

都市部山岳工法による 道路トンネル分岐合流部の設計・施工

藪本 篤¹・深山 大介²・井上 隆広³・小倉 靖之⁴・清水 真人⁴

¹正会員 首都高速道路(株) 東京建設局大橋工事事務所 (〒153-0042 東京都目黒区青葉台3-6-16)
E-mail:a.yabumoto114@shutoko.jp

²首都高速道路(株) 東京建設局設計課 (〒141-0032 東京都品川区大崎1-6-3)
E-mail:d.miyama2013@shutoko.jp

³正会員 (株)安藤・間 土木事業本部技術第一部 (〒107-8658 東京都港区赤坂6-1-20)
E-mail:inoue.takahiro@ad-hzm.co.jp

⁴正会員 (株)安藤・間 関東土木支店土木部大橋出張所 (〒153-0042 東京都目黒区青葉台3-17-13)
E-mail:ogura.yasuyuki@ad-hzm.co.jp
E-mail:shimizu.masato@ad-hzm.co.jp

本工事は、外径12.3mの本線シールドトンネルと外径9.5mの連結路シールドトンネルをセグメント離隔0.5mで併設し、トンネル間を非開削で切開いて分岐合流部を構築する。施工箇所の地質は、均質な上総層群の泥岩層であり、自立性の高い地山であることから、切開きの施工方法として山岳工法を採用している。本稿では、分岐合流部構築のための切開き施工における、三次元FDM解析による施工方法の検証および施工時の計測結果による妥当性の検証について報告する。

Key Words : shield tunnel, junction, underground enlargement, mountain tunneling, FDM analysis

1. はじめに

首都高速中央環状品川線大橋連結路は、首都高速3号渋谷線と中央環状線とを接続する大橋ジャンクションの一部で、中央環状品川線本線トンネルと分岐合流部を形成する連結路トンネルである。本工事は、密集市街地の幹線道路である都道環状第6号線(山手通り)の支線下にシールド発進立坑を開削工法で設けたのち、シールド工法により上下2層の連結路トンネルを構築する。

分岐合流部は、外径12.3mの本線シールドトンネルと外径9.5mの連結路シールドトンネルをセグメント離隔0.5mで併設し、沿道の交通等への影響を小さくするため、非開削でトンネル間を切開いて構築する。上下2層の構造であり、上層トンネルは延長210mの合流部、下層トンネルは延長180mの分流部となる。トンネルの土被りはそれぞれ18m、34mであり、上下トンネル間の離隔は1.3mの大断面超近接トンネルである¹⁾(図-1)。

施工箇所の地質は、均質な新第三紀鮮新世～第四紀更新世の上総層群の泥岩層(Kc)であり、自立性の高い地山であることから、切開きの施工方法として山岳工法

を採用している。本稿では、分岐合流部構築のための切開き施工における三次元FDM解析による施工方法の検証および施工時の計測結果による妥当性の検証について報告する。

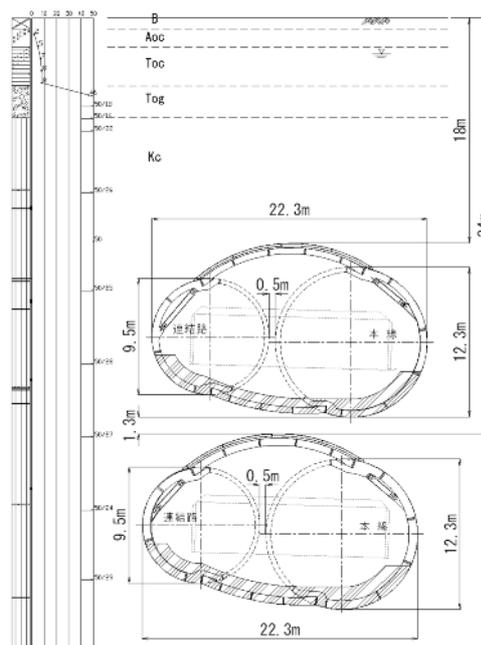


図-1 分岐合流部断面図

2. 分岐合流部の施工概要

(1) 地質構成

施工対象地盤の地質縦断面図を 図-2 に示す。当該区間の地質は、新第三紀鮮新世～第四紀更新世の上総層群の泥岩 (Kc) を基盤岩とし、その上位に第四紀更新世武蔵野礫層 (Mg)、東京層砂質土 (Tos)、東京層粘性土 (Toc)、東京礫層 (Tog) および埋土、ローム層、凝灰質粘性土などの地表層 (B) が分布する。

