

脆弱地質での大断面トンネルの挙動特性

CHARACTERISTICS BEHAVIOR OF A LARGE-SCALE TUNNEL IN WEAK ROCK

小林隆幸*・佐藤 淳*・楠本 太**

Takayuki KOBAYASHI, Jun SATO, Futoshi KUSUMOTO

In the areas with weak rock where the strength of rock mass was low, an increase in diverging displacement was accompanied by problems such as the breakage of rock bolts, which destabilized the tunnel supporting structure. Characteristics behavior of this kind was confirmed by measurement data related to the enlargement work at the fault fracture zone boundary, verifying that a dense layout of system rock bolts from the tunnel shoulder to near the spring line can reduce the damage associated with weak rock, during formation of the ground arch, and effectively stabilize the tunnel supporting structure.

Key Words: weak rock, enlargement, system rock bolts, measurement, ground arch

1. はじめに

第二東名トンネルは、掘削断面積は約 190m²、内空縦横比は 0.65 の 5 芯円トンネルである。この大断面トンネルの掘削では、地山等級が C や D I では、トンネル支保構造系の力学的安定に関する課題は少ないが、岩盤強度の低い脆弱地質区間では、発散型の変位増大とともに上半支保工脚部周辺のロックボルト頭部破断などが生じ、不安定なトンネル支保構造系を形成する。このような挙動特性は、脆弱地質区間での上半掘削時計測データなどで確認されており、肩部から上半支保工脚部にかけて密に配置したシステムロックボルトにより、グランドアーチ形成時の破壊進行は抑制でき、これがトンネル支保構造系の力学的安定に有効に機能することを実証した。

2. トンネル挙動計測環境

富士川トンネルは、延長約 4,500m の長大トンネルであるので、爆破方式の TBM 導坑先進拡幅掘削工法を採用している。この工法では、上半断面中央に、掘削断面積が約 20m² の TBM 導坑を先行掘削しており、上半掘削時の地質は明らかになっているので、表-1 の支保構造を採用した。ここでの地質は、図-1 に示すように、トンネルの中央付近に、活断層を含む入山断層破碎帯が分布する。

表-1 トンネル支保構造仕様

断面区分		CⅠ-B-P	CⅡ-B-P	DⅠ-B-P
1掘削進行長(m)		2.00	1.50	1.20
判定の目安 切羽評価点		≥55	55>>35	≤35
吹付けコンクリート	圧縮強度	36N/mm ²		
	吹付け厚(cm)	15, SFRS	15	20
鋼アーチ支保工 (SS540)		-	HH-154	HH-154
ロックボルト	耐力		170kN	
	長さ	上半	6.0m	6.0m
		下半	4.0m	6.0m
	周方向(m)	1.50	1.20	
	延長方向(m)	2.00	1.50	1.20

この西側は、新第三紀鮮新世の比較的に安定する堆積岩の砂岩、礫岩が分布し、土被り厚は約 200~300m である。地山等級の判定は、新切羽評価点法¹⁾を適用した。トンネル挙動計測は、切羽位置で吹付けコンクリート面に測点用ターゲットを取付け、測定精度が±1.0mm の光波測距方式の 3 次元自動測量・計測システムを用いて測定した。

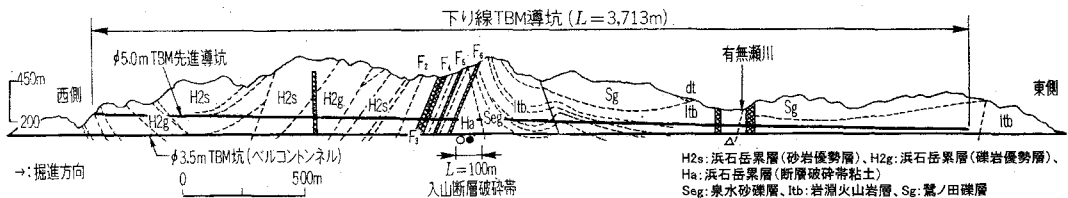


図-1 地質縦断面図(下り線)

