

# 山岳トンネル近接施工における掘削管理

## EXCAVATION CONTROL IN NEIGHBORING MOUNTAIN TUNNELS

浅野 剛<sup>1)</sup>・石原基嗣<sup>2)</sup>・清田康明<sup>2)</sup>・黒沢浩幸<sup>3)</sup>・蛭子清二<sup>1)</sup>

Takeshi ASANO, Mototsugu ISHIHARA, Yasuaki KIYOTA, Hiroyuki KUROSAWA, Seiji EBISU

This paper reports excavation control in AONO TUNNEL, in which the spacing center-to-center between constructed tunnel and new tunnel constructed this time, was 2.72 times of the excavation width.

To begin with, FEM analysis based on detailed geological survey results was carried out, and by it, stress increment that arose for constructed tunnel lining was related to crown settlement of new tunnel. Based on these results, main control criteria in the construction were defined using crown settlement of new tunnel, and the excavation control was carried out using it. As this result, it became possible that the effect of the construction of new tunnel on the stability of constructed tunnel was suppressed, and it was possible to finish the construction of the new tunnel safely.

**Key Words :** measuring management, neighboring mountain tunnel

### 1. はじめに

青野トンネルは、山形自動車道の山形蔵王 I.C.～山形北 I.C.間の4車線化Ⅱ期線工事にともない新設されるトンネルである。本トンネルはⅠ、Ⅱ期線間の離隔距離が小さな近接施工であること、さらにⅠ期線の施工記録から熱水変質を受け粘土化した脆弱地山区間の出現が予想されたことから、既設トンネルへの影響低減を最重要課題とした掘進管理が必要とされた。本報告では、トンネル中央部に現れた脆弱地山区間における掘削管理手法、対策工および計測結果について紹介する。

### 2. 地質概要

青野トンネルの地質構造と設計支保パターンを図-1に示す<sup>1)</sup>。平面図は、既設トンネルの地質展開図、新設トンネルの予想地質図およびその実績地質図である。地質は、主に新第三紀中新世の流紋岩質凝灰岩類と流紋岩から構成される。凝灰岩類は全体的に軟質であり、熱水変質作用および風化作用によって粘土化している区間が多い。特に、トンネル中央部(STA462付近)では粘土化が著しく進んだ脆弱地山区間となっており、新設トンネル掘削による既設トンネルへの影響が懸念された。

表-1 粘土層を挟む地層の地山物性

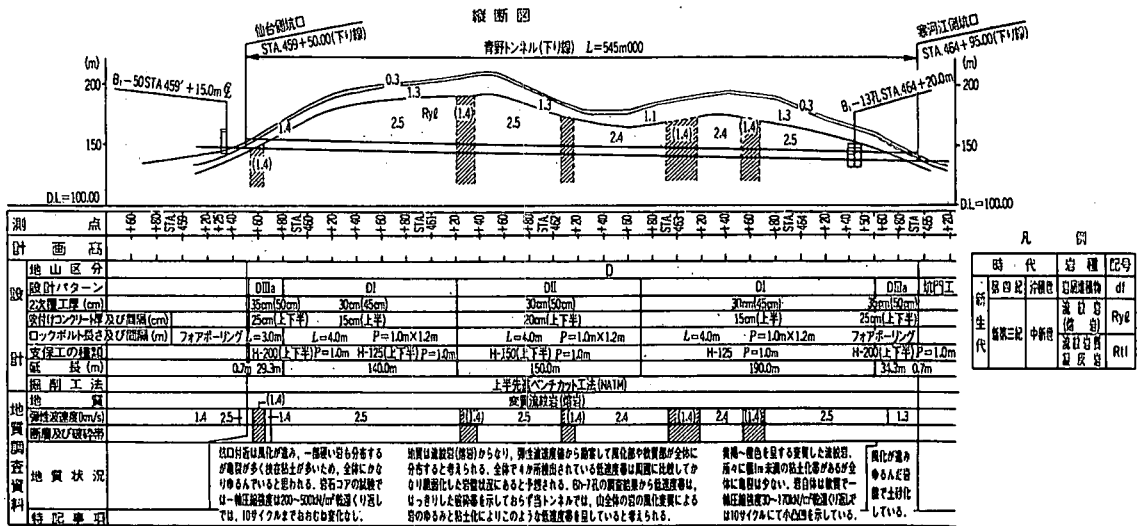
|              | 流紋岩  | 粘土層  | 凝灰岩  |
|--------------|------|------|------|
| 変形係数 (MPa)   | 125  | 75.5 | 130  |
| 粘着力 (MPa)    | 0.16 | 0.32 | 0.20 |
| 内部摩擦角 (deg.) | 30   | 9.5  | 22.5 |