とくに、GL-13m以深にKc層が厚く堆積している。このKc層は概ね均質であり、一軸圧縮強度が2 000kN/m²程度で自立性が高い。また、介在砂層が存在するものの薄層であり、湧水量がほとんど認められない地層である。

(2) 分岐合流部の切開き施工概要

本工事で施工するトンネルおよび分岐合流部は、都市部で施工する大深度、大断面トンネルであり、周辺環境へ配慮した施工方法を選定し、かつ合理的な覆工構造を採用することが課題である。覆工構造には、中央環状新宿線で多く採用された場所打ち覆工コンクリートではなく、本線と連結路の間をアーチ状の鋼製拡幅セグメント（以下、アーチ鋼殻）で接合する楕円形構造を採用している。鋼殻主体の覆工にすることにより、高い止水性、耐久性の確保、狭隘な空間での施工性向上による工期短縮を図っている。

分岐合流部の覆工構造は、必要内空幅 (9m～17m) の変化に応じて4つのタイプを設計した。本線トンネルの内空断面の余裕により拡幅を必要としないTYPE-A、本線トンネルの側部を切開いて鋼製の拡幅セグメントにより幅1～2mを部分的に拡幅するTYPE-B、並行する連結路

トンネルと本線トンネルを切開いてアーチ鋼殻により両トンネルを一体化する大断面の無柱区間を構築するTYPE-C、ノーズ以降の連結路トンネルと本線トンネルの一本柱区間で場所打ちコンクリート躯体構造で一体化するTYPE-Dの4タイプである (図-3)。

