

大断面トンネルにおける変形挙動の特性と P C鋼棒の支保材料としての適用性について

Validity of the high-tensile-strength bolt for the soft rock tunnel

八木弘¹・橋本昌朗²・吉田安利³・萩原智寿⁴

Hiroshi Yagi, Masaaki Hashimoto, Yasutoshi Yoshida and Tomohisa Hagiwara

¹正会員 日本道路公団静岡建設局掛川工事事務所 (〒436-0047 静岡県掛川市長谷1413-3)

E-mail:Hiroshi.Yagi@jhnet.go.jp

²正会員 工修 日本道路公団静岡建設局掛川工事事務所 (〒436-0047 静岡県掛川市長谷1413-3)

³非会員 鹿島建設(株)・(株)竹中土木・青木あすなろ建設(株)共同企業体 (〒436-0341 静岡県掛川市倉真3531-1)

⁴正会員 工修 鹿島建設株式会社 土木設計本部 (〒107-8502 東京都港区赤坂6-5-30)

Japan Highway Public Corporation (JH) Shizuoka Construction Bureau is now building the Kanaya tunnel in the New Tomei Expressway (New Tomei) in Shizuoka Prefecture. In the mudstone layer where the overburden is deep and competence factor is under 2, excessive internal displacement and foot settlement were observed, together with rock bolt failure and cracks in sprayed concrete. After high tensile strength bolts (748 kN) were introduced instead of rock bolts, displacement was well controlled and strength of the tunnel was enhanced.

This paper describes the characteristics of displacement behavior of a tunnel with large cross sectional area and applications of the high tensile strength bolts as a countermeasure for the displacement, based on the experience of western section of Kanaya Tunnel construction in mudstone layer.

Key Words: mudstone, high tensile strength bolt, large displacement, TBM pilot-tunneling method, large cross sectional tunnel

1. はじめに

日本道路公団静岡建設局 (以下「JH」という) では、現在静岡県内における第二東名高速道路 (以下「第二東名」という) の建設を行っているところである。第二東名金谷トンネルでは、土被りが大きく地山強度比が2以下となる泥岩層があり、この区間においてロックボルトの破断や吹付けコンクリートのクラックなどの変状が現れ、過大な内空変位と脚部沈下が発生した。このため、変状対策として耐力748kNのP C鋼棒をロックボルトとして採用し、変位抑制や支保耐力の向上を図ったところ、その効果が確認された。

本文は金谷トンネル西工事 (以下「本トンネル」という) での泥岩地山の施工実績をもとに、大断面トンネルにおける変形挙動の特性とP C鋼棒の支保部材としての適用性について検証した結果を報告するものである。

2. トンネルの概要

(1) これまでの経緯

第二東名トンネルは、扁平かつ大断面トンネルであることから、様々な課題に対して安全で効率的な施工を目的に検討が進められてきた¹⁾。これまで清水第三トンネルにおける試験施工²⁾を基に、支保構造等の検討が進められ³⁾、設計基準⁴⁾が定められている。しかし、清水第三トンネルは比較的良好な地山が主体的であったことから、不良地山における支保構造や掘削工法については十分な知見が得られず、個々のトンネルの地山条件に応じた対応がなされてきた^{5) 6)}。

P C鋼棒については、これまで大規模地下空洞などで使用されているが、道路トンネルにおいては一部の限られたトンネルでの報告しかない^{7) 8)}。筆者らは、本トンネルにおける高土被りの泥岩地山においてP C鋼棒による変状対策の実施状況と、上半

掘削段階での一部の計測データについて、昨年度中間報告⁹⁾を行った。ここでは本トンネルの全区間を対象とした下半・インバート終了時までの計測データに基づく大断面トンネルの変形挙動の特性と、高土被り泥岩地山における支保部材としてのPC鋼樑の適用性について検証を行った結果をまとめた。

(2) 工事概要

第二東名金谷トンネルは、静岡県掛川市大字倉真～榛原郡金谷町に位置する、上り線延長4,527m、下り線延長4,667mの第二東名で最も長い双設トンネルである。標準断面図を図-1に、主要支保材料の諸

元を表-1に示す。掘削断面積約190㎡、掘削幅約18mと扁平断面となっており、掘削工法はTBM導坑先進拡幅掘削工法を採用している。TBMによる導坑掘削を行った後、掛川市側および金谷町側の東西の両坑口から下り線を先行して上半先進による拡幅掘削を行った。

