

高性能初期高強度吹付けコンクリートを用いた 新支保パターンに関する試験施工

The Verification Test of New Support Pattern Using High Performance Shotcrete
with High Early Strength

金澤 博¹・西 恭彦²・上塘祥二郎³・木内 勉⁴・木全 宏之⁵
Hiroshi KANAZAWA, Takahiko NISHI, Shojiro KAMITOMO,
Tutomu KIUCHI, and Hiroyuki KIMATA

¹正会員 鉄道・運輸機構 鉄道建設本部

(〒231-8315 神奈川県横浜市中区本町6-50-1横浜アイランドタワー)

²正会員 工修 鉄道・運輸機構 鉄道建設本部設計技術部(同上)

³正会員 工修 鉄道・運輸機構 北陸新幹線建設局能生鉄道建設所
(〒389-2253 新潟県糸魚川市桜木94)

⁴正会員 清水建設株式会社 土木技術本部技術第二部

(〒105-8007東京都港区芝浦1-2-3シーバンスS館)

⁵正会員 工修 清水建設株式会社 土木技術本部設計部(同上)

The authors proposed the new support pattern using high performance shotcrete with high early strength without steel arch support, and tested the verification test at Mineyama tunnel of the Hokuriku-Shinkansen. The tests were three cases which were difference of the pattern and digging velocity. Then, the applicability of the new support pattern for construction sites were shown by analyzing the data. And also, new support pattern had the benefits of digging velocity and performance.

Key Words: NATM, new support pattern, high performance shotcrete with high early strength, verification test

1. はじめに

近年、公共事業の工費縮減に対する社会的要請がますます強まっており、山岳トンネル工事においても、従来の設計法や施工法を合理的に見直し、より早く安全に、かつ安価に工事を実施することが求められている。

NATMの支保工に関する現行設計では、既往のトンネル工事の実績と経験に基づいて作成された標準支保パターンが当初設計として一般に採用されている。標準支保パターンによる設計では、地山分類や等級に応じて支保部材の仕様が決定され、支保部材として吹付けコンクリート、ロックボルトおよび鋼製支保工が適宜組み合わせられる。元来各支保部材の支保性能については未解明な点も多く、また組み合わせの根拠は必ずしも明確でない。従って、標準

支保パターンによる設計は必ずしも各支保部材の支保性能を十分反映したものとは言えない。

鉄道・運輸機構では、掘進速度の向上と併せて経済性や安全性の向上を目的に、鉄道トンネルにおける従来の標準支保パターン $I_{NP}^{1)}$ を見直し、鋼製支保工を省略して吹付けコンクリートで代替する新支保パターンを提案した。新支保パターンを実現するため、10分の超若材齢で 3 N/mm^2 、材齢3時間で 4 N/mm^2 、材齢1日で 15 N/mm^2 、材齢28日で 36 N/mm^2 以上の圧縮強度発現がある高性能初期高強度吹付けコンクリートを開発した²⁾。そして、北陸新幹線の峰山トンネル(新潟県上越～糸魚川間)に適用して、試験施工を実施した³⁾。その結果、トンネルに変状は認められず安全に施工を行うことができ、新支保パターンの適用性を実証した。さらに、新支保パターンの適用と併せて機械設備を含めた施

工法について検討することにより、掘削サイクルタイムの短縮による大幅な掘進速度向上や工費低減を実現して、新支保パターンの有用性を実証した。試験施工の平均月進は 170m であり、最高月進は 321m で NATM として現状では国内最速の掘進速度を達成した。

本研究では、同峰山トンネルで実施した、従来の標準支保パターンと新支保パターンとを比較する試験施工とその計測データを分析することにより、標準支保パターンに対する新支保パターンの実現場への適用性をより詳細に検証した。すなわち、支保パターンや掘進速度を変化させた3つのパターンによる比較試験施工の計測データを比較、分析し、トンネル内空の挙動特性、トンネル周辺地山の挙動特性およびトンネルの力学的安定性を把握して、新支保パターンの実現場への適用性を検証した。

2. 試験施工の概要

(1) 試験施工位置

試験施工を実施した峰山トンネルは、図-1 に示すように新潟県上越～糸魚川間のほぼ中央の糸魚川市（旧能生町）地内に位置する全長 7,090m の北陸新幹線トンネルである。