最も延長の長いTYPE-Cの施工ステップを 図-4 に示す。まず、地中に残置される連結路シールドマシンの胴体部

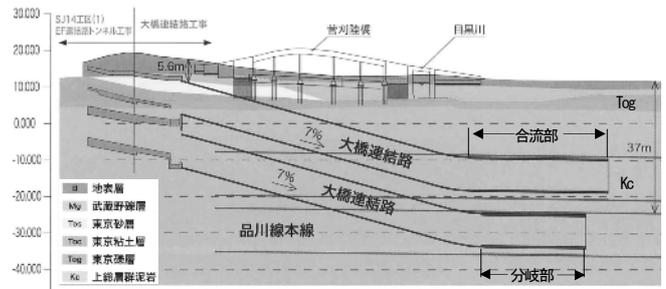


図-2 地質縦断面図

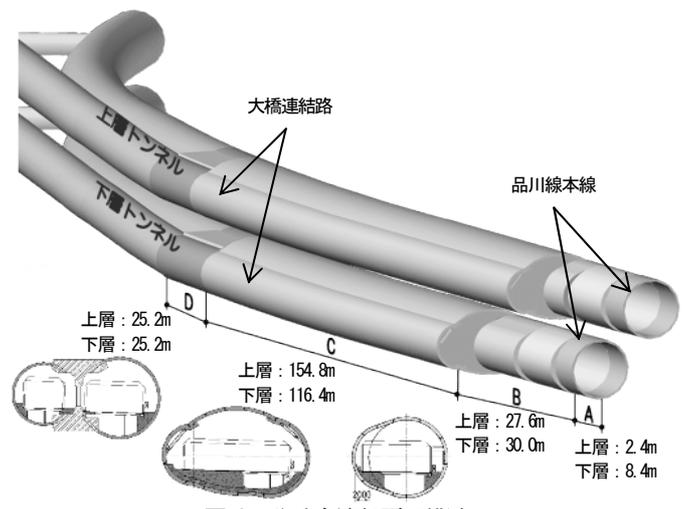


図-3 分岐合流部覆工構造

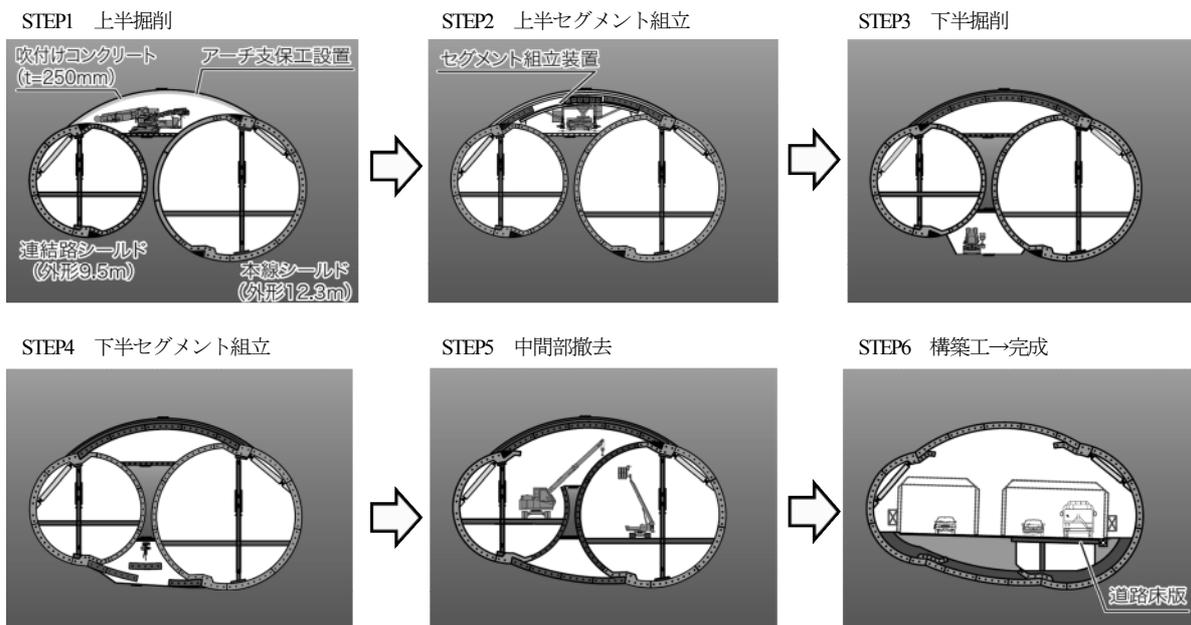


図-4 切開き施工ステップ (TYPE-C)

に開口を設置して切開き工の発進基地とし、上半部から鋼アーチ支保工と吹付モルタルを用いた山岳工法による掘削を行う（STEP1）。掘削完了後、本工事のために製作したセグメント組立装置で上半部のアーチ鋼殻を組み立てる（STEP2）。その後、下半も同様にシールドマシンを発進基地として掘削を行い（STEP3）、下半部のアーチ鋼殻を組み立てる（STEP4）。アーチ鋼殻がすべて組み立てられた後、連結路と本線の間の中間部を掘削し、シールドトンネルの仮セグメントを撤去し（STEP5）、道路床板などの構造物を構築する（STEP6）。

