

無導坑式めがねトンネルの設計，施工結果報告

Design and construction of twin tunnel by no pre-advanced tunnel

眞弓英大¹・鈴木雅行²・古川幸則³・黒田二郎⁴・星野直則⁵

Hidemoto MAYUMI, Masayuki SUZUKI, Yukinori FURUKAWA,
Jiro KURODA, Naonori HOSHINO

¹正会員 国土交通省名古屋事務所 設計課 (〒467-0847 名古屋市瑞穂区神徳町5-3)

²フェロー会員 博士(工学) ハザマ トンネル統括部 (〒107-8658 東京都港区北青山二丁目5-8)

³正会員 間・奥村特定建設工事共同企業体 (〒471-0815 愛知県豊田市大見町1-107-1)

E-mail: furukawa@hazama.co.jp

⁴正会員 間・奥村特定建設工事共同企業体 (〒471-0815 愛知県豊田市大見町1-107-1)

⁵ 奥村組 名古屋支店 土木部 (〒453-8555 名古屋市中村区竹橋町29-8)

Itsutsugaoka tunnel in Tokai loop highway is the twin tube tunnel passing through the hill near the residential area locating in southern Aichi prefecture. The following tunnel was constructed before the placing permanent lining of preceding tunnel as the first experience in Japan. Measurement result from the deformation and stress of twin tube tunnel showed the validity of support structure adopted.

Key Words : pre-advanced method, binocular tunnel, twin tube tunnel, design, execution (of works)

1. まえがき

東海環状自動車道は、名古屋市を中心とする 30～40km 圏内の都市を結ぶ環状道路であり、第2東名・名神高速道路，東名・名神高速道路，中央自動車道，東海北陸自動車道および東名阪自動車道と相互に連絡する延長約 160km の高規格幹線道路である。

また、本道路は名古屋圏の骨格道路として期待されているだけでなく、2005 年開催予定の『愛・地球博』メイン会場への重要なアクセス道路として早期開通が望まれている。五ヶ丘トンネルは、図-1 に示すように東海環状自動車道の南東部に位置し、愛知県豊田市に計画された延長 321m のめがねトンネルである。

本トンネルは、日本初となる全線無導坑方式によるめがねトンネルで、2002 年 3 月に着工して 2004 年 7 月に完成した。

事前地質調査結果では、対象地山はマサ土と花崗岩であり、花崗岩については著しく風化したものと予想されていた。しかし、実施工時に出現した花崗岩は非常に堅硬でかつ亀裂の少ないものであった。

このため、めがねトンネルの一般的な工法である導坑先進工法では工期的に余裕がないため、導坑を省略した無導坑式めがねトンネルとして設計・施工方法の変更を行った。

本報告は無導坑式めがねトンネルの設計・施工結果から得られた知見について報告するものである。

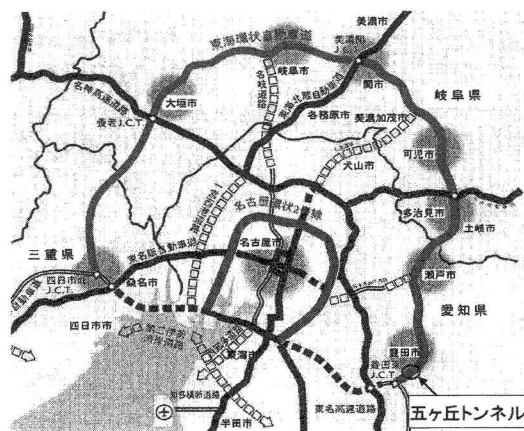


図-1 位置図

2. 工事概要

本工事の工事概要を以下に示す。

工 事 名	平成 13 年度東海環状 五ヶ丘トンネル工事
発 注 者	国土交通省中部地方整備局名四国道事務所
工事場所	愛知県豊田市松平志賀町
工 期	2002 年 3 月 19 日～2004 年 7 月 30 日
工事内容	トンネル工事 (NATM, めがねトンネル) 上下線 L=321m (掘削延長 293m) 起点・終点側坑門 14m 明り工事 ・切土 29,000m ³ ・盛土 154,500m ³ ・構造物 1 式

3. 地形・地質および周辺環境

トンネルの地形は、図-2 に示すように緩やかな傾斜面を呈し、全線において偏荷重を受ける地形である。また、トンネルの最大土被りは 28m と小さく、本トンネルに近接する住宅部には低土被り部があり、トンネル肩部の最低土被りが僅か 1m 程度となっている。