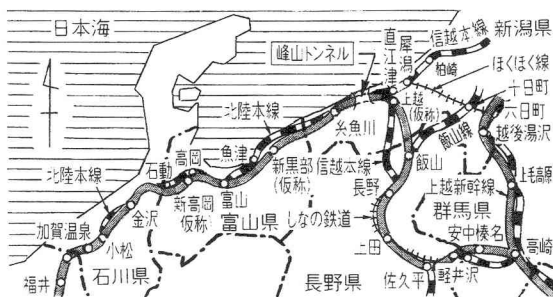


図-1 峰山トンネル位置図

トンネル縦断面図を図-2 に示すが、比較試験施工は、当該峰山トンネル西横坑より長野方へ 1066.55m の地点から 121m 区間（距離程 196km848m～196km727m）で実施した。先の試験施工は能生谷層地山で実施したが、今回の比較試験施工は工事工程上、川詰層地山で実施した。事前ボーリング調査結果から、川詰層地山は能生谷層地山と一軸圧縮強度等が類似した泥岩地山であり、また、比較的安定した均質地山が連続すると予想されたことから、当該区間で実施することとした。

(2) 試験施工パターン

本比較試験施工では、表-1 に示す支保パターンや掘進速度を変化させた 3 つのパターンを設定した。高性能初期高強度吹付けコンクリートを用い鋼製支保工を省略した新支保パターンの採用により、掘進速度として高速の 250m/月（10.9m/日）を目標としたパターン（以下、高速掘進 A 支保と称する）、当初設計ならびに施工計画で想定した標準支保パターン I_{NP} と通常の掘進速度 100m/月（4.3m/日）を目標としたパターン（以下、通常掘進 B 支保と称する）、ならびに新支保パターンではあるが、掘進速度は通常の 100m/月（4.3m/日）を目標としたパターン（以下、通常掘進 A 支保と称する）の 3 つの試験施工パターンを設定した。本比較試験施工区間の地山特性は、先の試験施工区間と概ね同様であり、新支保パターンの仕様は、先の試験施工と同一とした。図-3 に、各試験施工パターンのトンネル標準断面図を示す。

通常掘進A支保と通常掘進B支保との比較から、支保パターンの違いによる影響を検討し、高速掘進A支保と通常掘進A支保との比較から、掘進速度の違いによる影響を検討した。

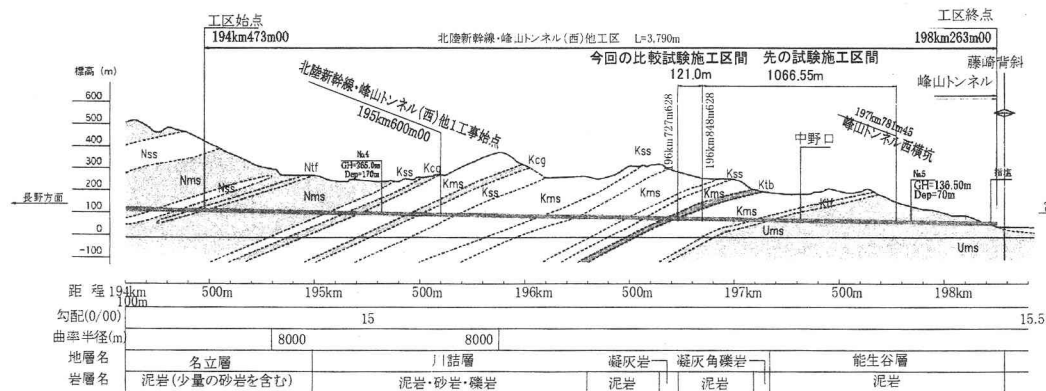


図-2 峰山トンネル縦断面図

表-1 試験施工パターン

試験施工パターン	掘進速度 (目標)	1 サイクル 進行長	支保パターン			
			種 別	吹付け コンクリート	ロックボルト	鋼製支保工
高速掘進 A 支保	250m/月 (10.9m/日)	1.5m	新支保	高性能 初期高強度 ²⁾ , t=10cm	l=3.0m, n=14 本 c=1.0m	—
通常掘進 A 支保	100m/月 (4.3m/日)	1.0m		標準支保 (I _{NP})	高品質 ⁴⁾ , t=15cm	H-125, etc=1.0m
通常掘進 B 支保						