3. 山岳工法の適用性

(1) 地山強度比による評価

本工事の上半部掘削における都市部山岳工法の適用性について、地質調査で得られた地山物性値を用いて評価を行う。

粘性土地山においては、トンネル掘削による塑性変形や沈下が懸念され、施工方法の選定や支保構造の評価には地山強度比による指標が用いられることが多い。地山強度比 C_r は次の式(1)で示す²⁾。

$$C_r = \sigma_c / \gamma H \quad \text{式(1)}$$

ここで、 σ_c ：地山の軸圧縮強度、 γ ：単位体積重量、 H ：土被り

本工事の場合、安全側として下層トンネルの底盤位置における土被りを考慮しても、平均軸圧縮強度 $\sigma_c = 1920 \text{ kN/m}^2$ 、土被り $H = 50 \text{ m}$ 、単位体積重量 $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ より地山強度比は $C_r = 2.0$ となる。 $C_r \geq 2.0$ は、トンネル標準示方書に示されるように、切羽がほぼ安定した状態とみなされる地山と判定されるので、山岳工法の適用は十分可能であると判断した。

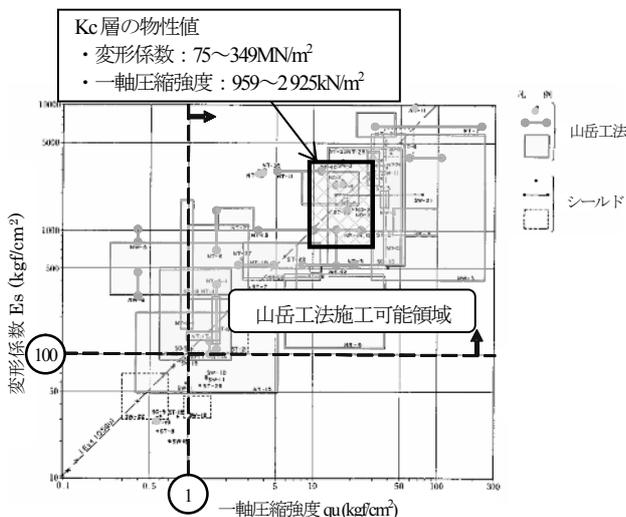


図5 都市部山岳工法における q_u と E の関係³⁾

(2) 変形係数と軸圧縮強度による評価

図-5に示すように、過去の実績から都市部山岳工法の限界は変形係数 $E = 10 \text{ MN/m}^2$ 、軸圧縮強度 $q_u = 100 \text{ kN/m}^2$ 程度といわれている。本工事対象地山の物性値（変形係数 $E = 75 \sim 349 \text{ MN/m}^2$ 、軸圧縮強度 $q_u = 959 \sim 2925 \text{ kN/m}^2$ ）をプロットすると、十分施工可能な領域に入っている。また、類似の施工事例からも山岳工法の適用は可能であると判断した。

(3) 支保工構造の選定

支保工構造は、類似条件であるKc層を対象とした都市部山岳工法の実績と、二次元FEM解析の解析的手法による構造照査に基づいて選定した。

吹付けは、設計基準強度 $\sigma_{ck} = 36 \text{ N/mm}^2$ 、厚さ250mmの高強度モルタルとし、鋼アーチ支保工は、H-200×200×8×12をセグメント幅に合わせて1.2m間隔に配置することとした。ロックボルトは以下の理由により採用しないこととした。

- ・土砂地山に近い地盤のため大きな効果が期待できない。
- ・穿孔による地下水の呼び込み、土砂流出を懸念。
- ・狭隘区間のため施工能率が低下し、トンネルの安定上不利である。

4. 三次元解析による施工方法の検証

(1) 三次元解析

分岐合流部は、本線と連結路のトンネル間を掘削し、両者を切開く構造であり、シールドトンネルを含めた掘削面積が約250m²となる大断面トンネルである。そのため、切羽の安定を図り、天端沈下や周辺地盤への影響を抑制することが重要である。また、本線と連結路の離隔が0.5mと非常に小さいことから、両シールドトンネル間の中間地山に崩落や緩みが生じると、切開き施工時におけるトンネル全体の安定が確保されない危険性がある。

そこで、図-6に示す三次元FDM解析(有限差分法)を用いて、切羽進行に伴う応力解放挙動を適切に評価し、切羽や中間地山の安定性、補助工法の必要性を検討した。解析に用いた地盤条件を表-1に示す。