脆弱地山区間の手前で切羽を停止し切羽前方の地質構造と物性を調査した。切羽から前方に35mのコアボーリングを実施するとともに、孔内载荷試験、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験等を実施した。調査の結果、

1) 正会員 奥村組 技術研究所

2) 日本道路公団 東北支社

3) 奥村組 東北支店



図一 青野トンネルの地質構造と設計支保パターン<sup>1)</sup>に加重

熱水変質を受けた粘土層は切羽進行にともない上半左肩部から現れ、約 30m の間に右下方に離れていくことがわかった。粘土層は上位の流紋岩および下位の凝灰岩に挟まれているが、これらを含め試験結果に基づき想定した地山物性を表一に示す。

### 3. 管理基準の設定と対策工の検討

#### (1) 管理基準の検討

青野トンネルの工事概要を表二に示す。トンネルの平均掘削幅は  $D=11.6\text{m}$ 、新旧トンネル間の離隔距離は 20m である。これに既設トンネルの覆工コンクリートの健全度（既設トンネルの覆工調査結果より A と判断）をあてはめ、地山条件を脆弱地山と想定すると、既設トンネルは新設トンネルの直接影響領域に含まれることになり、既設トンネルに対

表二 工事概要

|        |                        |
|--------|------------------------|
| トンネル延長 | 545m                   |
| 道路幅員   | 3.5m                   |
| 縦断勾配   | 2.42%（上り）              |
| 最小半径   | 800m                   |
| 掘削断面積  | 77.3~81.9 $\text{m}^2$ |
| 掘削工法   | 上半先進ベントナット             |
| 掘削方式   | 機械掘削削削方式               |

する影響予測と対策工の検討が必要になった<sup>2)</sup>。この結果をふまえ、脆弱地山区間では地山の挙動に最も支配的であると考えられる粘土層に着目しFEM解析を行った。表－4に示す粘土層の配置が異なる5断面について解析を行い、管理基準の設定、対策工の必要性を検討した。STA462+26、STA462+12、STA462+3における解析モデルを図－2に示す。地山は弾完全塑性体と仮定し、初期地圧解放率が60%の時点に支保工および計測ピンが設置されるものとした。管理基準は以下の手順で設定した。手順①では、既設トンネル覆工健全度をA、覆工コンクリートの設計基準強度を18MPa、許容引張増分応力を0.72MPaと想定している<sup>2)</sup>。

- ①既設トンネル覆工健全度、設計基準強度に基づき既設トンネル覆工の増分応力許容値を決定。
- ②FEM解析により、新設トンネルの坑壁変位と既設トンネル覆工の増分応力の関係を把握。
- ③表－3に示す三段階の管理レベルと各管理レベルでの増分応力を設定。
- ④各管理レベルにおける管理基準を、②の関係をを用いて新設トンネルの坑壁変位により設定。

表－3に示した管理レベルのうちレベルⅡを施工管理の目標とした。また、既設トンネル覆工の増分応力を供用中のトンネルで漏れなく測定することは現実的には困難であることから、手順④に示すように、最終的な管理基準については情報量が多くてほぼ全線に渡る測定が可能な新設トンネルの坑壁変位により設定した。FEM解析により設定した各断面の管理基準を表－4に示す。