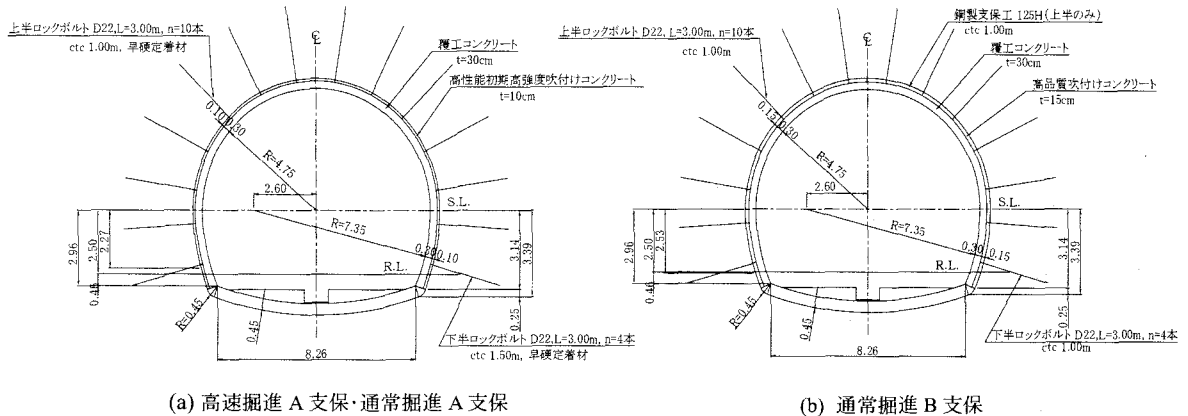


図-3 各試験施工パターンのトンネル標準断面図

(3) 計測および岩盤調査

試験施工は、2003 年 6 月 20 日～7 月 16 日の約 1 ヶ月間に亘って実施した。また、図-4 に示すように、試験施工は高速掘進 A 支保、通常掘進 A 支保および通常掘進 B 支保のパターンの順に実施した。

試験施工区間では、図-4 に示すように計測および岩盤調査を実施している。計測については、各試験施工パターン区間において、鉛直変位と内空変位測定による計測 A を実施しており、計測 A-①～計測 A-③の 3 断面で実施した。また、計測 A-①の断面では、地中変位測定、吹付けコンクリート応力ならびにひずみ測定、ロックボルト軸力測定および鋼製支保工応力測定（通常掘進 B 支保のみ）による計測 B を併せて実施した。計測器配置を図-5 に示す。一方、岩盤調査については、各試験施工パターン区間において、計測 A-①および計測 B の断面近傍で No.1～No.3 のボーリングを行い、試料を採取して室内試験を行った。また、各ボーリング孔で原位置試験を行った。原位置試験として、各試験施工パターン区間で弾性波探査も併せて行った。

3. 試験施工区間の地山特性

岩盤調査により、当該試験施工区間の地山特性を明らかにした。岩盤調査項目の一覧と調査位置を表-2 に示す。ボーリング孔位置や弾性波探査の側

線位置は、図-4 に示したとおりである。

岩盤調査結果から、当該試験施工区間の地山特性をまとめると、以下のようになる。

①本地山は新第三紀の泥岩地山である。一軸圧縮強度が 10～20MPa で亀裂もほとんどなく、泥岩としては硬質な地山である。

②膨張性地圧の特性を有しているものの、含水比が平均で 10%程度と非常に小さいことから水の影響を受けず、実際には膨張性地圧は作用しない地山である。

表-2 岩盤調査項目の一覧と調査位置

分 類		試 験 項 目	試料採取位置 試験位置
室 内 試 験	物理試験	単位体積重量試験	ボーリング孔 No.1～No.3
		土粒子密度試験	
		粒度試験	
		含水比試験	
		液性限界・塑性限界試験	
		スレーキング試験	
		超音波伝播速度測定	
	力学試験	一軸圧縮試験	
		圧裂引張試験	
		三軸圧縮試験 (CD)	
		三軸圧縮試験 (CU)	
	クリープ 試験	長期三軸クリープ試験 (CD)	
		三軸段階クリープ試験 (CU)	
	化学試験	X線回折試験	
		C E C試験	
原位置試験	孔内水平載荷試験	ボーリング孔 No.3	
	初期地圧測定 (コンパクトオバ-コアリング法)		
	弾性波探査 (屈折法弾性波探査・P波検層)	図4参照	