* 正会員 日本道路公団静岡建設局富士工事事務所

** 正会員 清水建設・熊谷組・竹中土木共同企業体 第二東名高速道路富士川トンネル西(その3)工事

3. 拡幅掘削時の挙動特性

下り線西側の延長約1,500m間での上半切羽が2D（D：掘削幅）進行した時点の上半断面測点の鉛直変位（V）と内空変位（H）の延長方向分布は、図－2に示す。インバート掘削が完了している約1,000m間での最終変位量は、表－2に示す。上半切羽が0.5D進行時の2D時に対する変位比率と最終変位の全変位量に対する上半2D時の比率は、切羽評価点との対応で、図－3と表－3に示す。計測断面数は、上下半掘削完了は86、インバート完了は61である。

これらから、新第三紀堆積岩でのTBM導坑先進拡幅掘削工法のトンネル挙動特性として、以下のことが言える。

(1) 崩壊性地

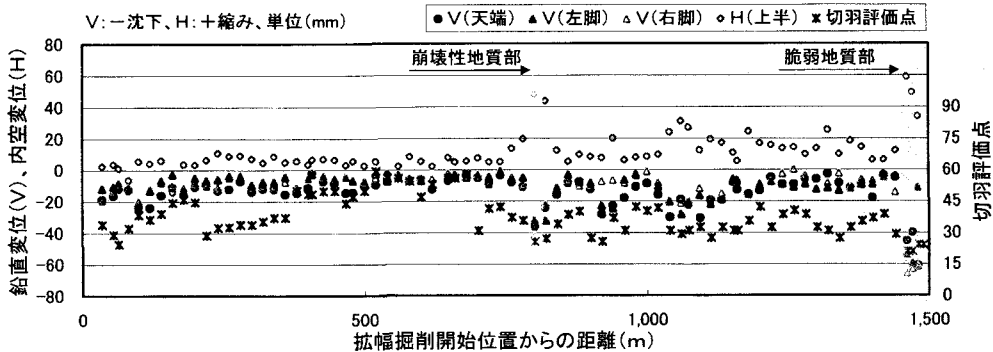
質部や切羽評価点が30を下まわる脆弱地質が連続する区間では、内空変位、天端沈下ともに倍増し、その周辺部と明らかに異なるトンネル挙動特性を示す。

(2) 変位の平均値は、天端部は23mm沈下し、内空変位は上半測線で19mm、SL部で8.6mm内空側に変位する。切羽評価点が55を超えるCIでは、全平均値の約1/2となり、天端は約12mm、上半内空変位は8mm、SL部は0.3mmと小さい。また、切羽評価点が低くなるにつれて変位量は多くなる。

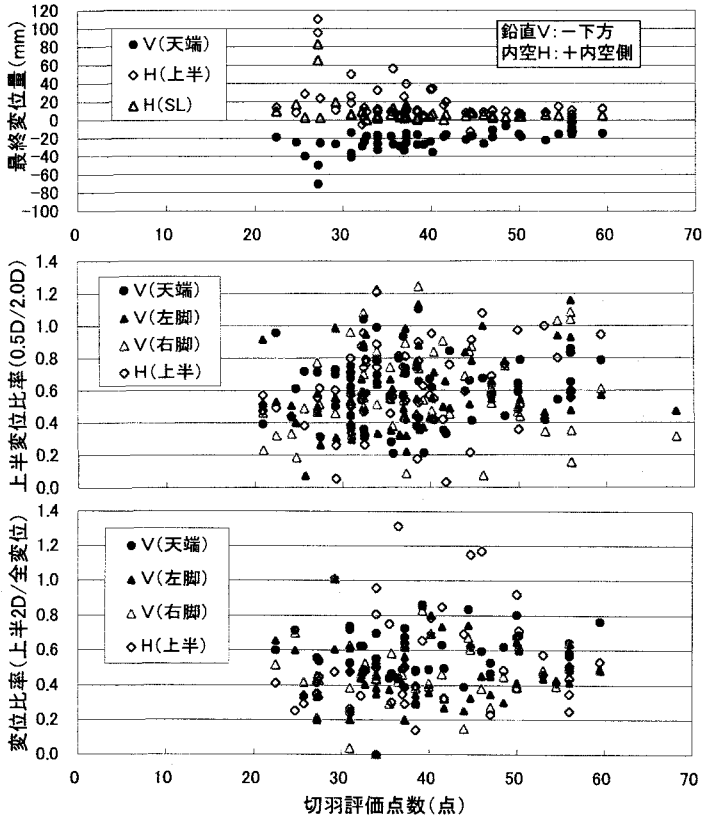
(3) 上半0.5D掘削時の鉛直と内空変位は、ともに、上半2D掘削時の約60%が発生する。上半1D掘削時は、約80%になる。変位の発生比率では、切羽評価点が55以上を除き、この違いによる有意な差異は見られない。