(2) 対策工の検討

表－4に併記した変位抑制率は、施工管理目標である管理レベルⅡ未満に変位を留めるために必要な値であり、実施する対策工に要求される性能として位置付けることができる。

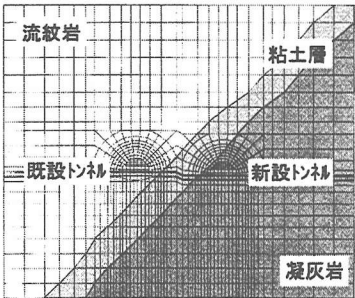
対策工の選定にあたっては、変位抑制率を満足することを必要条件とし、変位の増長を招く断面拡幅が必要なもの、切羽進行ごとの地質変化に迅速に対応できないものは除外した。

表－3 管理レベル

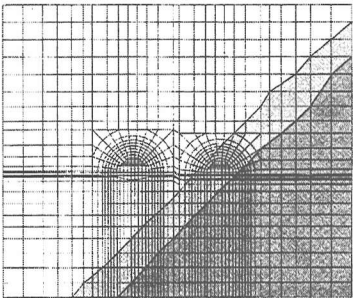
| 管理レベル | 引張応力増分 (MPa) | 許容値に対する安全率        |
|-------|--------------|-------------------|
| I     | 0.36         | 2.0<br>(許容値の50%)  |
| II    | 0.54         | 1.3<br>(許容値の75%)  |
| III   | 0.72         | 1.0<br>(許容値の100%) |

表－4 管理基準値

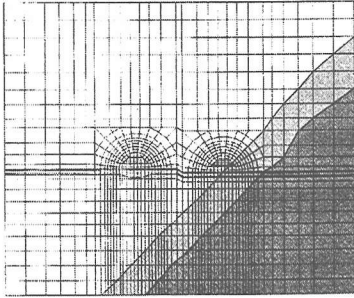
|                           | STA462+26 | STA462+12 | STA462+3 | STA462+1 | STA461+98 |
|---------------------------|-----------|-----------|----------|----------|-----------|
| 予想変位 (mm)                 | 51.2      | 54.2      | 50.8     | 46.7     | 40.4      |
| 管理レベル I                   | 25.9      | 23.2      | 25.5     | 26.4     | 27.6      |
| 管理レベル II                  | 38.8      | 34.7      | 38.3     | 39.5     | 41.3      |
| 管理レベル III                 | 51.7      | 46.3      | 51.0     | 52.7     | 55.1      |
| レベル II に対する<br>変位抑制比率 (%) | 24.5      | 36.0      | 24.7     | 15.5     | -         |



(a) STA462+26



(b) STA462+12

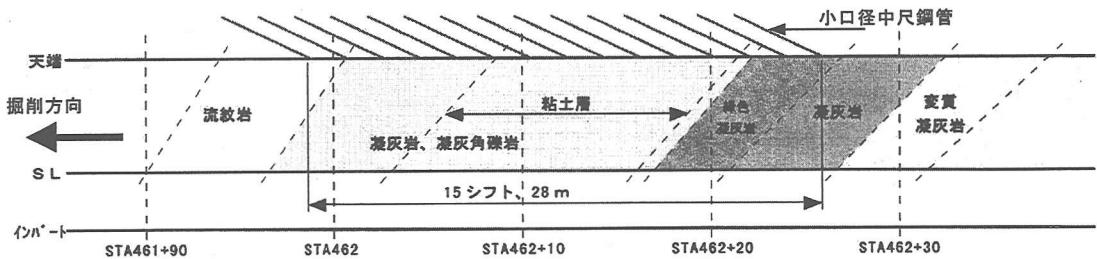


(c) STA462+3

図－2 粘土層の配置を考慮した解析モデル

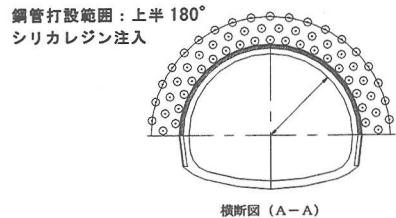
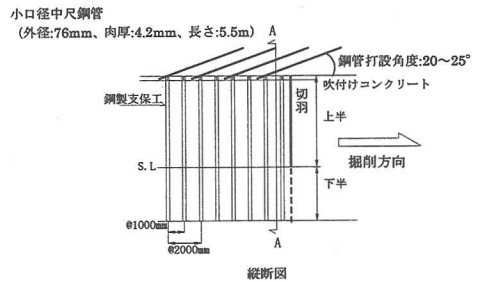
表－５ 対策工の施工位置