第二東名のトンネルは大断面であることから、従来に比べて強度の高い部材⁴⁾を使用して、支保部材の薄肉化や施工の高速化によるコストの削減を行っている。

現在の進捗状況としては、下り線は平成15年8月に上半貫通を迎え、その後下半掘削およびインバー

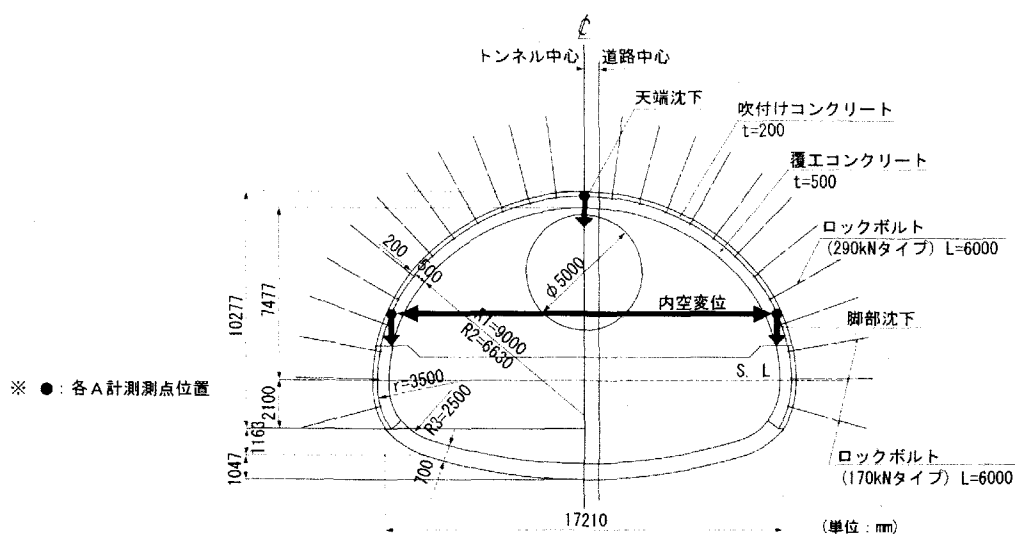


図-1 標準断面図

表-1 主要支保材料の諸元

地山等級	支保パターン	標準1掘進長(m)	ロックボルト				吹付けコンクリート(高強度)	鋼アーチ支保工		覆工厚(cm)		変形余裕(cm)
			長さ(m)	耐力(kN)	本当り㎡数(㎡)	1間当り本数(本)		上半サイズ	下半サイズ	アーチ・側壁	インバート	
B	B	2.5	上半4.0 下半4.0	上半170 ※1 下半170	3.8	20	10 (SFRC)	—	—	40	(50) ※5	0
C I	C I-1	2.0	上半6.0 下半4.0	上半290 ※1 ※2 下半170	3.0	20	15 (SFRC)	—	—	40	55	0
	C I-2	2.0	上半6.0 下半4.0	上半290 ※2 下半170	3.0	20	15	HH-154 ※3	—	40	55	0
C II	C II-1	1.5	上半6.0 下半4.0	上半290 ※2 下半170	1.8	25	15	HH-154 ※3	HH-154 ※3	40	55	0
D I	D I-1	1.2	上半6.0 下半6.0	上半290 ※2 下半170	1.4	25	20	HH-154 ※3	HH-154 ※3	50	70	0
	D II		個別に設計									
	D III		坑口部の設計									

※1 ロックボルトの充填材の早強化または摩擦型ロックボルトを採用する。

※2 ロックボルトの設計耐力は、上半断面では290kNを採用しているが、計測結果により耐力的に問題ないと判断される場合は、170kNにすることができる。また、ロックボルトは、変位が大きい場合にはねじり棒鋼を採用するか、ネジ筋棒鋼で本数を増やすか検討を行う必要がある。

※3 高規格鋼アーチ支保工

※4 D I パターンの覆工内鉄筋については、単鉄筋を標準とする。

※5 インバートについては、試験施工の結果に基づき決定するため、設計にあたっては当面50cmで行うものとする。ただし、実施工においては現地状況により判断し、省略できるものとする。

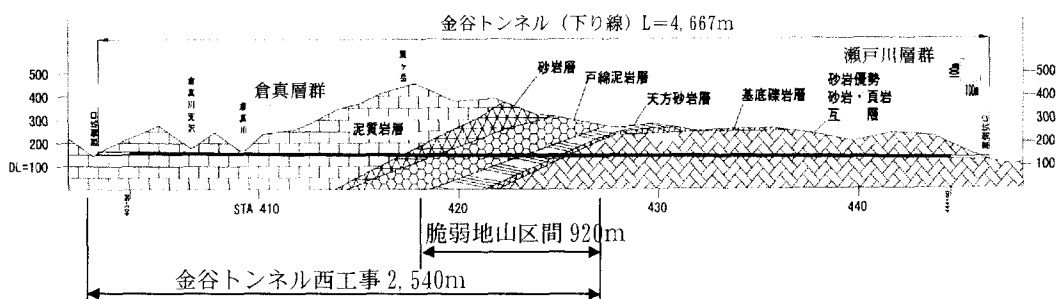


図-2 金谷トンネルの地質概要図

ト掘削を行い、現在覆工を施工中である。本トンネルの下り線施工延長は2,540mあり、上半掘削に36ヶ月を要した。そのうち変状対策を行った脆弱地山区間は約920mであるが、各種の変状対策を実施したことにより、上半掘削の通過に約16ヶ月を要した。

(3) 地山の特徴

金谷トンネルの地質は、図-2に示すようにトンネル中央部を境に新第三紀中新世の倉真層群と古第三紀漸新世の瀬戸川層群に分けられる。

西側の倉真層群は松葉層、戸綿泥岩層、天方砂岩層に大別される。松葉層は第三紀泥岩としては比較的硬質な泥質岩層と硬質ではあるが、亀裂の多い砂岩層から構成されている。一方戸綿泥岩層や天方砂岩層は松葉層に比べて脆弱で、特に戸綿泥岩層は地山強度が著しく劣ることや、スレーキングしやすい特徴を有している。戸綿泥岩層から天方砂岩層にかけての区間は、下り線TBM掘削実績では導坑変状、TBMの機体拘束、天端崩落などが発生しており、特に戸綿泥岩層の区間は土被りが約250mと大きく、岩の性状から掘削後に地山変形が生じやすい区間となっている。

東側の瀬戸川層群は強い褶曲作用による鏡肌を持つ頁岩と砂岩の互層となっており、亀裂が発達した剥落の多い不良地山区間となっている。

3. 大断面トンネルの変形特性

本トンネルで得られた計測データをもとに、各支保パターンにおける内空変位、天端沈下、脚部沈下の相関性を把握し、泥岩地山における大断面トンネルの変形挙動の特性について把握することとした。

(1) 内空変位と天端沈下との関係

上半掘削時における内空変位と天端沈下との関係を図-3に、下半掘削およびインバート完了後の最終内空変位と最終天端沈下との関係を図-4に示す。バ

ラツキはあるものの、上半掘削時点において内空変位と天端沈下は概ね支保パターンに関係なく1:0.5の相関関係にあり、天端沈下に比べて内空変位が比較的大きい結果となっている。また、下半およびインバートの施工にともなって掘削高さが高くなることを考慮すれば、天端沈下に比べ内空変位が増大することが予測されるが、下半掘削およびインバート完了後においても内空変位と天端沈下の相関はほとんど変わらない。

(2) 天端沈下と脚部沈下との関係

上半掘削時における天端沈下と脚部沈下との関係を図-5に、下半掘削およびインバート完了後の最終天端沈下と脚部沈下との関係を図-6に示す。天端沈下と脚部沈下とは支保パターンに関係なく概ね1:1の高い相関関係にあることがわかる。これは脚部の沈下にもなって天端も沈下するという共下がり現象を示していると考えられる。