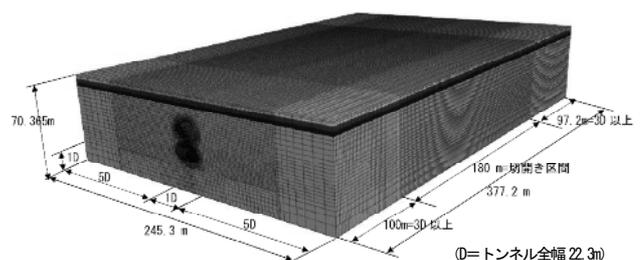


図6 三次元FDM解析モデル

表-1 地盤条件

	単位体積重量 γ (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (deg)	ポアソン比 ν	変形係数 E (kN/m ²)
B	20.0	0.0	30.0	0.35	72,800
Acc	20.0	20.0	0.0	0.45	4,200
Toc	19.0	122.0	14.0	0.45	11,200
Tog	20.0	0.0	42.0	0.30	140,000
Kc	19.0	710.0	14.0	0.35	527,000

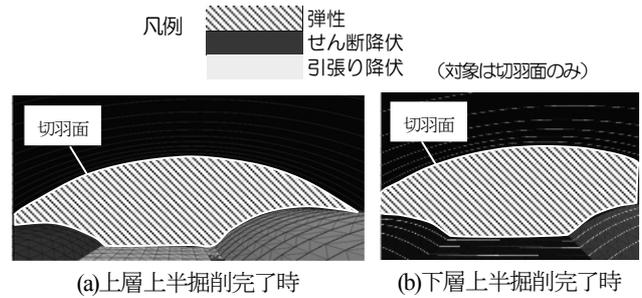


図-7 上半掘削切羽面の地山状態

(2) 切羽の安定性

FDM解析による上層トンネルおよび下層トンネルの上半掘削完了時の切羽面の地山状態を 図-7 に示す。

上下層ともに補助工法を行わない場合のTYPE-C上半掘削完了時のステップを示しているが、掘削天端および切羽は全ステップを通して全域が弾性状態であることが確認された。このことから、本工事においては、切羽の安定対策としての補助工法は不要であると判断した。

写真-1, 2 に上半掘削切羽面と掘削状況の写真を示す。当初想定どおりの自立性のある均質なKc層であり、出水や切羽崩壊等もなく順調に上半掘削を行うことができた。



写真-1 上半掘削切羽面

(3) 中間地山の安定性

図-8 にFDM解析による下半掘削完了時のトンネル周辺地山の破壊安全率分布を示す。

破壊安全率はモール・クーロンの破壊基準により算定し、中間地山を含めたトンネル周辺全域で安全率が1.0以上であることが確認された。したがって、地盤改良等の対策は不要であると判断した。

ただし、中間地山は切開き施工におけるトンネル全体の安定を確保するうえできわめて重要な箇所であり、とくに下半掘削時には、その健全性が最も求められる局面となる。そのため、事前に連結路シールドの坑内から中間地山の探査を行い(図-9)、空洞や顕著な緩みなどの不良箇所はなく健全であることを確認した。現在は下半の掘削に着手しているが、トンネルの異常な変状等はなく、順調に掘削を進めることができています。



写真-2 上半掘削状況

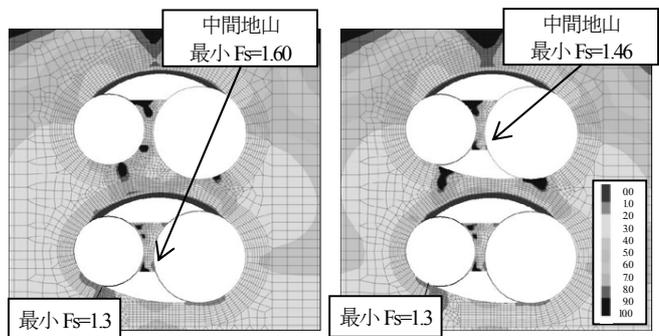


図-8 地山の破壊安全率

5. 施工時の変位, 応力履歴

(1) 地盤の変位 (天端変位)