| 開始位置      | 終了位置      | シフト数 | 対策工                   | 変位抑制効果<br>(%) | 地質との対応                                                |
|-----------|-----------|------|-----------------------|---------------|-------------------------------------------------------|
| STA462+26 | STA462+24 | 2    | 中尺先受け                 | 31            | 粘土層下部境界が切羽左上部に出現した時点で開始                               |
| STA462+22 | STA461+98 | 16   | ウイングリップ<br>＋<br>中尺先受け | 37            | 粘土層下部境界が切羽左SLに達した時点でウイングリップ追加<br>粘土層上部境界が切羽から消えた時点で終了 |



図－３ 先受け施工区間の地質縦断面図

さらに、粘土層を対象にするので施工速度が速いことにも配慮した。上記の条件から対策工として小口径中尺先受け工法<sup>3)</sup>を中心に据えた実施対策工を表－５のように定めた。図－３に先受け工法施工区間の地質縦断面図を、図－４に先受け工法の鋼管配置例を示す。



図－４ 先受け鋼管配置例

#### ４．計測管理と計測結果

##### (１) 既設トンネルの動態観測

既設トンネルの状態変化を直接監視することを目的として、表－６に示す常時の動態観測を行った。図－１に計測位置を示す。レーザー変位計は側壁脚部奥の地山に固定した鋼材の先端に取付け、鋼材と覆工コンクリートの縁を切ることによって交通振動の影響を避けるように工夫した。水平方向の地中変位計は、既設トンネルの側壁から新設トンネルに向かって深度 15m の位置まで設置した。

##### (２) 天端沈下の推移

表－７に脆弱地山区間とその前後の最終的な天端沈下の実測値および予想沈下量を示す。地質的に同等と判断される場合には、既設トンネル施工時に発生した天端沈下が新設トンネルにも発生すると仮定して予想沈下量を算定した。流紋岩の場合には 15mm 程度、風化変質の度合いがそれほど大きくない凝灰岩の場合には 20～30mm 程度の天端沈下発生が予想された。また、FEM解析結果もあわせて判断すると、風化変質が著しく粘土化が進んだ地質では 40～50mm 以上の天端沈下の発生が予想された。表－７に示した計測点のうち

表－６ 既設トンネル観測項目

| 計測項目         | 計測方法      | 数量        |
|--------------|-----------|-----------|
| 地中変位         | ワイヤ式地中変位計 | 水平 5、鉛直 1 |
| 覆工<br>コンクリート | 天端沈下      | レーザー変位計   |
|              | ひびわれ開口    | 亀裂変位計     |
|              | 温度        | 熱電対       |
|              | 目視調査      | 目視        |

STA462+17.8～STA461+97.8 については、トンネル横断面において先受け鋼管が標準的な3段となる範囲に含まれる。この範囲以外では、実際の天端沈下と予測沈下量は概ね一致したと判断できる。これに対し、先受け工施工区間ではいずれも実測値が予想の半分以下であり対策工の効果が現れた様子がうかがえる。