(3) 内空変位量と（天端沈下－脚部沈下）との関係

下半掘削およびインバート完了後の天端沈下と脚部沈下の関係が内空変位にどのような影響を及ぼしているか把握するために、天端沈下から脚部沈下を引いた値（天端沈下－脚部沈下）と最終内空変位の関係を図-7に示す。

図より、（天端沈下－脚部沈下）が負の領域、つまり天端沈下が脚部沈下より卓越している領域においては、内空変位は最大70mm程度以下であり大きな値となっていない。逆に正の領域、つまり脚部沈下が天端沈下より卓越している領域においては、脚部沈下>天端沈下の絶対値が大きくなるにつれて内空変位は大きくなっている。

以上より、大断面トンネルにおいて内空変位を抑えるためには、脚部沈下対策が重要なポイントとなっていることが分かる。

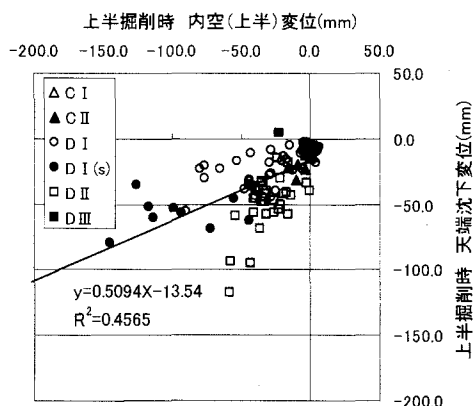


図-3 上半掘削時の内空変位量と天端沈下量の関係

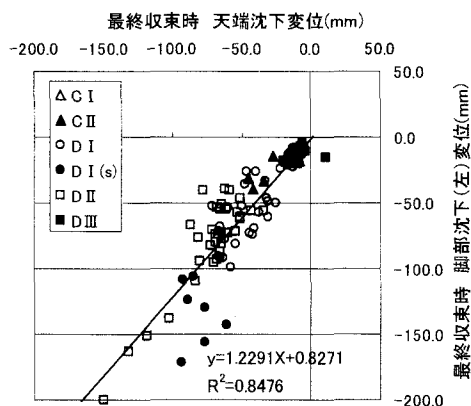


図-6 最終時の天端沈下量と脚部沈下量の関係

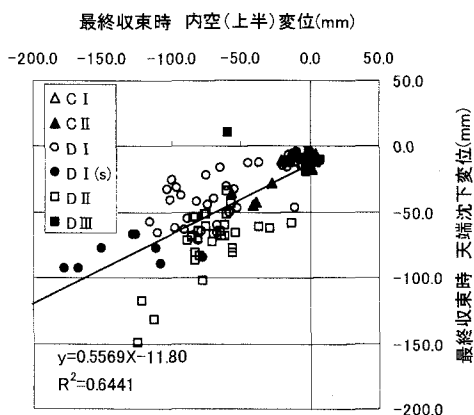


図-4 最終時の内空変位量と天端沈下量の関係

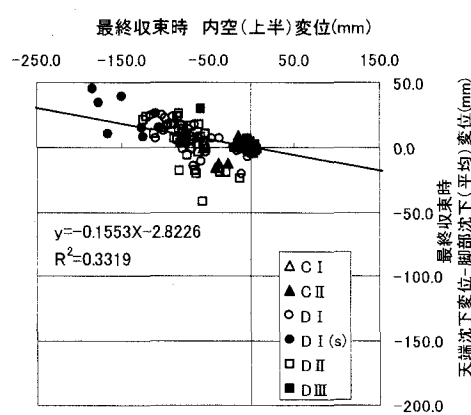


図-7 最終時の(天端沈下量-脚部沈下量)と内空変位量の関係

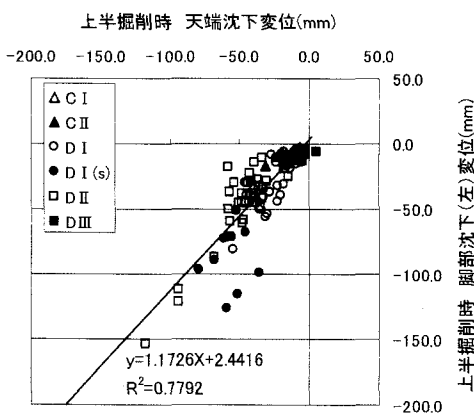


図-5 上半掘削時の天端沈下量と脚部沈下量の関係

4. 変状区間における対策

内空変位と脚部沈下対策との関連について、本トンネルで変状が大きかった戸綿泥岩区間のうち

STA418+50～420+58.1の地山データ、支保状況および変位量について支保パターン毎に整理した。

(1) 地山データ

TBMデータを基に、戸綿泥岩区間におけるTBM導坑内の天端沈下、内空変位、導坑内変状対策、準岩盤強度¹⁰⁾、シュミットハンマー推定強度、地山強度比、切羽評価点¹¹⁾を折れ線グラフ化したものを図-8に示す。またB計測結果を表-2に示す。

図表より、D I区間に比べD I (S)およびD II区間においてはTBM施工結果や地山強度比などの地山物性値などから、相対的に地山の性状が悪くなることが分かる。

(2) 支保パターンおよび対策工

上記D I、D I (S)、D IIの各区間における上半掘削時点の代表的な支保パターンと変状対策工、および変位量(天端沈下、脚部沈下、内空変位)を

図-9に、下半・インバート掘削完了後の事前対策工と支保パターン、および変位量（天端沈下、脚部沈下、内空変位）を図-10に示す。以下に、それぞれの地山区分における支保構造や、変状対策、変位状況などについて記述する。

a) D I 区間

D I 区間はそれまでの当該トンネルでの施工実績なども加味して、設計要領のD I 地山における支保パターンを適用したが、上半掘削において内空変位が最大80mm程度に達した。脚部ロックボルトのプレートの変状や、天端部吹付けコンクリートのクラックなどの変状が発生したことから、脚部ロックボルトの補強対策を行った。

下半掘削においては、D I 区間は変形余裕を見込んでいないため、上半掘削後の状況では覆工巻厚に余裕がない状態となっており、下半掘削に伴う変状を抑制する必要がある。