(4) 上半2D掘削時の変位量は、全変位量の約50%が発生する。下半掘削完了時は約90%となり、この時点でグランドアーチの形成は完了し、力学的に安定する。

(5) 鉛直変位に対する内空変位比率では、切羽評価点が35以下と低くなると、上半内空変位の方が大きくなり、天端沈下の約1.3倍になる。下半掘削時には、約1.5倍に増加する。切羽評価点が36以上では、同等レベルか上半内空変位の方が小さい。また、上半測線の内空変位は、SL測線の約4倍、大きく変位する。



図－2 新第三紀層砂岩・礫岩での変位分布（上半2D進行時）



図－3 最終変位と変位比率分布

表－2 最終変位量と変位比率（変形モード）

切羽 評価点	最終変位量(mm)			比(上半H/天端V)			比(H)
	鉛直	内空		上半	下半	インバート	上半
	天端	上半	SL	2D			SL
≥55	-12.0	8.0	0.3	0.7	0.8	0.8	3.9
36～54	-20.3	13.9	5.8	0.9	1.1	0.8	4.1
≤35	-30.0	27.7	15.0	1.3	1.5	0.8	4.1
平均	-23.0	19.0	8.6	1.0	1.2	0.8	4.0

4. 天端部の挙動特性

TBM 導坑先進拡張掘削工法でのグラウンドアーチの形成過程は不明であるので、TBM 導坑内から天端部に $L=20\text{m}$ の地中変位計を設置し、上半切羽進行との

関係で自動計測した。この地点の切羽評価点は 31、支保構造は D I-B-P である。ここでの計測結果は、図-5 に示し、これから以下のことと言える。

(1) 上半掘削時の掘削影響は、計測断面手前約 $0.26D$ 位置より顕著に現れはじめ、上半切羽が約 $0.26\sim 0.5D$ 進むと、ほぼ収束する。TBM 導坑掘削面より深度 $3.5\sim 4.5\text{m}$ 位置では、上半切羽通過直後に、全変位量の約 $65\sim 70\%$ が発生し、上半切羽が約 $0.26D$ 進むと、収束する。

(2) TBM 導坑天端から深度 $2.5\sim 3.5\text{m}$ と $11.5\sim 20.0\text{m}$ 区間の半径方向ひずみは、上半切羽が計測断面を通過すると、切羽進行とともに圧縮されながら増加する。これに対し、深度 $3.5\sim 11.5\text{m}$ 間では、切羽通過時に、グラウンドアーチは靱ね形成されており、伸びひずみを受けながら微増する程度である。

(3) 天端部の地中変位は、本坑掘削線から約 3.0m の範囲内では、下方に移動し、切羽が約 $0.3D$ 進むと収束する。 3.0m 以深では、上方への移動となり、切羽が $1D$ 進んでも増加傾向を示す。

以上のことから、トンネル天端部では、上半切羽が計測断面を通過した時点で、トンネル周方向に卓越した地中応力場のグラウンドアーチは形成されており、上半切羽が $1D$ 進行する間に、トンネル肩部から上半支保工脚部周辺地山は鉛直平面ひずみ場へ移行し、不静定な扁平上半断面でのグラウンドアーチを形成する。

5. 上半支保工脚部の挙動特性

地山等級が D で本坑に直交する避難連絡坑交差部では、図-6 に示すように、トンネル延長方向 20m 間のトンネル中心から避難連絡坑側の 45° の範囲は、本坑上半切羽で、交差部補強ロックボルトを打設した。ロックボルト仕様は、システムロックボルトと同様、 $L=6\text{m}$ 、耐力 170kN 以上である。ここでの切羽評価点は 34、支保構造は D I-B-P である。