主要地質は、表-1 に示すように中生代白亜紀の領家帯伊奈川花崗岩とマサ土である。上部は強風化したマサ土が分布し、下部は硬岩あるいは風化残留花崗岩部からなる。また、マサ土部には、花崗岩がマサ土に風化する過程で残留したコアストーン(風化残留核)が介在している。

表-1 地 層 構 成 表

時代	地層名	記号	特徴
中生代白亜紀	伊奈川花崗岩	強風化帯	D1 D2
		弱風化帯	CL CM CH B
			小礫混じり砂状のマサ土が主体。砂礫状を呈する一方、φ1～3m 程度のコアストーンを包含する。(D1 は N<50, D2 は N≥50)
			中～粗粒花崗岩が主体。ほぼ深度とともに岩片状から柱状コアに変化する。石英脈や粗粒花崗岩を挟在する箇所もある。

事前地質調査結果では、本トンネル地山の花崗岩(CH～CM 級)は、弱風化したもので一軸圧縮強度も 22.5～53.5MPa であったことから、岩盤分類では CM 級が主体の地山であると予想されていた。しかし、実施工時に切羽に出現した花崗岩の一軸圧縮強度は、80～150MPa 程度と予想以上に堅硬でかつ亀裂の少ないものであり、岩盤分類で B～CH 級の地山も多く出現した。

周辺環境としては、終点側坑口部には工場および村落があり、起点側には住宅地が広がっていた。特

に起点側ではトンネルと住宅との離隔が最近接部で 24m 程度しかなく、トンネル掘削時の騒音・振動対策が必要であった。

4. 無導坑式めがねトンネルへの変更

(1) 設計見直し理由

本工事は領家帯伊那川花崗岩を主体とする地山において、めがねトンネルを施工するもので、当初計画では脚部支持力の問題から通常の中央導坑および側壁導坑を有しためがねトンネルで設計されていた。しかし、地質条件が大きく変化したこともあり、通常のめがねトンネルによる施工では工期遅延が懸念された。

そこで、わが国で施工されたトンネルとして、無導坑式めがねトンネルが北九州市発注の下到津トンネルで施工された¹⁾ことから、この方法を参考にした無導坑式めがねトンネルに設計を変更することとした。下到津トンネルでは先行トンネルの覆工を打設後、後行トンネルの施工をしていた。しかし、覆工を打設後の施工では、工期短縮が十分図れないことから、覆工を打設せずに支保工とインバートを施工した状態で後行トンネルを施工するという、わが国では初めての工法で施工を行うこととした。

(2) 設計の考え方

設計の見直しにあたっては、完成後のトンネル線形および内空断面に変更が生じないように配慮して行った。検討にあたっては、図-3 に示すように施工過程を考慮した 2 次元弾性解析による FEM 解析を実施し、支保工に発生する応力確認を行い支保部材の選定を行った。