上層トンネルの8計測点 (No.4~11) における掘削天端の切羽進行に伴う変位量の経時変化を 図-10 に示す。

天端の鉛直変位は、全般的に切羽との距離(切羽進行)が概ね15~30m (1~2D : D=上半掘削幅15m) で収束していることが確認できる。

本工事の覆工は、本線トンネルと連結路トンネルをアーチ鋼殻で接合する構造であり、シールドの施工誤差や

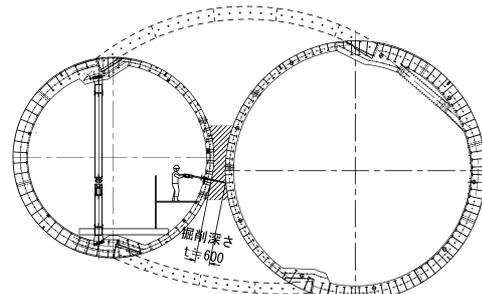


図-9 中間地山の空洞, 緩み探査

掘削による変位を考慮して鋼殻を製作する必要がある。そのため、計測結果をもとに、切羽が2D以上進行した段階で測量を行い、鋼殻の製作に着手することとした。

また、天端変位量の収束値については、解析値が4mm程度であるのに対し、計測値は5~10mm程度とやや大きい傾向が現れた。これは、後述する地中変位の分布からみても、掘削天端近傍の緩みによる影響と考えられる。

(2) 地盤の変位 (地中変位)

トンネル上部の地盤変状を確認するために、図-11 に示すように層別沈下計を設置した。図-12 に上層上半掘削時の鉛直変位量の解析値と計測値の深度分布を示す。

トンネル近傍の計測位置①~③は、解析値と計測値が比較的一致しており、計測位置④~⑥は、計測値が解析値より小さい結果となっている。

これらの要因としては、地盤の変形係数のひずみ依存性が考えられる。解析では、掘削の影響によるひずみが大きい掘削周辺の地盤も、掘削から離れたひずみが小さ

い地盤も同一の変形係数とし、ひずみの大小による影響は考慮していない。一方、実際の掘削近傍の地盤は、緩みによりひずみが増加するとともに変形係数も低下しているものと考えられる。これらの違いが実挙動との相違として現れていると推察される。

今後、ひずみレベルに応じた変形係数を適切に評価することで、解析予測精度の向上が図れると考えられる。

(3) 鋼アーチ支保工、吹付けモルタル応力

図-13 に上層および下層トンネルの切羽進行に伴う鋼アーチ支保工と吹付けモルタルの軸力変化を示す。

軸力は2D程度 (D=上半掘削幅15m) の切羽進行で収束していることが確認でき、天端変位の収束傾向とも一致する。

また、鋼アーチ支保工と吹付けモルタルの合計軸力の計測値は、下層トンネルに比べて上層トンネルが大きく発生している。解析値に対しては、下層はやや小さく、上層はやや大きい結果を示している。下層トンネルは直上に上層トンネルがあり、上層トンネルが荷重を受け持

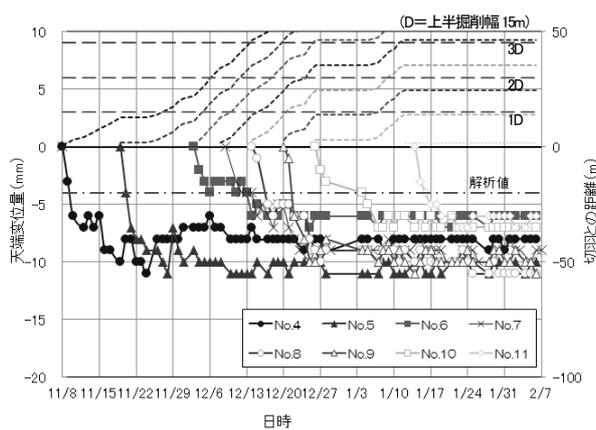


図-10 天端変位量の経時変化 (上層トンネル)