本区間ではB計測は行っていないが、磁歪法^{12),13)}による応力測定の結果やD I (S) 区間のB計測結果などから鋼アーチ支保工や吹付けコンクリートに大きな応力が発生しているものと考えられた。さらに、上半補強対策として実施した脚部ロックボルトにおいても変状等が現象として現れたことから、上半脚部を12mのP C 鋼棒により事前補強した後、下半に6mのP C 鋼棒を打設する支保パターンを採用した。

その結果、下半およびインバート掘削における天端沈下はほとんど増加せず、また内空変位についても約20mm程度の増加で収まった。

b) D I (S) 区間

D I (S) 区間はTBM導坑内からの事前調査結果により、D I 区間以上に地山が悪くなることが予測されたため、ウィングリブ付き鋼アーチ支保工や30cm厚さの吹付けコンクリートなどを採用した。しかし、図-10に示すように左脚部沈下の増大や、表-2に示すように脚部ロックボルトの破断が発生した。

そこで、最初の対策として通常の高耐力ボルトによる増しボルトを行ったが、十分な効果が見られなかった。

次に、地中変位測定結果からトンネル壁面より約9mの位置まで地中変位が発生していることが確認されたことから、それ以深に定着させる目的で、12mのP C 鋼棒による脚部補強対策と左脚部のフットパイルを行った。

その結果、変位は収束したものの上半掘削において内空変位が最大120mm程度に達した。

D I (S) 区間は若干の変形余裕を見込んでいた区間であるが、上半掘削において大きな変位が発生したことから、D I 区間と同様に覆工巻厚に余裕が

ない状態となっている。また、B計測の状況から鋼アーチ支保工は降伏状態にあり、吹付けコンクリートも大きな応力が発生している。しかし、上半掘削後の変形対策として上半脚部に打設した12mのP C 鋼棒がB計測の結果、発生軸力が400kN程度でまだ余裕があることから、下半掘削においてもその効果は発揮されるものと判断し、下半部に6mのP C 鋼棒を打設する支保パターンを採用した。

その結果、下半およびインバート掘削に伴う内空変位の増分は最大60mm程度に収めることができた。しかし、このD I (S) 区間においては上半掘削においてすでに100mmを超える内空変位が発生していたことから、最終内空変位量は最大180mmに達した。

最終内空変位量を抑制するためには、上半掘削時における適切な支保量を採用することが重要と判断された。

c) D II 区間

D II 区間では、当該区間の地山状況がこれまでの区間に比べて悪いことや前区間においてP C 鋼棒の脚部補強効果が確認できたことから、上半掘削において上半脚部に支保パターンとして6mのP C 鋼棒を採用したところ、内空変位が40mm程度以下に抑制され十分な効果が確認された。また、脚部沈下も60mm以下に収まったため、フットパイルなどの脚部沈下対策は必要なかった。

下半掘削においては、D II 区間は100～200mmの変形余裕を見込んで施工していたことや、上半掘削時のP C 鋼棒の効果による変位が抑制されたこともあり、覆工巻厚には余裕があった。

しかし、上半脚部をP C 鋼棒で拘束した影響により、地山の押出しが肩部に集中し、肩部の吹付けコンクリートにクラックが発生した。B計測結果からも、表-2に示すように肩部において高耐力ボルトには高い軸力が発生し、一部破断した箇所も確認され、また鋼アーチ支保工も高い応力が発生していた。したがって、下半掘削にともなう更なる応力増加を考慮して、肩部に12mのP C 鋼棒を打設して事前補強した後、下半部に6mのP C 鋼棒をパターンボルトとして打設した。