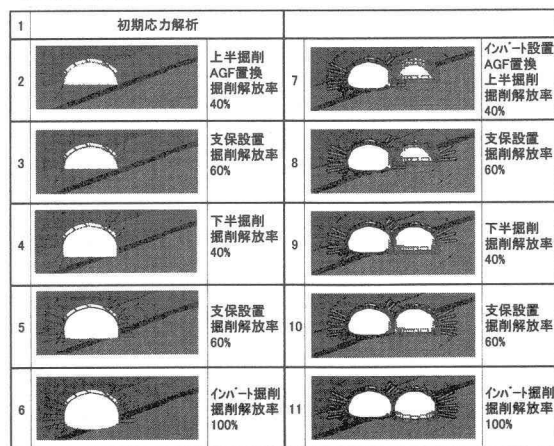


図-3 施工過程を考慮した FEM 解析

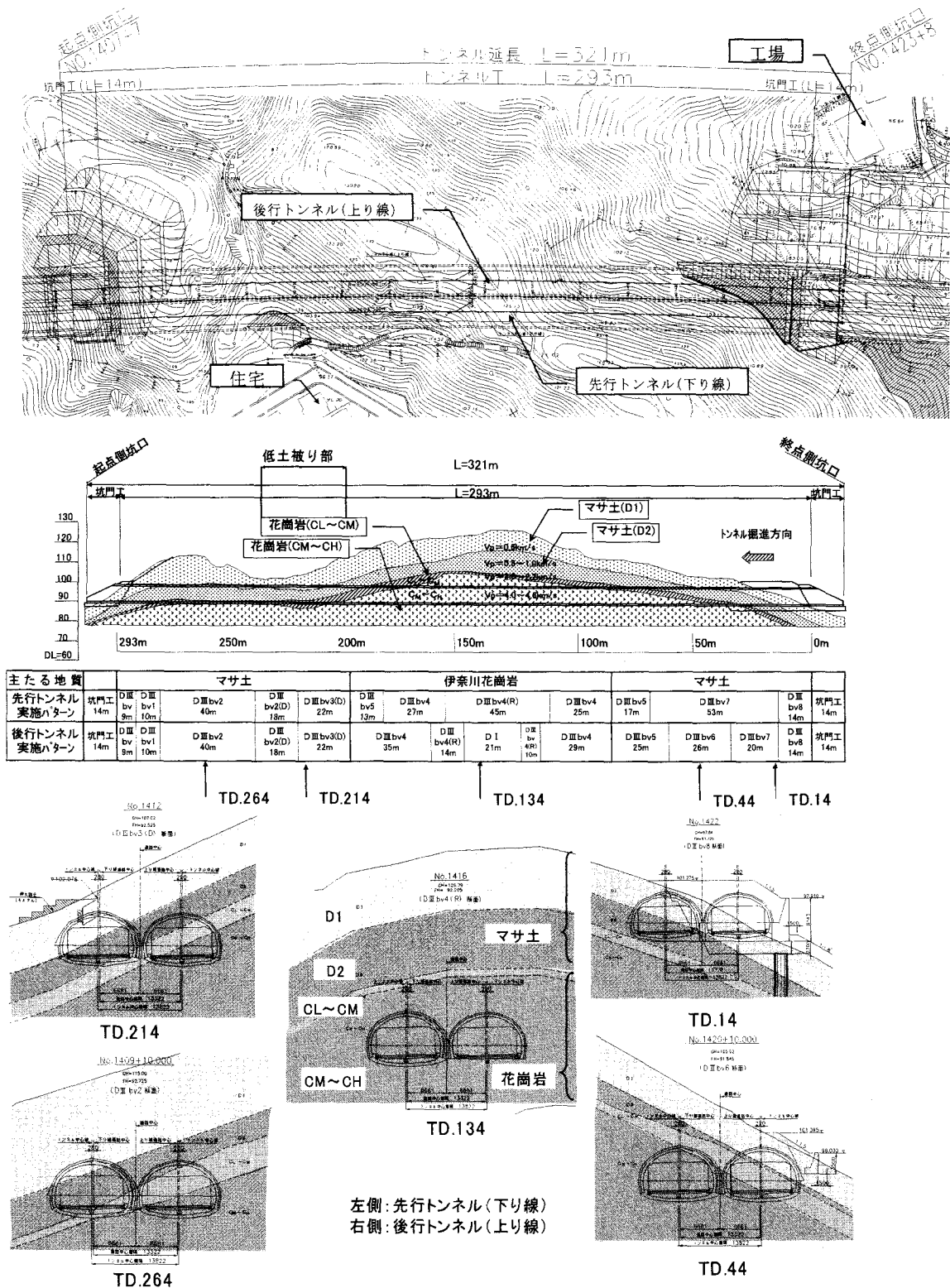


図-2 平面図，地質縦断図および断面図

(3) FEM解析の実施

図-2 に縦断図に示すように 2 次元 FEM 解析を以下の断面で実施した。

TD 44:先行トンネル土被り小

TD134:最小土被り

TD214:最大土被り

TD264: 先行トンネル土被り大

なお、モデル化における考え方を以下に列記する。

- 地山は平面要素とし、線形弾性体とした。
- 吹付けコンクリート、鋼製支保工、ロックボルトは梁要素とし、インバートコンクリートは平面要素とした。
- 先受け工法は、施工範囲の平面要素の物性値変更（変形係数増加）で対応した。
- 脚部地盤改良パイロは鋼管と鋼管内部の注入材との合成梁要素とした。
- 応力解放率はトンネル掘削時 40%、支保工設置時 60%とした。

解析に用いた物性値を表-2に示す.