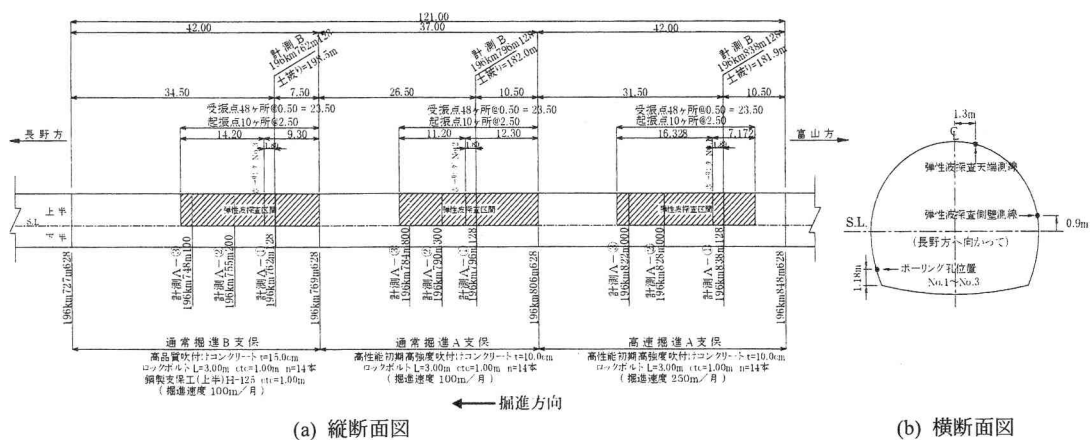


図-4 試験施工区間の計測および岩盤調査位置

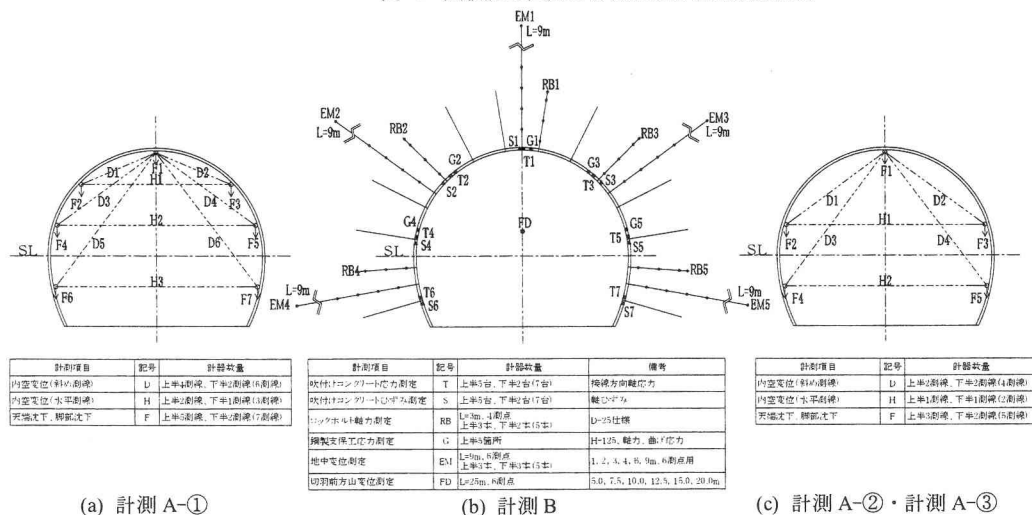


図-5 計測器配置

③粘性倍率は概ね 0.15 前後と小さく、クリープの影響は小さい地山である。ただし、一部に粘性倍率が 0.38 といったデータも認められる。

④初期地圧測定結果から、地圧には傾きがあり、土被りから想定される地圧の水平 2 方向および鉛直方向とも 1.5 倍以上の地圧が発生している。

⑤弾性波探査試験結果によれば、緩み領域は全試験施工区間延長に亘りトンネル坑壁から概ね 1m 前後と小さい。また、試験施工区間は比較的均一な地山であると想定されるものの、緩み領域は延長でばらついており、当然のことながら理想的な均一地山でない。緩み領域は、天端部では通常掘進 A 支保が高速掘進 A 支保、通常掘進 B 支保より大きく、側壁

部では逆に小さい(表-3、図-6参照)

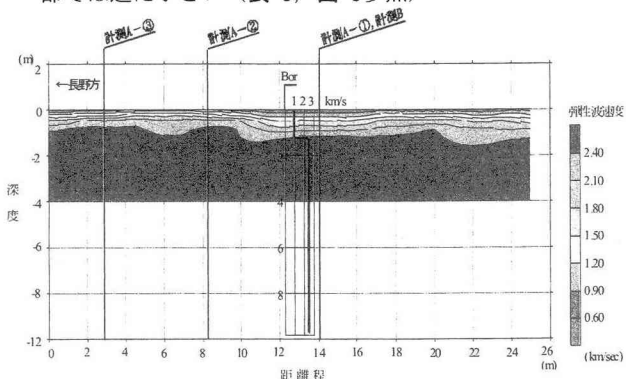


図-6 弾性波探査試験結果の一例
(通常掘進 A 支保の天端側線)

表-3 緩み領域

試験施工パターン		高速掘進 A 支保		通常掘進 A 支保		通常掘進 B 支保	
位置		天端(cm)	側壁(cm)	天端(cm)	側壁(cm)	天端(cm)	側壁(cm)
計測断面	計測 A-①・計測 B	50	90	110	60	60	80
	計測 A-②	60	100	80	40	50	90
	計測 A-③	60	90	80	60	50	80

注) 緩み領域は、トンネル坑壁より P 波速度 V_p が第 1 速度層 ($V_p=920\sim1500\text{m/s}$) から第 2 速度層 ($V_p=1900, 2500\sim2800\text{m/s}$) へ変化する境界部までの領域とする。

4. 計測データの分析

(1) 計測概要

試験施工区間の計測データを分析し、支保パターンや掘進速度の違いが当該トンネルの挙動に及ぼす影響を把握して、新支保パターンの実現場への適用性を検証した。

図-4 に示したように、高速掘進 A 支保、通常掘進 A 支保および通常掘進 B 支保の 3 つの試験施工パターンの各区間において、計測 A ならびに計測 B を実施した。