その結果、下半・インバート掘削においても内空変位の増加は20mm程度にとどまり、最終内空変位も100mm程度に収まった。

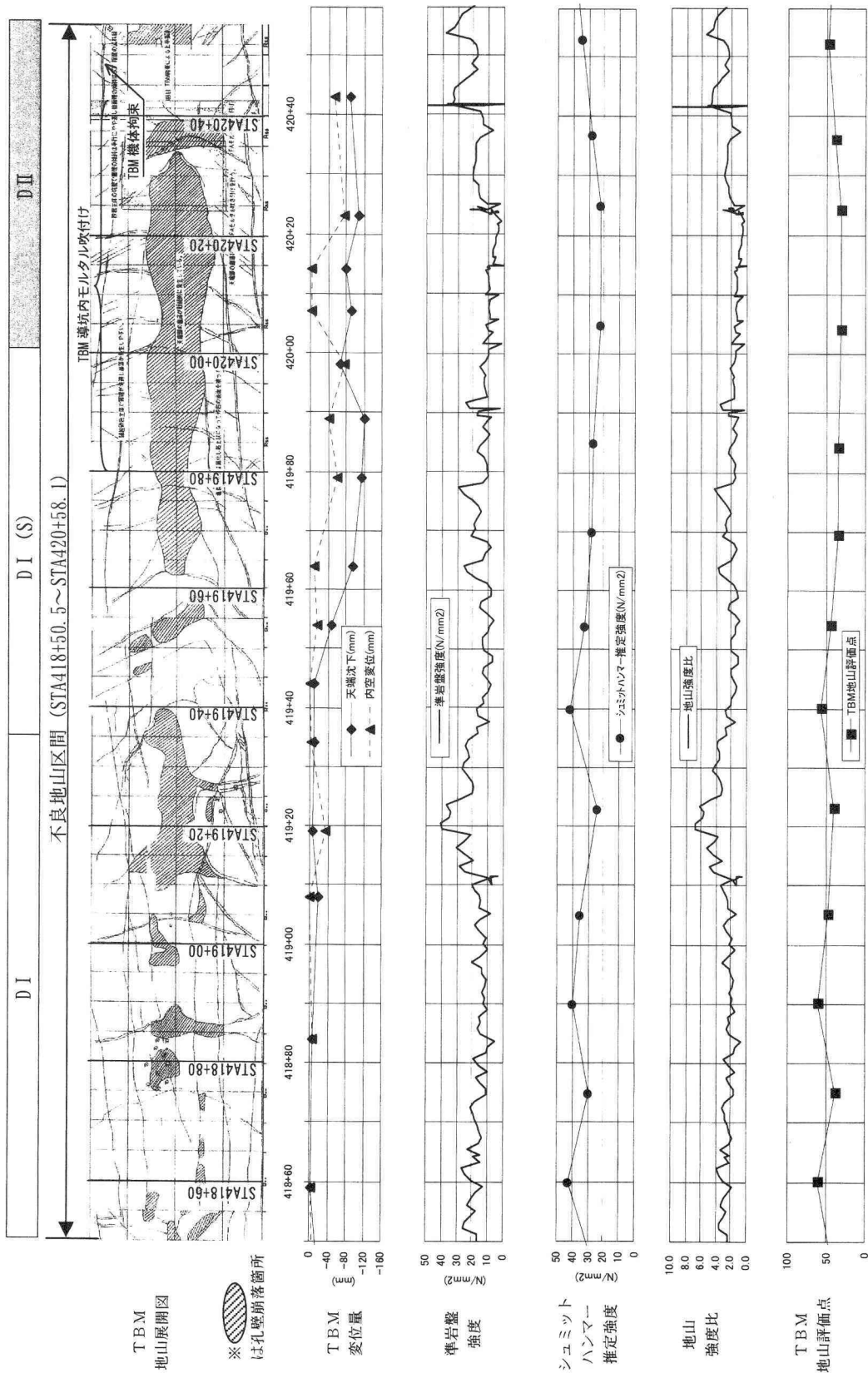


図-8 戸綿泥岩区間 (STA418+50.5~420+58.1) における地山データ

実施パターン	仕様	D I				D I (s)				D II	
支保 パターン (上半)	鋼材支保工	降伏応力: 440N/mm ² リブ:	HH-154	HH-154	HH-154	HH-200	HH-200 (94本×97)	HH-200 (94本×97)	HH-200 (94本×97)	HH-200 (94本×97)	
	吹付け コンクリート	圧入: 36N/mm ²	1=200 19本 (290kN)	1=200 19本 (290kN)	1=200 19本 (290kN)	1=250 6本 (170kN)	1=250 6本 (170kN)	1=250 6本 (170kN)	1=300 26本 (290kN)	1=300 26本 (290kN)	
	ロックボルト									14本 (290kN) 12本 (PC鋼線)	
	その他										
追加 対策工	増しボルト (高耐力)		2本 (L=6m)	2本 (L=6m)	7本 (L=6m)	20本 (L=6m)	20本 (L=6m)	20本 (L=6m)	6本 (L=6m)	AGF φ114.3 L=12.5m×500	
	根固め コンクリート			右側 12m	両側						
	フラットバール	φ114.3mm L=3.77m									
	その他										

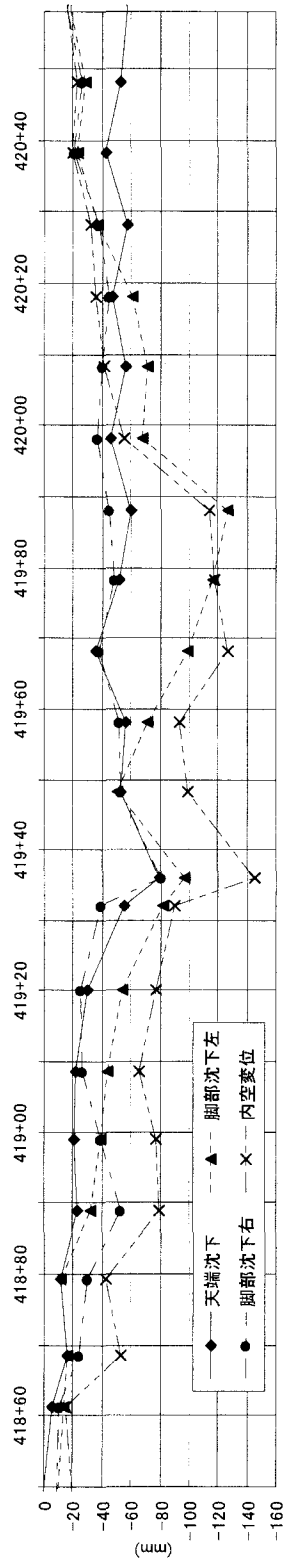
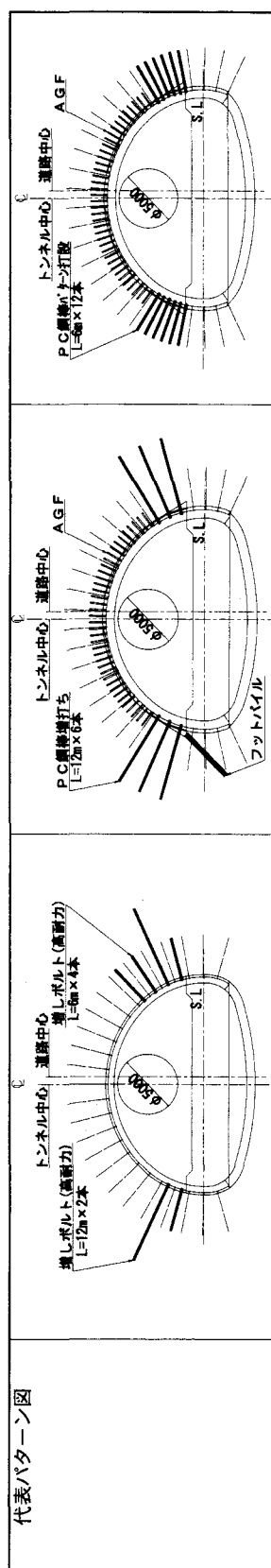


図-9 上半掘削時における支保パターンとA計測データ

実施パターン	仕様	D I		D I (s)		D II
下半掘削前事前対策工		P C 鋼棒増し打ち (側部)		(※) 上半掘削時に P C 鋼棒増し打ち済		P C 鋼棒増し打ち (側部) L=12.0m×4本 (両側)
支保 パターン (下半)	鋼7-55保工	HH-154	HH-200			HH-200
	吹付けコンクリート	t=200	t=250			t=250
	ロックボルト	6本 (P C 鋼棒 L=6m)	8本 (P C 鋼棒 L=6m)			8本 (P C 鋼棒 L=6m)