表－7 天端沈下の予測値と実測値

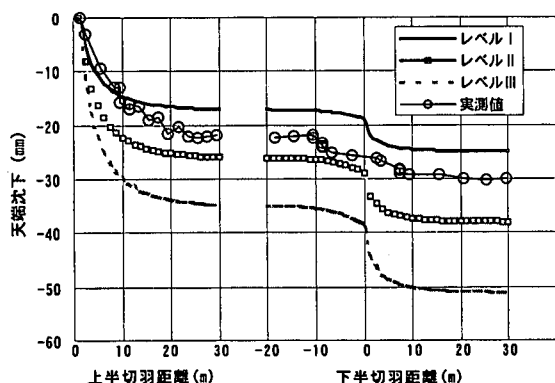
|             | 実測値<br>(mm) | 予想沈下量<br>(mm)    | 実測/予想 | 岩 種                             |
|-------------|-------------|------------------|-------|---------------------------------|
| STA462+38.8 | 18.9        | 19               | 0.99  | 変質凝灰岩                           |
| STA462+28.8 | 30.3        | 27               | 1.12  | 凝灰岩、緑色凝灰岩                       |
| STA462+17.8 | 20.3        | 38～46<br>(平均：42) | 0.48  | 凝灰岩、凝灰角礫岩<br>(STA462+10を中心に粘土化) |
| STA462+7.8  | 17.0        |                  | 0.40  |                                 |
| STA461+97.8 | 15.4        |                  | 0.37  |                                 |
| STA461+91.8 | 18.1        | 15               | 1.21  | 流紋岩                             |
| STA461+79.8 | 19.0        | 15               | 1.27  | 流紋岩                             |

先受け工を施工しない区間で天端沈下が最も大きかった STA462+28.8 と、施工区間である STA462+17.8 における天端沈下の推移を図－5、6 に示す。各々の図には、軸対称 FEM に基づく初期地圧解放率と切羽距離の関係を参考にして設定した天端沈下推移予測ラインを併記した。図－5 については表－4 における STA462+26 の管理基準が、図－6 については STA462+12 の管理基準が予測ラインの最終沈下量に対応するように設定した。STA462+28.8 では上半切羽が 10m 通過した時点で天端沈下がレベルⅠに達した。ただし、基本的に施工管理の目標はレベルⅡとしていること、切羽距離が 20m に達する時点では収束に向かう状況が認められること、STA462+26 から予定どおり先受け工を施工したことを考慮し、増支保等の対策は実施しなかった。先受け工施工区間である STA462+17.8 では上半掘削終了時点で天端沈下量は 14mm となり、レベルⅠ以内に収まった。STA462+7.8、STA461+97.8 においてもほぼ同様な推移を示し、風化変質、粘土化が進んだ脆弱地山区間においても最終変位をレベルⅠ以内に収めることができた。トンネル坑壁変位については、全区間において図－5、6 に示した変位推移予想ラインを作成した。切羽の進行にともなう計測値の推移と予想ラインとを比較し、常に最終変位を想定し対策工の必要性を検討しながら施工した。

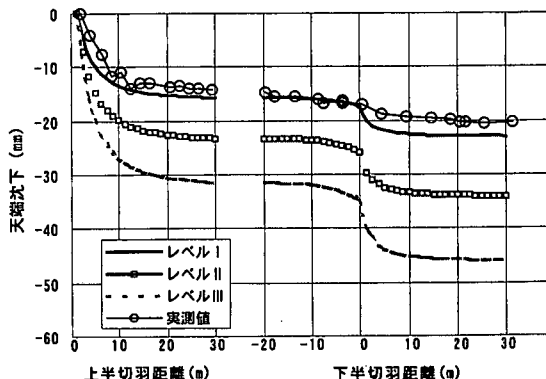
### (3) 既設トンネル動態観測結果

最も大きな地中変位が生じた Bor.5 (STA462+27) 付近の計測結果を図－7 にまとめて示す<sup>り</sup>。この断面付近には既設トンネル天端沈下計測用のレーザー変位計は設置していないが、約 40m 離れた地点(新設トンネル、STA462+67 に対応する位置)に設置したレーザー変位計には有意な変動は見られなかった。