表-2 物性値一覽

地層	E (kN/m ²)	γ (kN/m ³)	ν	C (kN/m ²)	ϕ (°)
CH	3,250,000	26.0	0.29	900	50
CL	600,000	25.5	0.30	550	45
D2	100,000	21.5	0.40	50	45
D1	50,000	19.0	0.40	10	31
インパート	22,000,000	24.0	0.20	500	50

梁部材

項目	$E(\text{kN/m}^2)$	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$I(\text{m}^4)$	$A(\text{m}^2)$
先行トンネル	1.22E+07	3.00E-01	2.25E-03	3.00E-01
後行トンネル	9.23E+06	3.00E-01	1.30E-03	2.50E-01
脚部バネ	3.64E+07	3.00E-01	1.00E-05	1.19E-02

ボルト

項目	E (kN/m ²)	ボルト半径 (m)
ロックボルト	2.10E+08	1.25E-02
注入式ボルト	1.62E+08	1.25E-02
ファイバーボルト	3.60E+07	1.40E-02

(4) 施工順序

施工順序について表-3に示す。導坑方式と比較して、無導坑方式は狭い導坑での作業がなく安全性が向上するだけでなく、工期短縮も図れ、大型機械による合理的なトンネル施工が可能となる。

表-3 掘削方式の違いによる施工順序比較

項目	一般的なめがねトンネルの施工方法	五ヶ丘トンネルの施工方法
工法	専坑先進方式 (導坑先進－覆工後掘削方式)	無導坑方式 (無導坑－覆工前掘削方式)
施工順序		
備考	先行トンネルインバート施工後に、後行トンネル掘削を行う。 先行トンネル覆工には、後行トンネル掘削時の影響がある。	先行トンネル覆工前に、後行トンネルの掘削を行う。 先行トンネル覆工には、後行トンネル掘削時の影響はない。

(5) 支保構造

めがねトンネルの技術的な課題として、後行トンネル施工時の先行トンネルの変形、センターピラー部の変形および沈下があげられる。

これらの対策として、先行トンネル側に高強度鋼繊維補強吹付けコンクリート、高規格鋼製支保工を採用した。また、センターピラー部には厚吹付けコンクリート、脚部には脚部地盤改良パイルを実施した。図-4に今回提案した支保構造図を示す。

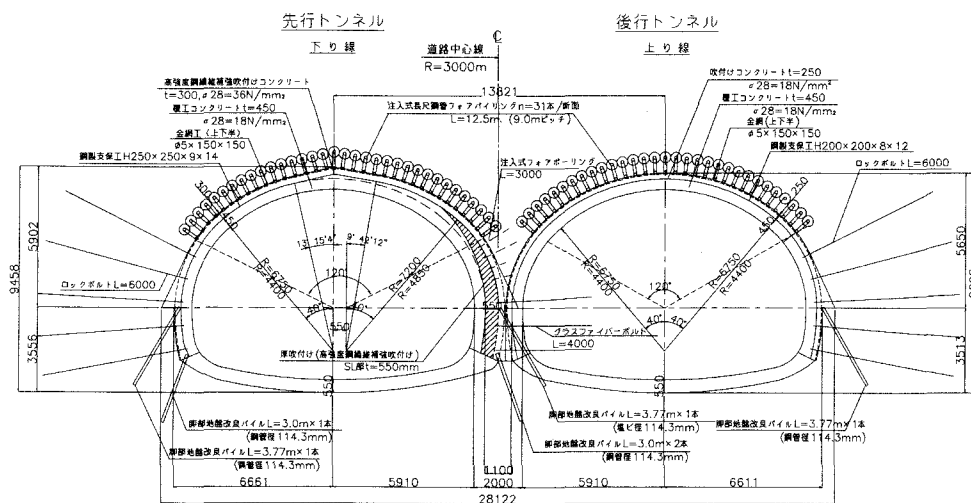


图-4 支保構造図

5. 計測結果および考察

(1) 計測概要

計測は計測 A の他に、解析を実施した断面 (TD. 44, TD. 134, TD. 214, TD. 264) において計測 B を実施した。ここでは、図-5 に示す測定箇所に着目して、後行トンネル施工に伴う先行トンネルへの影響について考察を行う。なお、先行トンネルセンターピラー部については、吹付けコンクリート本体と厚吹付けコンクリートの挙動を確認するため、それぞれの部材で計測を実施した。

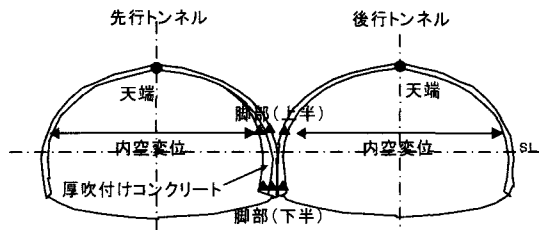


図-5 計測工考察における着目箇所

(2) 後行トンネル施工に伴う先行トンネルへの影響

a) 先行トンネルと後行トンネルにおける掘削時の挙動

無導坑式めがねトンネルはセンターピラーをもたず、両トンネルがそれぞれ単一トンネルとして考えられる。ここでは、先行トンネル完了時の先行トンネル計測結果と、後行トンネル施工完了時の後行トンネルの計測結果についての比較を行った。