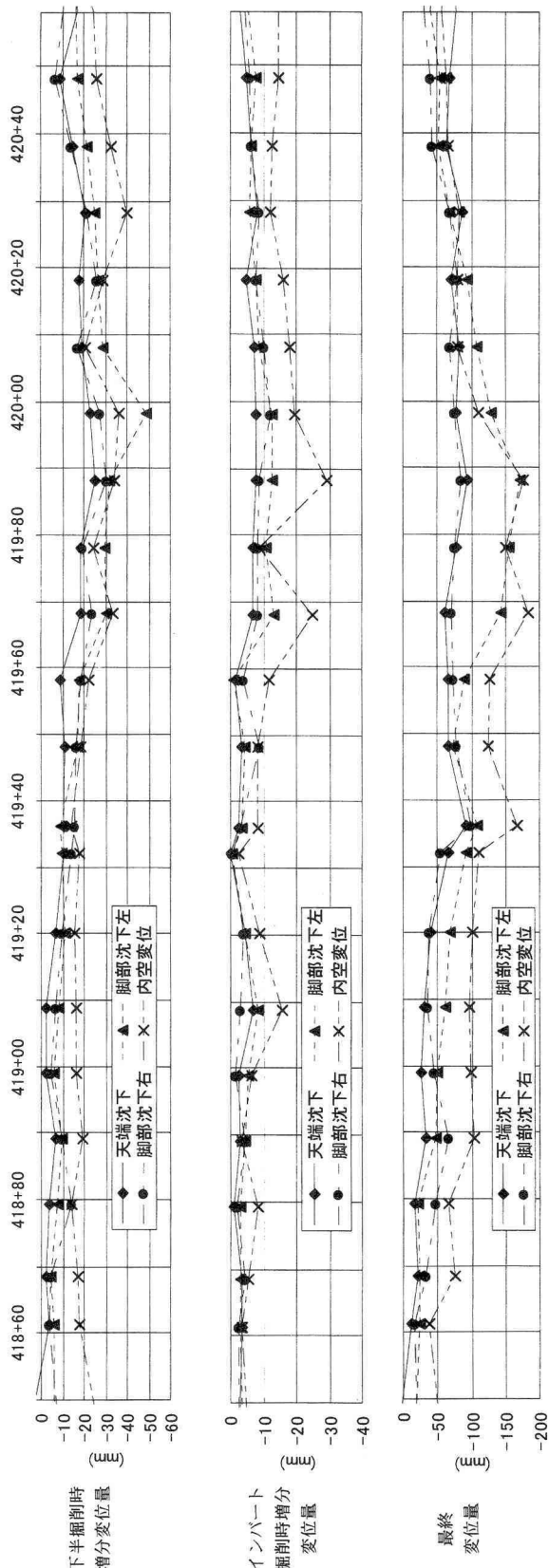
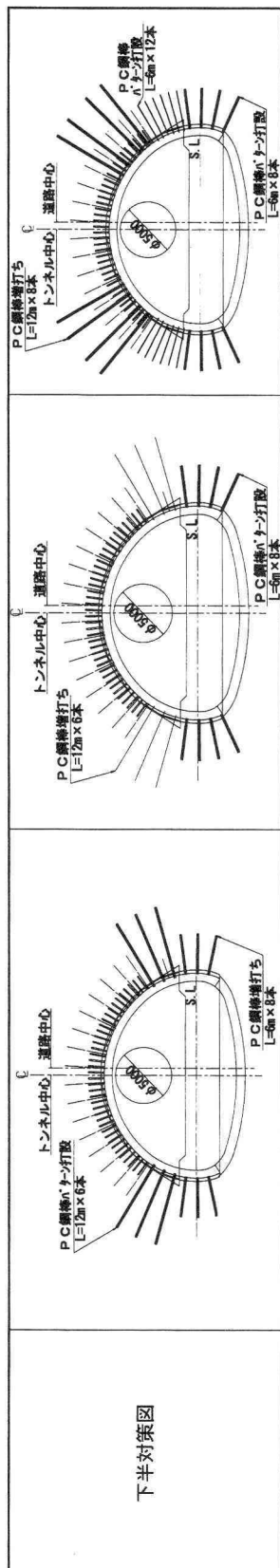


図-10 下半・インバート掘削時における支保パターンとA計測

表-2 B計測結果一覧

計測項目	測定時期	単位	D I (s) 区間		D II 区間		限界値
			値	発生位置	値	発生位置	
鋼アーチ支保工応力	上半掘削完了時	N/mm ²	359	左肩	605	天端	440
	最終収束値	N/mm ²	456	左肩	750	天端	
吹付けコンクリート応力	上半掘削完了時	N/mm ²	31.3	左肩	16.1	左肩	36
	最終収束値	N/mm ²	34.1	左肩	17.8	左肩	
パターンボルト軸力 (高耐力ボルト)	上半掘削完了時	kN	耐力オーバー	上左脚	耐力オーバー	右肩	290
	最終収束値	kN	耐力オーバー	上両脚	耐力オーバー	右肩	
パターンボルト軸力 (PC 鋼棒)	上半掘削完了時	kN	-	-	441	上右脚	748
	最終収束値	kN	耐力オーバー	下左脚	572	上右脚	
増打ち PC 鋼棒軸力 (L=12m)	上半掘削完了時	kN	375	上左脚	-	-	748
	最終収束値	kN	992	上左脚	-	-	
地中変位	上半掘削完了時	mm (m)	95.9 (9)	上左脚	41.5 (9)	左肩	-
	最終収束値	mm (m)	135.2 (9)	上左脚	62.7 (9)	左肩	

・地中変位における()内の数値は地中変位が生じ始めている位置(トンネル壁面からの距離)を示す。

・各支保部材において耐力をオーバーしても数値が表示されているものもあるが、その発生応力・軸力値は参考値である。

5. PC 鋼棒の効果の検証

(1) PC 鋼棒の変位抑制効果

本トンネルにおけるPC 鋼棒の打設時期と、内空変位および脚部沈下量との関係を図-11, 12に示す。

図から、上半脚部へのPC 鋼棒の打設によって、内空変位を抑制するとともに脚部沈下の抑制効果もあり、なるべく切羽に近い時期に打設することによって、その抑制効果はより高まることがわかる。こ

れらのことから、PC 鋼棒は本トンネルのような高土被りの泥岩地山で変形が大きくなる大断面トンネルにおいて、有効な支保部材であるといえる。

PC 鋼棒と高耐力ロックボルトの特性を表-3に示す。PC 鋼棒は同じ軸力に対して高耐力ロックボルトの1/2の伸びしか発生しないことが分かる。これは地山の変形が同じであると仮定すれば、高耐力ボルトに比べPC 鋼棒の方が地山の拘束力が高いと考えることができる。