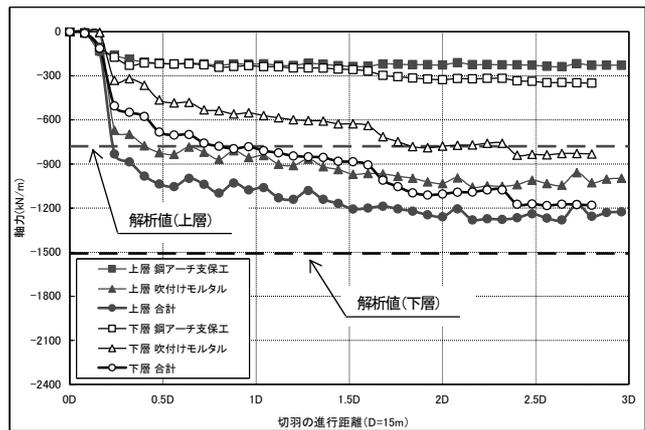


図-13 鋼アーチ支保工と吹付モルタルの軸力変化

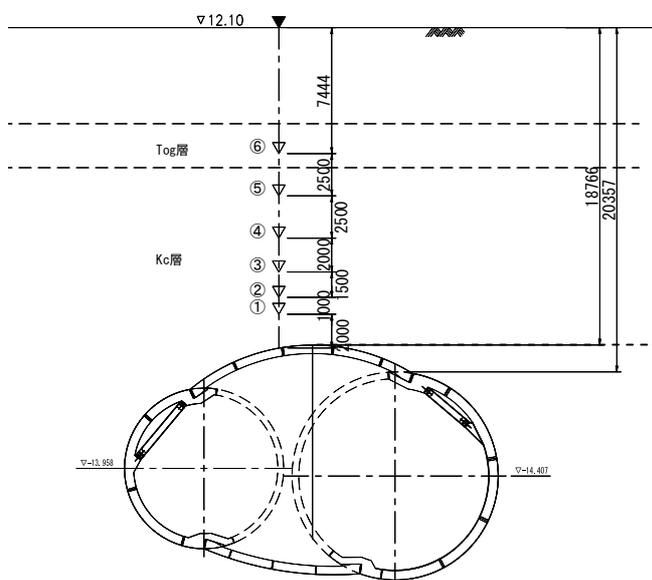
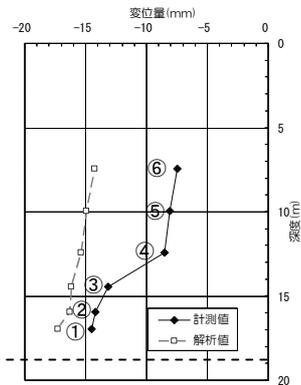


図-11 層別沈下計の配置



注) 変位量は、シールド掘進完了後の変動量 (上層上半および下層上半の掘削による影響) を抽出。

図-12 鉛直地中変位量の深度分布 (上層上半掘削時)

っているものと考えられる。

鋼アーチ支保工と吹付けモルタルの軸力分担は、上層が2:8、下層が3:7である。吹付けモルタルの負担が大きい、発生応力度は最大 $\sigma=4\text{N/mm}^2$ 程度であり、設計基準強度 $\sigma_{sk}=36\text{N/mm}^2$ に対して十分小さい値である。鋼アーチ支保工の発生応力度も最大 $\sigma=110\text{N/mm}^2$ 程度であり、許容応力度 $\sigma_{sk}=210\text{N/mm}^2$ に対して余裕がある結果であった。

(4) 鋼殻応力

本体構造物である鋼殻（鋼製セグメント）は、鋼殻組立後にシールドの近接施工や切開き掘削等のさまざまな施工過程の影響を受ける。そのため、鋼殻の設計では施工過程を考慮した逐次解析を実施しており、その妥当性と施工時の安全性を確認するために、図-14に示すように鋼殻にひずみ計を配置し、その応力状態を計測した。