① 天端沈下

先行トンネル、後行トンネルそれぞれの掘削完了時の天端沈下量を図-6 に示す。これより、両トンネルの地形・地質条件が同じ TD. 134 については、既往報告²⁾と同様に両トンネルともほぼ同程度の天端沈下量となっている。

先行トンネルの土被りが後行トンネルよりも大きい TD. 14, TD. 44 は、後行トンネルの天端沈下量よりも先行トンネルの天端沈下量が大きい。なお、TD. 14 付近の先行トンネルの天端沈下量が大きくなっているが、先行トンネル側は天端部にマサ土、後行トンネル側はソイルセメントと地質状況が異なることに起因していると判断される。先行トンネルの土被りが後行トンネルよりも小さい TD. 214 は、先行トンネルの天端沈下量が小さくなっている。TD. 264 は先行トンネルの土被りが後行トンネルよりも若干小さいが、主要地質は後行トンネルが花崗岩であるのに対し、先行側はマサ土である。このため、両トンネルそれぞれの天端沈下量は、先行トン

ネルの方が大きくなっている。

このことから、天端沈下量は地形・地質条件が同じであれば、両トンネルは単一トンネルとして同様な挙動を示すが、地形・地質条件が異なればその影響を強く受けることがわかる。

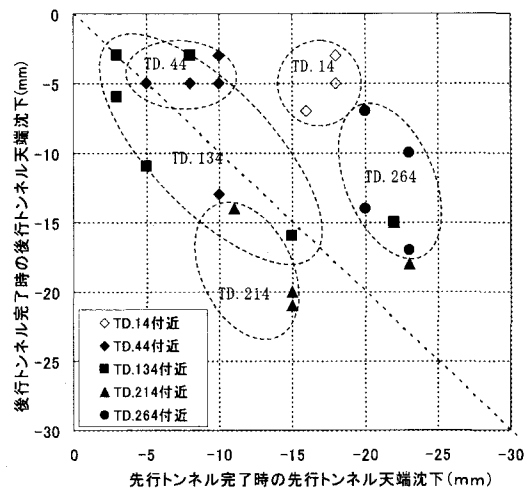


図-6 先行トンネルと後行トンネルにおける天端沈下量の比較

② 脚部沈下 (下半部)

先行トンネル、後行トンネルそれぞれの掘削完了時の脚部沈下量を図-7 に示す。脚部沈下量に関しては変位量が極めて小さいため、明確な傾向はつかみにくい。後行トンネルの脚部沈下量は先行トンネルの変位量に関わらず、5mm 以下の脚部沈下量となる傾向がある。