この交差部の上半掘削時に、交差部補

強区間始点の後方 8.4m 位置から終点の後方 10.8m 位置の約 18m 間で、上半支保工脚部周辺 $45\sim 65^\circ$ 範囲内のシステムロックボルトに変状、破断・脱落などが生じたので、交差部補強ロックボルトと同様の増しロックボルトを打設した。その後は、ロックボルトプレートの変状範囲は拡大したが、トンネル支保構造系は安定化できた。これ

表-3 変位比率（掘削ステップ）

切羽 評価点	上半 2.0D 掘削時								インバート掘削完了							
	(0.5D/2.0D)				(1.0D/2.0D)				上半 2.0D 掘削				上下半掘削			
	V 天端	V 左脚	V 右脚	H	V 天端	V 左脚	V 右脚	H	V 天端	V 左脚	V 右脚	H	V 天端	V 左脚	V 右脚	H
≥ 55	0.7	0.9	0.9	0.7	1.0	0.8	0.9	0.8	0.5	0.5	0.4	0.5	0.9	0.9	0.9	0.9
$36\sim 54$	0.6	0.6	0.5	0.6	0.8	0.8	0.8	0.8	0.6	0.5	0.5	0.5	0.9	0.9	0.9	0.9
≤ 35	0.6	0.6	0.6	0.6	0.8	0.8	0.8	0.8	0.6	0.4	0.4	0.5	0.9	0.8	0.9	0.9
平均	0.6	0.6	0.5	0.6	0.8	0.8	0.8	0.8	0.6	0.5	0.5	0.5	0.9	0.9	0.9	0.9

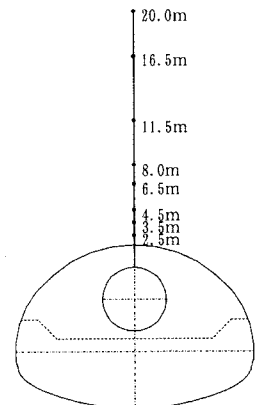


図-4 変位計測概念

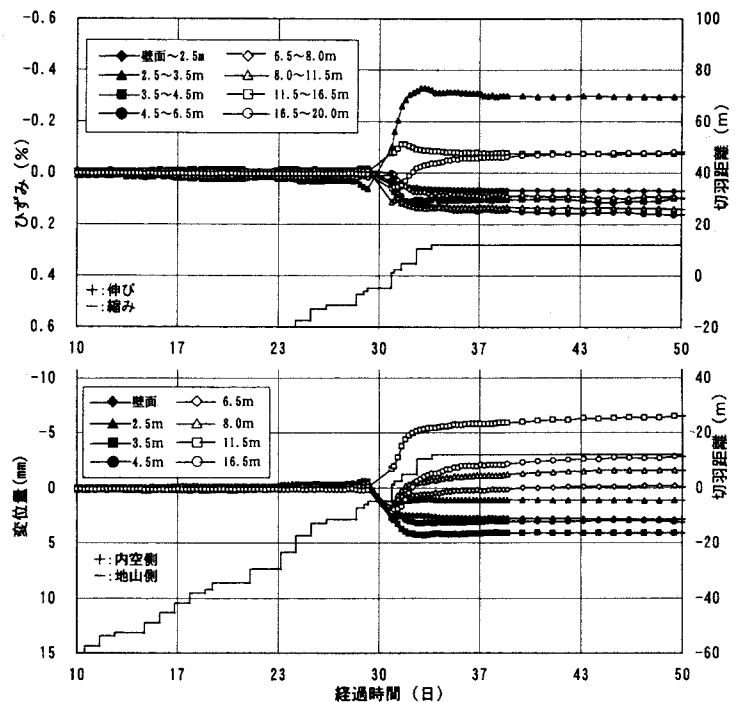


図-5 地中変位と区間ひずみ（半径方向）

らのことから、以下のことが言える。

(1) 上半断面でのグラウンドアーチの形成は、アーチ部と自由面をなす上半盤、上半支保工脚部周辺地山の力学特性に支配され、上半切羽後方の約4.8～10.8m間で、肩部から上半支保工脚部にかけてなされている。

