工法の先行変位抑制効果を確認した(図 16)。

## 7. おわりに

終点側では追加地質調査結果に基づく解析により、トンネル変位や支保の安全性と送電鉄塔への影響を事前検証し

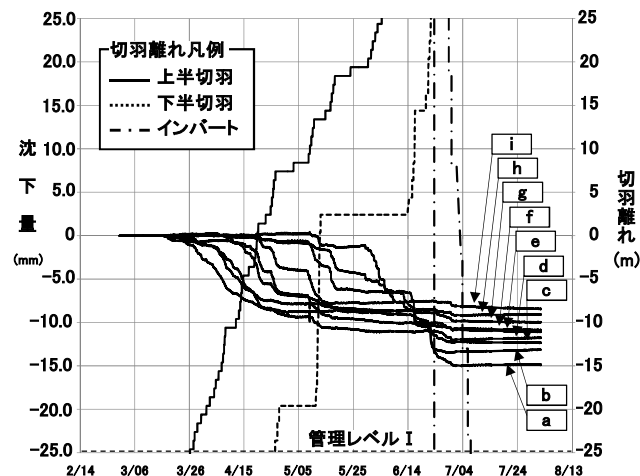


図 16 地中沈下測定経時変化

た。また、トンネル掘削時の計測工によりトンネルや送電鉄塔の挙動を確認しながら掘削を進めた結果、送電鉄塔への有害な影響を与えることなくトンネル掘削を完了することができた。鉄道トンネルについては、掘削時の振動の影響はなかった。重要構造物について、トンネル掘削による影響が少なかった要因としては終点側に分布する頁岩の状態が良好で、掘削による地山のゆるみが比較的少なかったためと考えられる。

起点側の段丘堆積物分布範囲では、坑内外から長尺鋼管先受け工法 (トレヴィチューブ工法、AGF 工法) を施工した。掘削時に天端・切羽の崩落が生じたが、トンネル上部や前方の地山のゆるみを最小限に抑制する対策工を積極的に採用したことによって、トンネル直上の県道に有害な影響を与えることなく、トンネルの安定を確保して掘削を完了した。

最後に本トンネルの施工にあたり、ご指導・ご協力いただいた関係各位に感謝の意を表す。