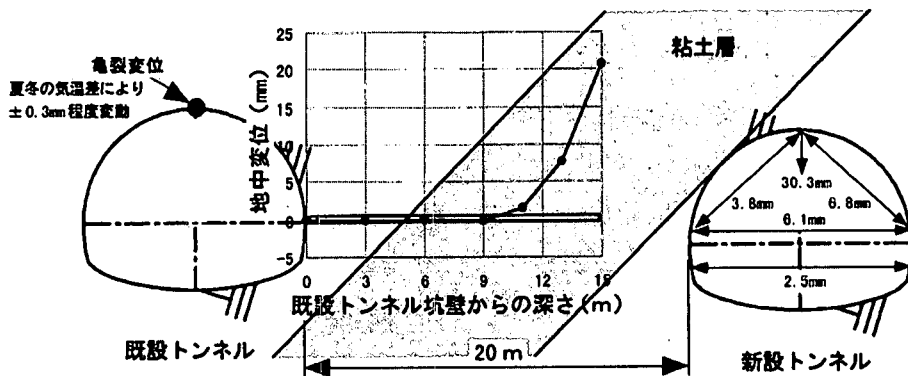
Bor. 5 地点の地中変位計は、5～15m の区間が粘土層に埋設されている。15m 地点では、20mm を超える変位が観測されたが、既設トンネルに近づくとともに急激に小さくなり、11m 地点で 1.5mm、3～9m では 1mm 以下となった。この地中変位分布は弾性的挙動に対応するものとは言えず、新設トンネル側壁から 7～8m (0.7D) 程度まではゆるみ域が広がったものと想像される。既設トンネル覆工コンクリート天端に設置し



図－5 天端沈下の推移 (STA462+28.8)



図－6 天端沈下の推移 (STA462+17.8)



図－7 地中変位分布と新設トンネル坑壁変位（STA462+27 付近）<sup>1)</sup>に加筆

た亀裂変位計にはほとんど変化が見られなかった。夏期に気温が上昇すると亀裂開口幅が小さく、逆に冬期に気温が低下すると開口幅は小さくなり、その変動幅は±0.3mm 程度であった。地中変位分布、亀裂変位計による計測結果から、新設トンネル掘削の影響が既設トンネルの位置まで伝わらなかったものと判断できる。

図－7の断面では、新設トンネルの坑壁変位計測結果に、粘土層が存在するトンネル左肩部からの押し出し傾向が見られる。また、地中変位と比較して内空変位がかなり小さくなっていることがわかるが、この原因の一つとして粘土層の走向傾斜があげられる。粘土層は新設トンネル左肩から現れ右下方に離れていくことが確認されており、粘土層の押し出しの影響は図－7に示した断面から切羽が進むにつれてより大きくなった。図－7の断面より11m進んだ計測断面 STA462+17.8 では天端沈下が 20.3mm に対し内空変位が 21.1mm、21m進んだ STA462+7.8 では天端沈下が 17.0mm に対し内空変位が 15.6mm となり、天端沈下とほぼ同等の内空変位が発生しており粘土層の押し出しの影響が読み取れた。

## 5. おわりに

粘土化が著しく進んだ脆弱地山区間における近接トンネル施工事例について報告した。詳細な地質調査結果に基づき FEM 解析を実施し、既設トンネル覆工に発生する応力増分と新設トンネルの坑壁変位とを関連付けることにより、新設トンネルの坑壁変位を管理の中心とした施工管理を行った。また、必要な変位抑制効果を算定し対策工を選定することにより、結果的に既設トンネルに影響をおよぼすことなく新設トンネルを施工することができた。ただし、地質条件により地山の挙動が支配されること、FEM は地山を連続体として取り扱う解析手法であり地山の挙動を完全に再現することが非常に難しいこと等から、基本的には新設トンネルの坑壁変位による管理と並行して、設定した管理基準検証を目的とした既設トンネルの動態観測を実施する必要があると考えている。今後近接施工の例が増加することが予想されるが、本報告が類似した工事の参考となれば幸いである。

## 参考文献

- 1) 石原基嗣、清田康明、栗田猛志、川島優幸：情報化施工で既設トンネルへの影響を読む、トンネルと地下、Vol. 32、No. 7、2001. 7
- 2) 日本道路公団編：設計要領第三集トンネル（1）トンネル本體工保全編（近接施工）、1998. 10
- 3) 蛭子清二、阿久津秋秀、高橋信行、中村英樹、栗田猛志：小口径中尺先受け工法の開発、奥村組技術研究年報 No. 26、pp. 7-12、2000.