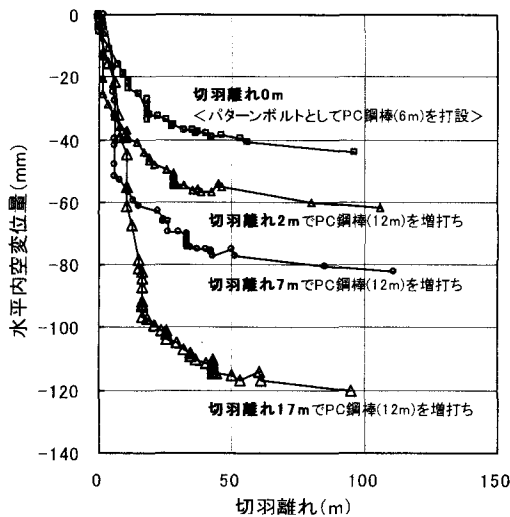


図-11 PC 鋼棒の打設位置と内空変位量の収束状況 (上半掘削時)

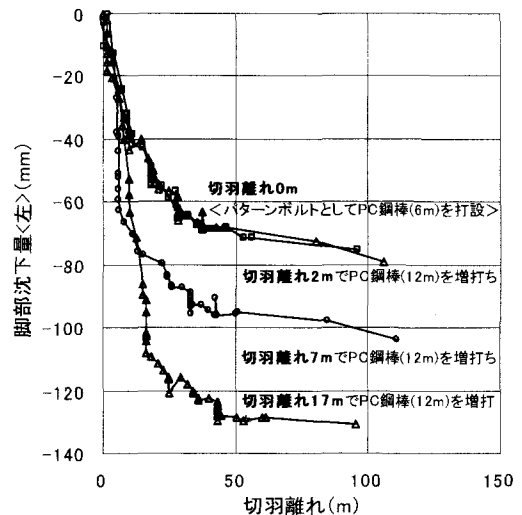


図-12 PC 鋼棒の打設位置と脚部沈下量の収束状況 (上半掘削時)

表-3 PC鋼棒と高耐力ボルトの特性

	PC鋼棒	高耐力ボルト
耐力	748kN	297kN
断面積	804.2mm ²	433.1mm ²
弾性係数	210kN/mm ²	210kN/mm ²

桜井による一軸圧縮強度と限界ひずみの関係¹⁴⁾より、トンネルが不安定となりえる限界ひずみ量は一軸圧縮強度が10MPa～30MPaの場合で0.5%程度の壁面ひずみ(内空変位量/トンネル掘削径)となる。

D I (S) 区間においては、最終内空変位量が180mmに達し、壁面ひずみが1.0%を上回る変位が観測されており、周辺地山の塑性化が進みトンネルの安定性が懸念される状態であったと言える。一方、D I、D II区間においては、最終内空変位量が90mm前後と壁面ひずみで0.5%以内の値となっており、安定性が確保されているものと考えられる。

図-13、14にD I (S)、D II区間の地中変位切

羽離れ図を示すが、D II区間においては(図-14)、PC鋼棒の打設範囲である壁面から6.0m範囲内では、トンネル掘削に伴う地中変位の発生が弾性的な挙動を示している。これは、ロックボルトにPC鋼棒を採用することで高い拘束力を地山に与え主応力差を小さくすることにより、緩みを抑制できたものと考えられる。

一方、D I (S) 区間については(図-13)、掘削当初より計測点において壁面方向と逆の変位を示す傾向が見られる。これは、計測上固定点と仮定している12.0m位置において、壁面方向に変位が発生しているため、相対変位として壁面方向と逆方向の変位を示しているものと考えられる。壁面部近傍において非線形的な変位形態を示していることから、緩み領域がトンネル壁面深部まで進展していることを示している。