図-15に下層トンネルの本線側計測位置⑧の鋼殻応力の経時変化を示す。

上半掘削時の挙動としては、まず、鋼殻の内外縁の応力ともに引張側にシフトしていることから、掘削による応力解放で軸力が抜けていることが確認できる。次に、切羽の進行に伴い、内縁は圧縮側、外縁は引張側にシフトしている。掘削に伴い鋼殻が徐々に地山側に変形することで負の曲げモーメントとなる挙動が確認できる。

現段階の上半掘削までの鋼殻の挙動は、概ね設計と同様の傾向を示している。

5. おわりに

本稿執筆時は、上層トンネル、下層トンネルともに上半の掘削とアーチ鋼殻の組立が完了したところである。今後は、下半の掘削とアーチ鋼殻の組立てを行い、中間地山の掘削、鋼殻の撤去といった施工へと移行していく。

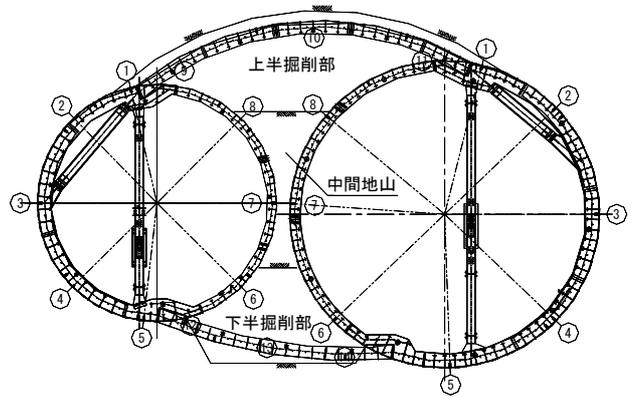


図-14 鋼殻ひずみ計配置図

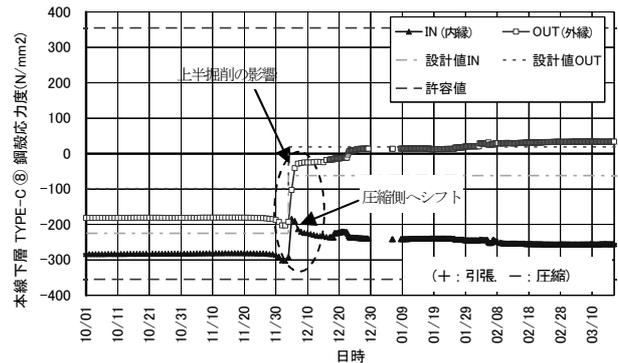


図-15 本線下層⑧ 鋼殻応力の経時変化

現段階までの挙動は、概ね設計で想定した範囲で推移しているが、引き続き、日々の計測監視により挙動の変化に注視し、慎重に工事を進めていく所存である。

参考文献

- 1) 牛越裕幸, 中西禎之, 井上隆広, 小倉靖之, 花島常雄: 道路トンネル分岐合流部における超近接併設シールドの設計・施工, トンネル工学報告集, 2012.
- 2) 土木学会: トンネル標準示方書 山岳工法・同解説, pp.217-218, 2006.7
- 3) 鹿島出版会: 都市トンネルにおける NATM, p.9, 1988.12

(2013.9.2受付)

DESIGN AND CONSTRUCTION FOR THE JUNCTION OF ROAD SHIELD TUNNELS BY MOUNTAIN TUNNELING METHOD

Atsushi YABUMOTO, Daisuke MIYAMA, Takahiro INOUE,
Yasuyuki OGURA and Masato SHIMIZU

This report describes a way to design and construct the junction of road shield tunnels. Because the construction ground was considerably firm, mountain tunneling method was adopted to bore and enlarge the ground around the shield tunnels. Three-dimensional FDM analysis was employed to study stability of the ground between these shield tunnels. And the validity of the construction method was inspected by monitoring the behavior of the ground and the tunnel lining as results.