なお、既述のように試験施工は2003年6月20日～7月16日の約1ヶ月間に亘り実施したが、計測データの分析はトンネル掘削直後から内空変位データや鉛直変位データが概ね収束した2003年11月10日（掘削後、高速掘進A支保は136日、通常掘進A支保は126日、通常掘進B支保は117日）までの計測データについて行った。

(2) トンネル内空の挙動特性

トンネル内空の挙動特性を把握するため、鉛直変位データおよび内空変位データの分析を行った。まず、鉛直変位および内空変位の経時変化特性を把握するため、図-7 にトンネル掘削直後から 11 月 10 日までのデータを示す。鉛直変位については天端沈下（図-5 中 F1）、内空変位については SL+1,500mm のレベル（図-5 中、計測 A-①では H2、計測 A-②、A-③では H1）のデータを示す。これより、以下のことがわかる。

①天端沈下、内空変位とも、概ね掘削後 10 日程度以内に大きな沈下、変位が生じている。また、天端沈下はほとんどの断面で収束しているが、通常掘進 A 支保の断面 A-①では 11 月 10 日時点でも約 1.5mm/月の微小な変形が進行している。一方、内空変位に関しては、ほとんどの断面で 11 月 10 日に至るまで約 0.5～1.5mm/月の微小な変形が進行している。なお、各試験施工区間でインポート打設によりトンネル断面が閉合され、インポート打設後 1 ヶ月以上が経過した 2004 年 3 月時点で計測値は収束している。

②天端沈下の最大変位は、高速掘進 A 支保と通常掘進 B 支保が 5～7mm 程度あるのに対し、通常掘進 A 支保では約 12～20mm と大きい。一方、SL+1,500mm の内空変位の最大値について見れば、逆に通常掘進 A 支保が高速掘進 A 支保と通常掘進 B 支保より小さい。

上記②については、表-3、図-6 に示した弾性波

探査試験より得られた地山の緩み領域の大きさに対応した結果となっている。これは、当該試験施工区間は比較的均一な地山であると想定されるものの、緩み領域は延長でばらついており、沈下量が地山の不均一性の影響も受けていると考えられる。

次に、図-7 に示すデータを切羽距離との関係で再整理し、その関係を多項式近似して、切羽距離増分に対する鉛直変位および内空変位の増分の比すなわち見かけの変位速度を求め、鉛直変位および内空変位の経時変化特性について検討した。各試験施工パターンで掘進速度に差異があり、切羽距離との関係で整理することによって各試験施工パターンのデータを直接的に比較することができる。また、変位速度を比較することで、各試験施工パターンの支保性能を把握することができる。図-8 にその結果を示すが、これより以下のことがわかる。

①天端沈下の見かけの変位速度について、切羽位置が掘削から 1D(D はトンネル径で 10m と設定)までの変位速度は、高速掘進 A 支保が通常掘進 A 支保、通常掘進 B 支保と比べ最も小さくなっており、1D 以降ではいずれの試験施工パターンでも収束する傾向がある。通常掘進 A 支保と通常掘進 B 支保では、変位速度に大きな差異は認められない。

②内空変位については、切羽位置が掘削から 1D までの見かけの変位速度は、通常掘進 A 支保が多少小さい傾向があるものの、いずれの試験施工パターンとも顕著な差異は認められず、1D 以降で天端沈下同様収束する傾向がある。

以上のことから、特に天端沈下の見かけの変位速度について見れば、切羽位置が掘削から 1D までにおいて、高速掘進 A 支保の変位速度が最も小さい。これより、新支保パターンで高速掘進の場合に最も変位進行の抑制効果すなわち支保性能が高いことが窺える。一方、通常掘進 A 支保と通常掘進 B 支保では、変位速度に大きな差異は認められず、支保パターンの違いによる影響は認められない。

(3) トンネル周辺地山の挙動特性

トンネル周辺地山の挙動特性を把握するため、地中変位データの分析を行った。図-9 に 11 月 10 日時点の地中変位分布を内空表面の変位ベクトルと併せて示す。図-9 を観視すると、以下のことがわかる。

①高速掘進 A 支保について、内空表面測点での変位量は同等レベルであることから、地中変位の深度 9m 位置は不動点とみなせ、トンネル掘削影響領域地中域は掘削面から 3m 程度であると考えられる。