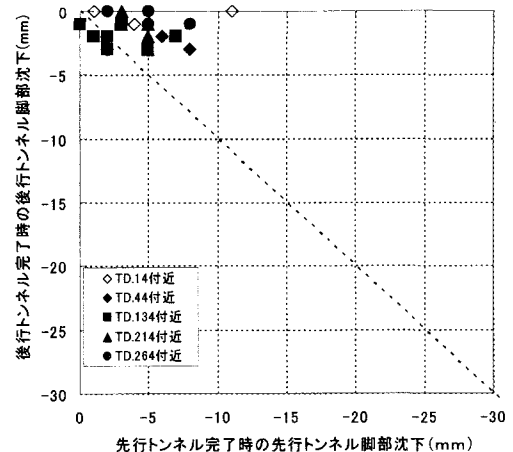


図-7 先行トンネルと後行トンネルにおける脚部沈下量の比較

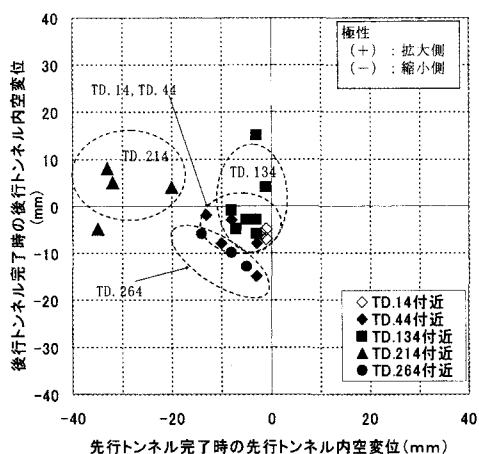


図-8 先行トンネルと後行トンネルにおける内空変位量の比較

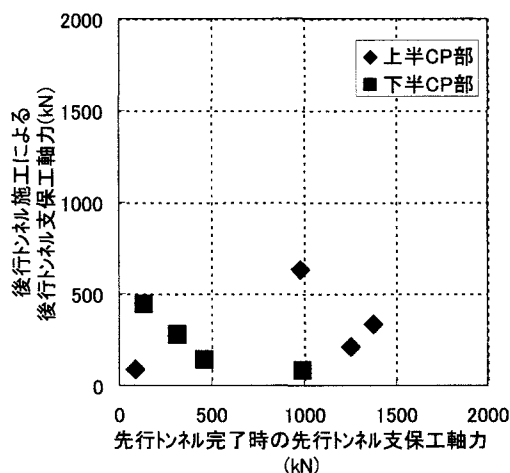


図-9 先行トンネルと後行トンネルにおける支保工軸力の比較

③ 内空変位

先行トンネルおよび後行トンネル掘削完了時の内空変位量を図-8 に示す。内空変位については、全般的に先行トンネルでは縮小方向に変位するが、後行トンネルでは両方向に変位している。

後行トンネルが谷側に位置する場合 (TD. 14, TD. 44) は、後行トンネルは偏圧の影響を受け縮小側へ変位しているが、山側に位置する場合 (TD. 214) は拡大側へ変位することがわかる。ただし、TD. 264 については斜面の影響よりも土被り厚の影響が大きく縮小側へ変位している。TD. 214 において先行トンネルの変位量が後行トンネルより大きくなっているが、先行トンネルの地山はマサ土主体で状態が悪

く、また偏圧地形であることが原因であると考えられる。

なお、土被りが同じ条件である TD. 134 においては、縮小・拡大側と両方向に変位しているが、変位量としては小さいものとなっている。

④ 支保工軸力

先行トンネル、後行トンネルそれぞれの掘削完了時の支保工軸力を図-9 に示す。両トンネルに発生した軸力を比較すると、先行トンネルの方が大きくなっている。これは先行トンネルの支保部材が後行トンネルよりも剛性が高いためと考えられる。

b) 後行トンネル掘削による先行トンネルへの影響

めがねトンネル施工時の留意すべき点のひとつとして、後行トンネル施工時の先行トンネルへの変形増加がある。ここでは、後行トンネル掘削の影響を先行トンネルの変形挙動に着目して考察してみる。

① 天端沈下

後行トンネル施工による先行トンネルへの天端沈下量の増分について図-10 に示す。

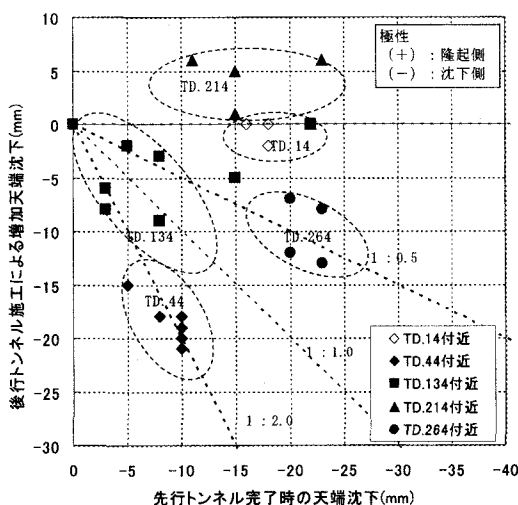


図-10 後行トンネル施工による先行トンネルへの増加天端沈下量

両トンネルの地質・地形条件が同じ TD. 134 では、先行トンネル完了時までの天端沈下量と後行トンネル施工による天端沈下量増加分を比較すると、ばらつきはあるもののほぼ同程度の増加量となっている。

先行トンネルの土被りが後行トンネルよりも大きい TD. 44 は、後行トンネル施工による沈下量増分が先行トンネル完了時と比較して約 2 倍程度となっている。なお、TD. 14 付近における増加した天端沈下量が進行していないのは、天端部のソイルセメント

が安定していたこと、上半支保工部材が脚付けコンクリート上にあるため、沈下し難い状況であったことが考えられる。

TD. 214 では、後行トンネル施工時、隆起方向に変位している。これは、後行トンネル側の土被りが大きい偏圧地形であり、かつ先行トンネル土被りが最小で 1m と極端に薄いため、後行トンネル施工により先行トンネルの内空が縮小側へ変形したためであると考えられる。

また、TD. 264 は TD. 214 とほぼ同様な条件であるが、先行トンネル側の土被りが TD. 214 よりも大きいいため、隆起側への変形が抑制されている。