(2) ロックボルトをトンネル周方向60cm間隔に密に配置した避難連絡坑交差部補強区間では、この交差部補強域内は、応力再配分過程において高い周方向地圧を保持できるので、上半断面周方向地圧は、トンネル軸に対して非対称なグラウンドアーチを形成する。この影響を受けて、内圧効果が余り期待できない上半支保工脚部周辺では、岩盤強度を超えた過大な周方向地圧を受け、トンネル支保構造系は変状した。

(3) 内圧効果が余り期待できない上半支保工脚部周辺の変状進行箇所、増しロックボルトを打設すると、これが有効に機能し、グラウンドアーチ形成過程において高い周方向地圧を保持できるようになり、これに直交する半径方向挙動などが抑制され²⁾、不安定な上半支保構造系の力学的安定が確保できた。

6. 地質不良区間の挙動特性

切羽自立度は低く崩壊性地質であった TBM 導坑切上げ区間³⁾では、図-7(1)に示すような補助工法の長尺鋼管フォアパイリングを併用した DI-B2-P で施工した。この箇所では、図-8に示すように、発散型の変形挙動特性が現れ、支保構造系は不安定になったので、上半切羽が40m進行した時点で、L=6.0mのロックボルトを周方向60cm間隔、トンネル中心から30～65°の範囲に打設し、補強した。また、切羽評価点が連続して30を下まわる脆弱地質区間では、上半掘削時に、上半支保工脚部周辺45～65°範囲のシステムロックボルトは変状し、破断・脱落などが生じたので、図-7(2)に示すように、システムロックボルト間と肩部は、補強ロックボルトで補強した。これらの補強工の後は、両地点ともに、トンネル支保構造系の安定は確保できた。また、下半掘削完了後の変位量は、図-9に示すとおりであり、これらのことから、以下のことが言える。

(1) ロックボルト補強した脆弱地質区間の変位量は、鉛直変位で約60～100mmの沈下、内空変位で約25～55mm

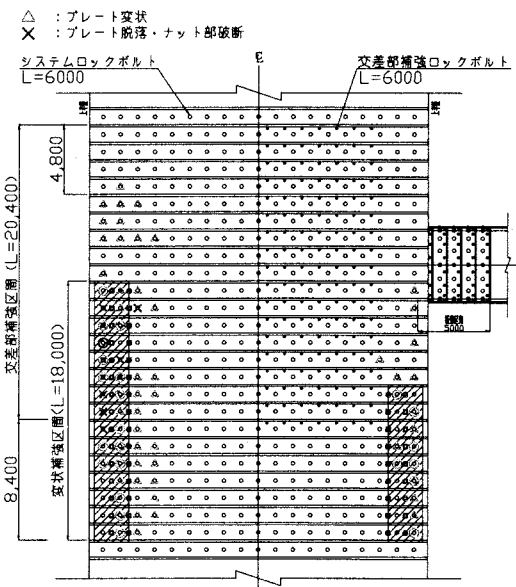
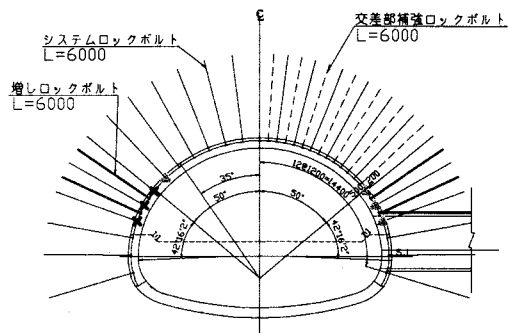