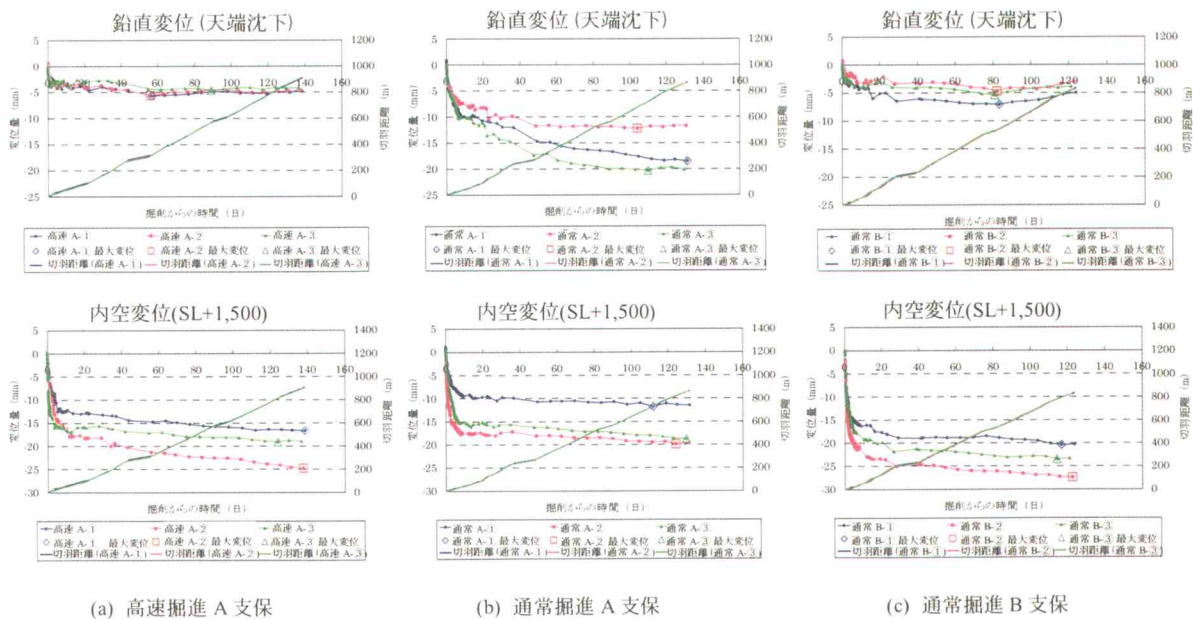


図-7 鉛直変位と内空変位の経時変化

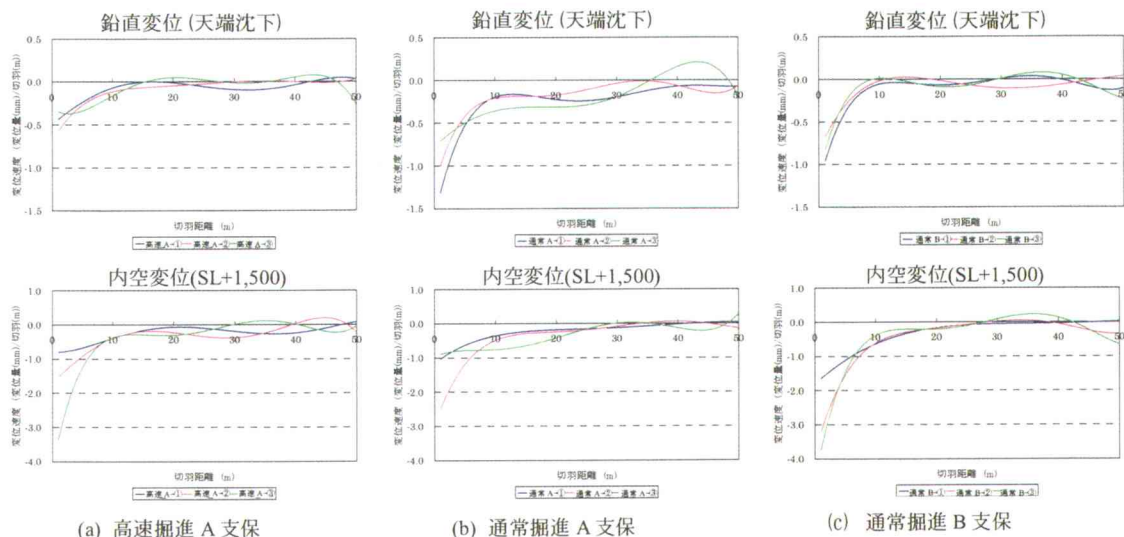


図-8 見かけの変位速度と切羽距離の関係

②通常掘進 A 支保について、内空表面測点での変位量は、天端部を除き約 2 倍程度の差異が生じていることから、地中変位の深度 9m 位置はアンカーが動点となった可能性があるが、トンネル掘削影響領域は掘削面から 4m 程度であると考えられる。天端の地中変位は、内空変位を含め高速掘進 A 支保や通常掘進 B 支保に比べ極めて大きい。これは、弾性波探査試験より得られた地山の緩み領域の大きさに対応した結果となっている。