② 脚部沈下

後行トンネル施工による先行トンネルの脚部沈下の増分について図-11 に示す。

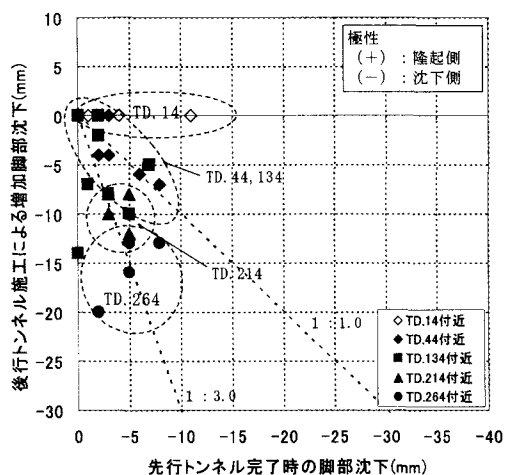


図-11 後行トンネル施工による先行トンネルへの増加脚部沈下量

TD. 14 は天端沈下と同様に後行トンネルの影響はほとんどないといえる。脚部に花崗岩が分布し安定している TD. 44 および TD. 134 では、概ね先行トンネル掘削時の沈下量と同程度の沈下が発生している。

しかし、脚部にマサ土が分布している TD. 214 および TD. 264 は偏圧地形でもあり、後行トンネル施工の影響が最も大きく、後行トンネル施工時の変位量は先行トンネル施工時の 3 倍となっている。また、その変位量も土被りが大きい TD. 264 付近が大きくなっている。

③ 内空変位

後行トンネル施工による先行トンネルの内空変位量の増分について図-12 に示す。内空変位については、先行トンネル施工時は縮小方向に変位するが、後行トンネル施工時には両方向に変位している。

先行トンネルが山側に位置する場合 (TD. 14, TD. 44) は、先行トンネルは拡大側へ変位しているが、谷側に位置する場合 (TD. 214, TD. 264) は縮小側へ変位することがわかる。TD. 214 の変位量が TD. 264 よりも大きくなっているのは偏圧の影響だと判断される。

なお、土被りが同じで地質も花崗岩と同条件である TD. 134 では、縮小・拡大側と両方向に変位している。これは、中間地山の亀裂の有無、向き、大きさ等の性状によるものと考えられる。

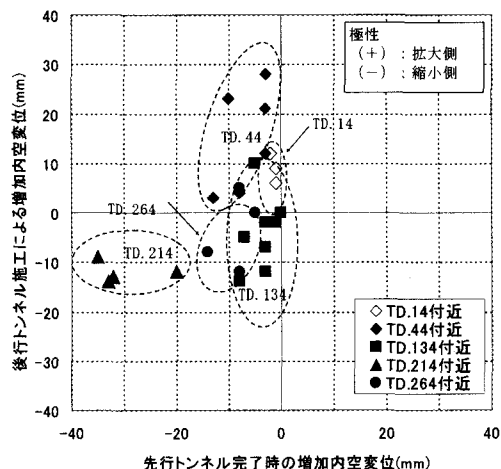


図-12 後行トンネル施工による先行トンネルへの増加内空変位量

④ 支保工軸力

後行トンネル施工による先行トンネルの支保工軸力の増分について図-13 に示す。これよりセンターピラー部の軸力は後行トンネル施工により圧縮力が増加することが確認できる。これは先行トンネルをインバート閉合することで、後行トンネル施工の影響を抑制しているものと考えられる。

また、先行トンネル厚吹付けコンクリート軸力と本体支保工部材である鋼製支保工および吹付けコンクリートの軸力を合算したものとの比較を図-14 に示す。これより、先行トンネル施工時には支保工部材としてほとんど機能していなかった厚吹付けコンクリートが、後行トンネル施工により機能し始めることが確認された。

(3) トンネルへの作用荷重

B 計測は 4 断面で、センターピラー部支保工部材の軸力を測定しているため、この計測値からセンターピラー部に作用する荷重を推定し、実際の土被り荷重との比を算出した。図-15 に土被り比と荷重比