図-6 避難連絡坑交差部の本坑支保構造

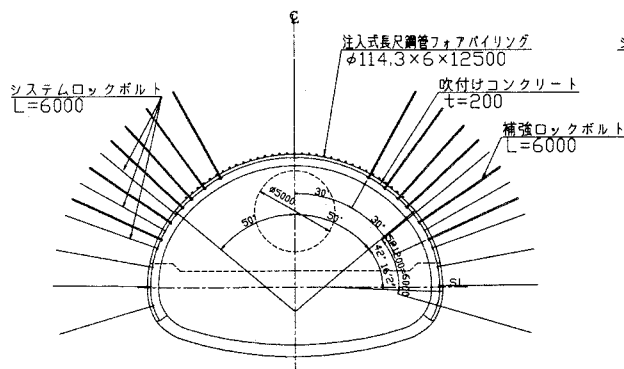


図-7(1) 崩壊性地質 (DI-B2-P)

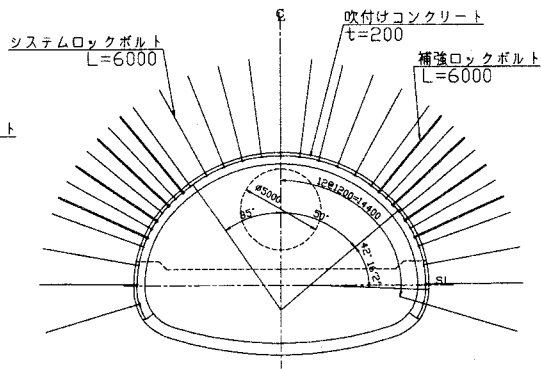


図-7(2) 脆弱地質 (DI-B-P)

の縮みである。アーチ部にシステムロックボルトを配置したDⅡ-B-P区間では、これがない長尺鋼管フォアパイリングのDⅡ-B2-P区間に比べて、上半水平測線の内空変位は約0.3～0.6倍ほど小さくなり、アーチ部ロックボルトは内空変位抑制に有効に機能する。

(2) 岩盤強度の低い脆弱地質では、上半支保工脚部周辺地山は、これによる内圧効果が期待できないので、グランドアーチ形成時に、高い周方向地圧を保持できなくなり、岩盤破壊は進行し、これに直交する自由面側への半径方向挙動が現れ、不安定な支保構造系を形成する。

(3) トンネル肩部から上半支保工脚部にかけての周方向35～65°範囲への60cm間隔の密なロックボルト配置は、支保構造系の力学的安定に有効に機能し、高い周方向地圧が保持できるようになり、内圧効果が期待できない上半支保工脚部周辺のグランドアーチ形成を可能にする。