③通常掘進 B 支保について、内空表面測点での変位量は同等レベルであることから、地中変位計測での深度 9m 位置は不動点とみなせ、トンネル掘削影響領域は掘削面から 6m 程度であると考えられる。

以上のことから、大まかな議論ではあるが、高速掘進 A 支保の掘削影響領域が最も小さく、また通常掘進 A 支保の掘削影響領域は通常掘進 B 支保の掘削影響領域より小さい。これより、従来の標準支保パターンに比べて新支保パターンの支保性能の優

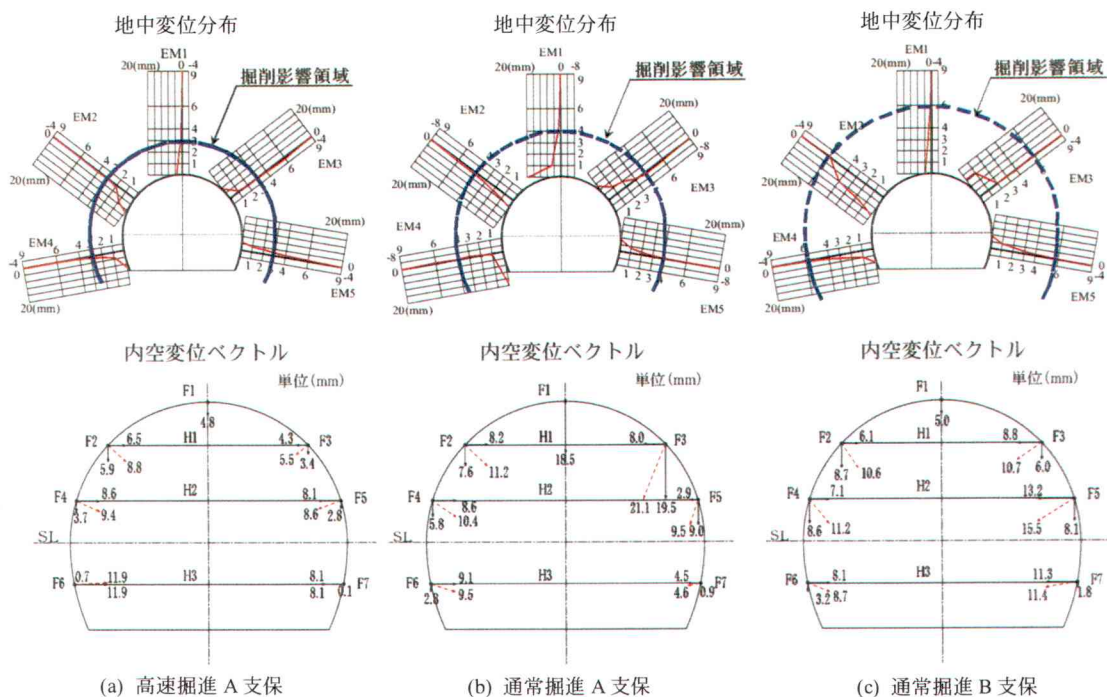


図-9 2003 年 11 月 10 日時点の地中変位分布と内空変位ベクトル

位性が認められ、高速掘進の場合にはさらに優位性があることが窺える。

(4) トンネルの力学的安定

トンネルの力学的安定性について検討するため、吹付けコンクリートの応力データ、ひずみデータならびに鋼製支保工の応力データの分析を行った。11 月 10 日時点の吹付けコンクリートの応力に断面積を乗じて軸力に換算し、同様に鋼製支保工の応力を軸力に換算して示したものが図-10 である。軸力はトンネル延長 1m 当たりについて求めた。これより、以下のことがわかる。

①吹付けコンクリート軸力の平均値は高速掘進 A 支保が約 200kN、通常掘進 A 支保が約 300kN、通常掘進 B 支保が約 290kN の圧縮であり、通常掘進 A 支保と通常掘進 B 支保の軸力が同程度で大きく、高速掘進 A 支保の軸力は 2/3 程度で最も小さい。

②通常掘進 B 支保で吹付けコンクリート軸力に鋼製支保工の軸力を加えると、平均約 750kN となり、高速掘進 A 支保および通常掘進 A 支保の軸力の約 2.5～3.8 倍である。