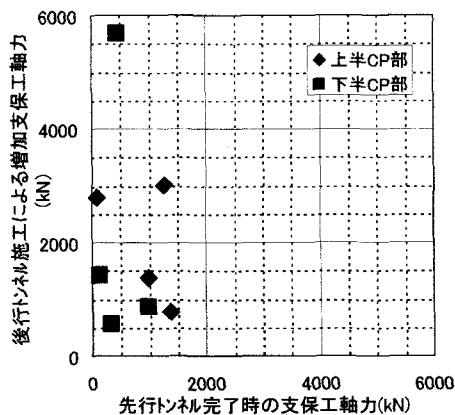


図-13 後行トンネル施工による先行トンネルの増加支保工軸力

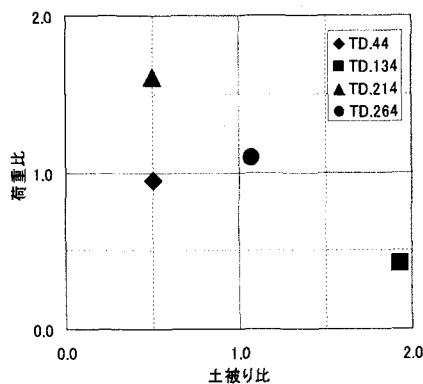


図-15 土被り比と荷重比の関係

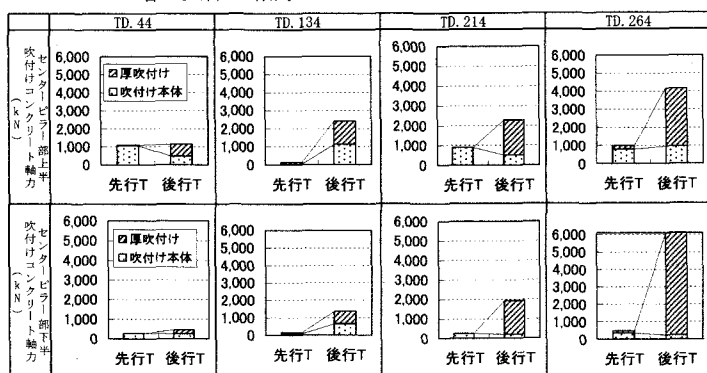


図-14 先行トンネル厚吹付けコンクリート軸力と本体支保工部材軸力との軸力比較

(ピラー部作用荷重/土被り荷重)の関係を示す。

センターピラー部作用荷重は、両トンネルの吹付けコンクリート応力と鋼製支保工軸力の最終値を用いて計算した。また、センターピラー部の土被りは、直上の地表面からトンネル天端位置までの距離とした。これより、以下の事項が確認された。

- ・ センターピラー部の荷重比は、0.4～1.6 となり、地質地形条件により異なった結果となる。
- ・ トンネル上部の地質がマサ土主体の断面 (TD. 44, TD. 264) では荷重比 1.0 程度であり、全土被り荷重が作用していると考えられる。
- ・ TD. 214 の荷重比 1.6 は、土被りが 1 m と極端に小さく地表面が傾斜しているうえ、後行トンネルが山側に位置しているため、斜面の土荷重が支保工部材に作用したためと考えられる。
- ・ TD. 134 の荷重比 0.4 は、土被りが 28m と他計測断面より比較的大きく、トンネル上部の地質が花崗岩のため、センターピラー部への作用荷重が小さかったと考えられる。

トンネルへの作用荷重に関してまとめると以下ようになる。

- ・ トンネルへの上載荷重は、全土被り荷重を見れば、概ね安全側と考えられる。
- ・ 土被りが小さく、地表面の傾斜が大きく、トンネル上部の地山の自立性が低い場合、荷重比が 100% を超える場合がある。このような場合には、上載荷重を全土被り荷重より大きく想定する必要がある。

謝 辞：本トンネルは、無導坑方式で「めがねトンネルにおける支保工状態での施工」という日本初の施工法を採用し無事貫通することができた。本工事の成功により、施工時における先行トンネルおよび後行トンネルの挙動について、解析および計測結果の評価の点で貴重なデータを得ることができた。

最後に、本トンネルの設計および施工における様々な課題について、五ヶ丘トンネル技術検討委員会 (今田徹委員長)、施工技術総合研究所をはじめ、多くの方に多大なるご指導とご支援を頂いた。本紙面を借りして謝辞を表す。

参考文献

- 1) 石川靖治, 上村正人, 米田裕樹, 中川浩二: 斬新な設計・施工のめがねトンネルで市街地に挑む, トンネルと地下, 第34巻5号, pp. 35-44, 2003.
- 2) 青木宏一, 若狭紘也, 上村正人, 進士正人, 中川浩二: 現場計測データに基づくめがねトンネルへの作用荷重と周辺地山挙動の評価, トンネル工学研究論文報告集, 第12巻, 2002年11月報告 (44)