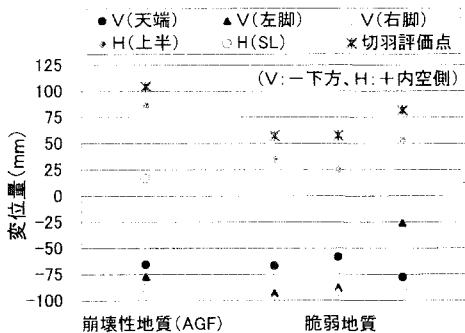


図-9 地質不良区間の変位分布

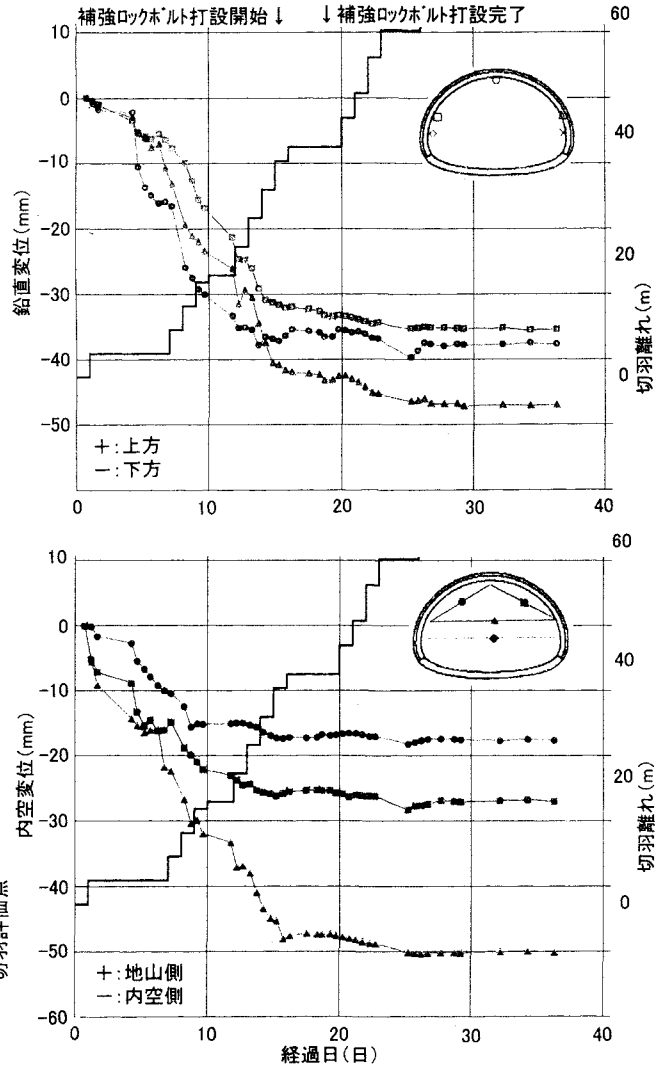


図-8 崩壊性地質区間の挙動特性

7. 破壊抑制システムロックボルト配置の挙動特性

押出し性を有する入山断層破砕帯との層境9m間の支保構造は、入山断層破砕帯での支保性能⁴⁾と同等の支保構造仕様とし、図-10に示すように、長尺鋼管フォアパイリングの施工範囲を90°に狭め、上半断面の仮閉合に替えて、上半左右35～70°の範囲にL=6.0mの耐力170kNのロックボルトを周方向60cm間隔に密に配置したDⅡ-B-Pを採用した。このDⅡ-B-P区間上半支保工の施工状況と最終安定状態にいたるまでの変位トラベルパスは、写真-1と図-11に示し、インバート閉合後の最終変位量は図-12に示す。これらのことから、以下のことが言える。

(1) 層境DⅡ-B-P区間では、変位量、変位ベクトルともに、入山断層破砕帯区間のものと同様の傾向を示し、天端で60mm、上半支保工脚部で55～75mm沈下し、上半支保工脚部の内空変位は約80mm、SLでは約20mm縮む。

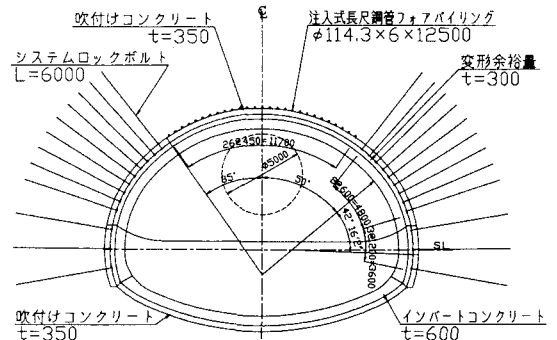


図-10 破壊抑制システムボルト配置 (DⅡ-B-P)

(2)DⅡ-B-P 区間での密配置の破壊抑制システムロックボルトは、有効に機能し、入山断層破碎帯区間上半仮閉合部材のH-250は下半・インバート掘削時に、大きく座屈、変状しているが、これと同程度の変位抑制効果⁵⁾が現われており、下半・インバート掘削までの間の上半支保工脚部周辺地山の力学的安定の確保はできた。

8. まとめ

新第三紀層の砂岩、礫岩を対象とし、TBM 導坑先進拡幅掘削工法による大断面トンネル掘削時の挙動特性を明らかにした。さらに、崩壊性地質や切羽評価点が連続して30を下まわるとような岩盤強度の低い脆弱地質区間の大断面トンネル掘削では、上半掘削時に、不安定なトンネル支保構造系を形成し、発散型の変位増大や上半支保工脚部周辺 45~65° 範囲でのロックボルトなどの支保部材変状が生じることなどの大断面トンネル固有の挙動特性が現れることを示した。