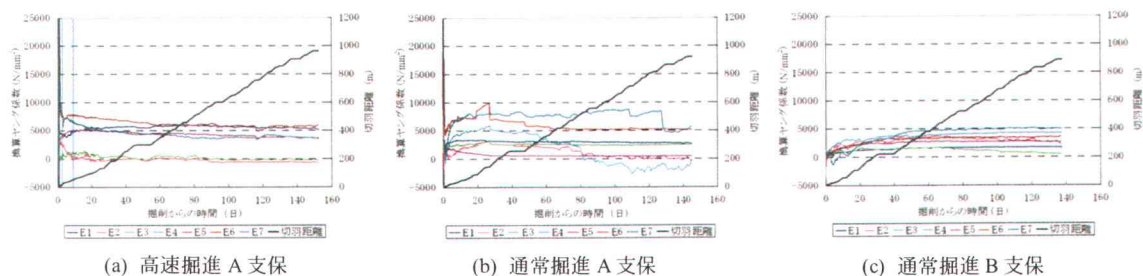
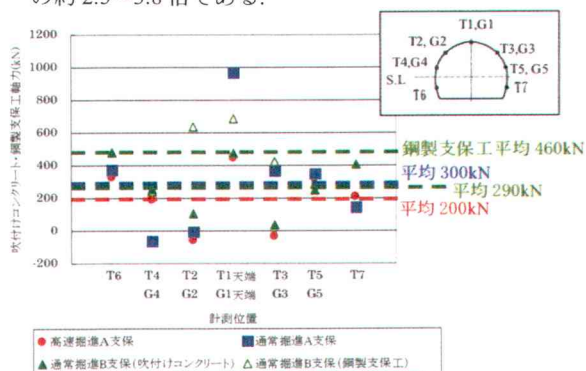


図-11 吹付けコンクリートの換算ヤング係数（応力/ひずみ）の経時変化

平均値を用いた画一的な評価に議論の余地があるが、上記の計測データの分析からは、高速掘進 A 支保、通常掘進 A 支保および通常掘進 B 支保の順に、分担する軸力すなわち支保力が大きくなる結果となった。この結果は図-9 に示した掘削影響領域の大きさに対応している。

一つの試みとして、吹付けコンクリートの応力をひずみで除すことにより、吹付けコンクリートの換算ヤング係数を求めた。その結果を図-11 に示すが、以下のことがわかる。

①換算ヤング係数の経時変化を概観すると、高性能初期高強度吹付けコンクリートを使用した高速掘進 A 支保、通常掘進 A 支保では、高品質吹付けコンクリートを使用した通常掘進 B 支保と比較して掘削後早期に大きな値を示しており、高性能初期高強度吹付けコンクリートの早期の強度発現が確認できる。

②換算ヤング係数は、高速掘進 A 支保、通常掘進 A 支保が 5000N/mm^2 前後、通常掘進 B 支保が $1000 \sim 5000\text{N/mm}^2$ に収束している。材料試験結果によれば、高性能初期高強度吹付けコンクリートと高品質吹付けコンクリートのヤング係数はそれぞれ 28000N/mm^2 、 22000N/mm^2 程度であり、材料試験結果の $1/6 \sim 1/30$ 程度の小さな値となっている。これは、吹付けコンクリートのクリープ、乾燥収縮、温度変化等の影響によるものであると考えられる。

5. まとめ

北陸新幹線の峰山トンネルにおいて、高性能初期高強度吹付けコンクリートを用い、鋼製支保工を省略した NATM の新支保パターンに関する試験施工を実施した。支保パターンや掘進速度を変化させた 3 つのパターンによる試験施工を行い、計測データの分析から、従来の標準支保パターン I_{NP} 対して新支保パターンの実現場への適用性を検証した。計測データの分析結果ならびに新支保パターンの適用性についてまとめると以下のようになる。

①鉛直変位（天端沈下）、内空変位、地中変位、吹付けコンクリート応力および鋼製支保工応力の計測データより、変位速度、掘削影響領域ならびに支保力について分析した。その結果、概ね従来の標準支保パターンに比べて新支保パターンの支保性能の優位性が認められ、高速掘進の場合にはさらに優位性があることが認められた。

②当該地山は、理想的な均一地山でなく、試験施工区間で地山特性にはばらつきがあることから、新

支保パターンの適用性をより詳細に検証するには、解析的検討による計測データの補完を行うこと等が必要である。また、当該地山は、地下水の影響がほとんどなく、一軸圧縮強度が $10 \sim 20\text{MPa}$ で泥岩としては安定した硬質な地山である。新支保パターンの適用可能な地山を見極めるためには、地山条件の異なる現場での実証試験を行う等、さらなる検証が必要であると考えられる。

参考文献

- 1) 日本鉄道建設公団：NATM 設計施工指針，1996。
- 2) 越智 修，小澤勝巳，吉原伸行，石田 積：高性能初期高強度吹付けコンクリートの開発，トンネル工学研究論文・報告集，第 13 巻，pp.303-308，2003。
- 3) 田中健一，森 直樹：〔施工〕初期高強度吹付けを用いた NATM 新支保パターン 北陸新幹線 峰山トンネル西工区，トンネルと地下，Vol.34, No.10, pp.7-16，2003。
- 4) 日本鉄道建設公団：高品質吹付けコンクリート設計・施工指針（案），1997。