これらは、上半切羽進行時の周辺地圧の再配分過程に生じており、そのメカニズムは、支保構造系による内圧効果が余り期待できない上半支保工脚部周辺の岩盤強度不足に起因し、「グラウンドアーチ形成過程において、トンネル周方向地圧の倍増にともなう周辺岩盤の破壊進行、これによる発散型の脚部沈下とこれに直交するトンネル半径方向での内空変位の進行」として現れることを明らかにした。

この力学的安定化方法として、トンネル肩部から上半支保工脚部の 35~65° の範囲に、 $L=6.0\text{m}$ のシステムロックボルトを 60cm 間隔に密に配置する支保構造系を提案、実施し、これがグラウンドアーチ形成時の破壊進行の抑制に有効に機能しトンネル支保構造系の力学的安定が確保できることを実証した。

今後は、これらの実挙動特性を、力学モデルなどを用いて検証する予定である。

参考文献

- 1) 現場監理講習会、トンネル施工における切羽評価点の取り扱い、(財) 高速道路技術センター、平成 13 年 12 月。
- 2) 今田徹、トンネル支保構造物の設計思想、土木学会論文集、No.672/IV-50、pp.1-12、2001。
- 3) 小林隆幸ほか、TBM で大規模断層破碎帯に導坑を貫く、トンネルと地下、Vol.33、No.8、pp.15-24、2002。
- 4) 小林隆幸ほか、大規模断層破碎帯での大断面トンネルの設計・施工方法の提案、第 25 回日本道路会議、トンネル部会、平成 15 年 11 月。
- 5) 小林隆幸ほか、大規模断層破碎帯での大断面トンネル拡幅掘削時の挙動特性、第 58 回年次学術講演会、第三部門、pp.111-112、2003。

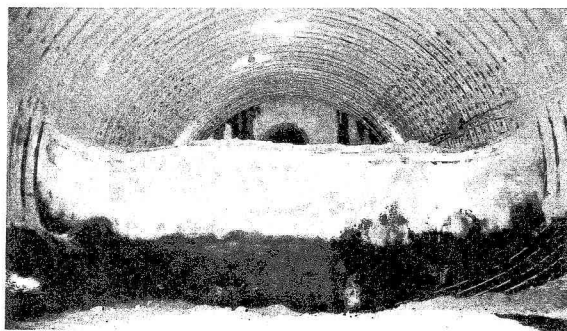


写真-1 DⅡ-B-P 区間上半支保工の施工状況

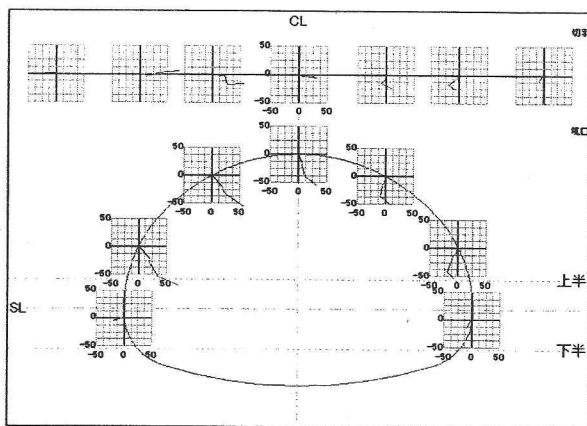


図-11 変位トラベルパス (DⅡ-B-P 区間)

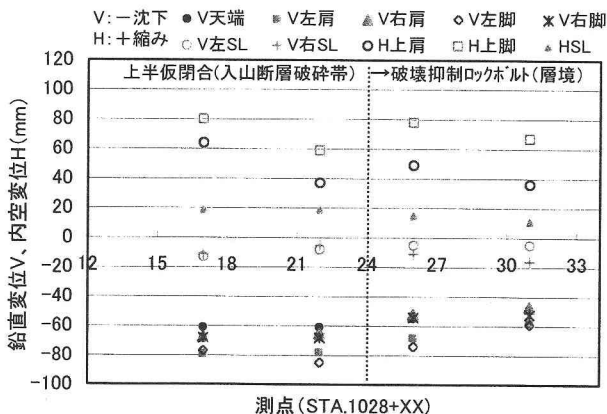


図-12 入山断層破碎帯と層境区間の変位量