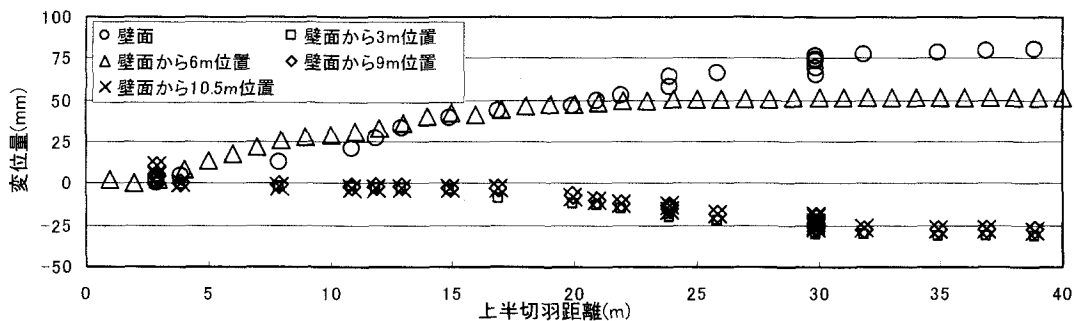


図-13 D I (S) 区間地中変位切羽離れ図

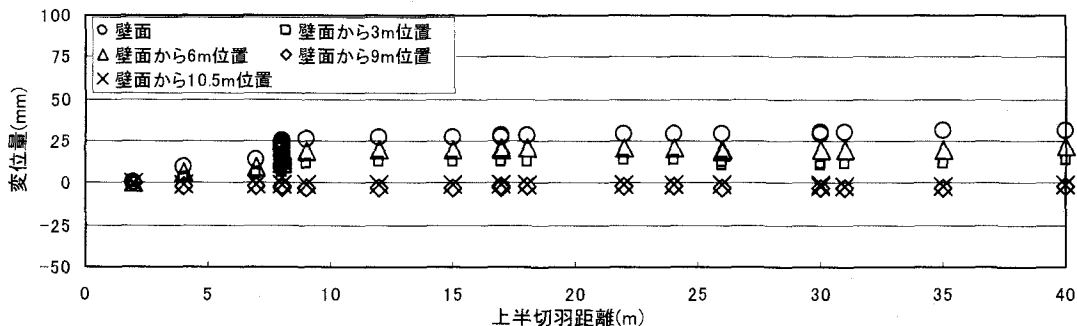


図-14 D II 区間地中変位切羽離れ図

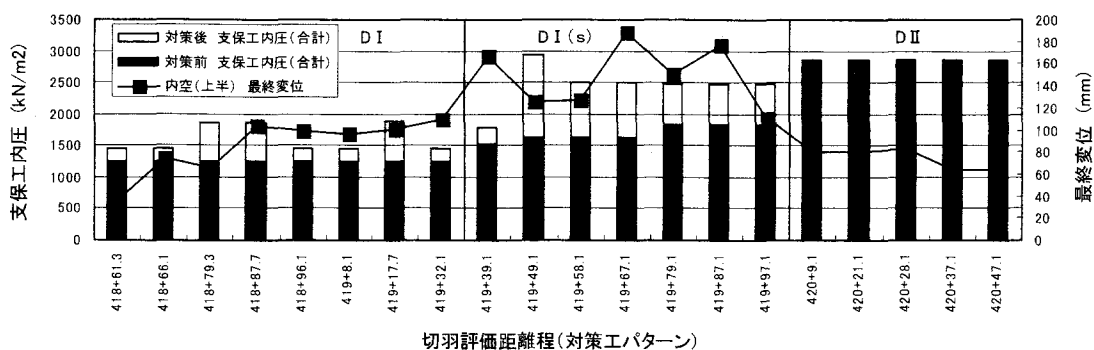


図-15 支保内圧-内空最終変位

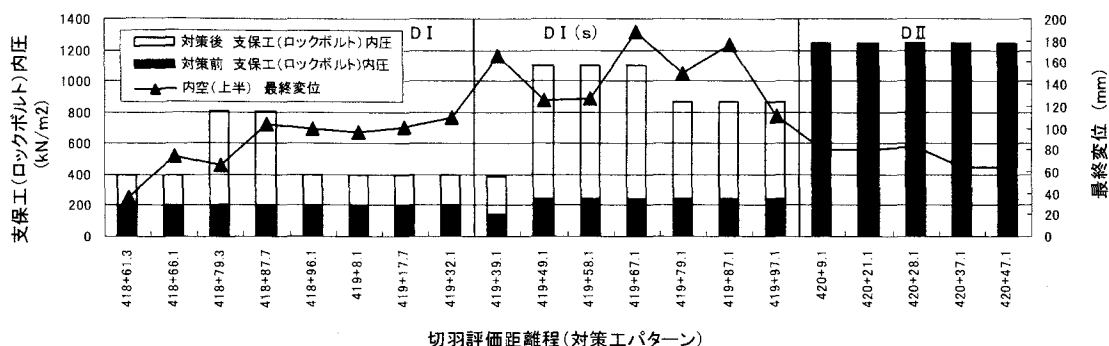
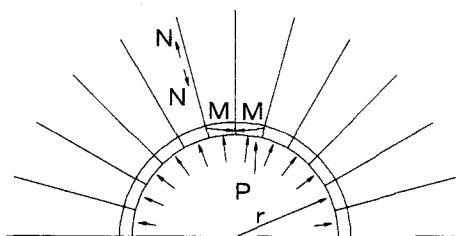


図-16 支保内圧 (ロックボルトのみ) -内空最終変位



吹付け、H鋼の軸力 P_1, P_2 = 軸力/半径

ロックボルトの軸力 P_3 = ロックボルト軸力/分担面積

総内圧量 = $P_1 + P_2 + P_3$ (N/mm^2)

図-17 支保工への作用力と内圧力の関係⁴⁾

(2) トンネルの変形挙動と支保工との関係

NATMにおいては吹付けコンクリートやロックボルトなどは地山と一体となってトンネルの安定を確保するための重要な支保部材として位置付けられている。一般的にはトンネルの地山が良好な場合は、一軸状態で圧縮した場合のピーク強度時のひずみは0.2~0.3%程度であり、これ以内の変位量であれば亀裂などの影響を除くと地山自体は弾性変形の領域にあると考えられる。

しかし、地山の弾性係数や圧縮強度、粘着力、内部摩擦角などの力学特性によっては、大きな変形が発生する事が知られている¹⁵⁾。本トンネルの戸綿泥岩部のように地山強度比が小さく、亀裂などの不連続面に粘土などが存在すれば、トンネル周辺には塑性領域が形成され変形量が増加することから、変形量を一定限度以下に抑えるために掘削面を押さえる、すなわち支保内圧を与えることが必要になる¹⁶⁾。

図-15および図-16は、トンネルの変形挙動と支保工との関係をみるために、内空変位と支保内圧⁴⁾との関係をグラフに表したものである。この図から、支保工は支保パターンとして切羽で施工することによって、内空変位の抑制に対する効果が高いことが分かる。また、支保工内圧の中でもロックボルトが内空変位の抑制に大きな役割を果たしていることが確認できる。

大断面トンネルでは、通常の二車線トンネルに比べて、上半掘削にともなう上半脚部の応力の集中が見られ、脚部の補強がトンネル安定性の確保のために重要な要素となる。

本トンネルでは土被りが大きく地山強度の低い区間において、PC鋼棒をロックボルトとして打設することによって、脚部沈下や内空変位の抑制効果が

高いことが確認された。特に、切羽で支保パターンとして打設すれば、変位状況を計測しつつ追加対策する場合に比べて、ボルト長さも短くできることから、効率的で経済的な施工が可能となった。

6. まとめ

第二東名トンネルのように大断面トンネルの場合、掘削初期における変位速度も大きく塑性範囲も急激に拡大することから、切羽の観察や計測結果を迅速に整理・検証し、地山の力学特性に応じた適切な対応が重要となる。さらに上半掘削時点の閉合されていない状態では、上半脚部において横からの押し出しに対して支保工の耐力はかなり小さく、地山の変形を抑制するために十分な対策が必要である。

本論文では、大断面トンネルの拡幅掘削にあたっての変形特性と、高土被りの泥岩地山における支保部材としてのPC鋼棒の適用性について、計測結果を基に検証を行った。本計測によって得られた知見を要約すると以下のとおりになる。

- ① 大断面トンネルの変形挙動の特性として、天端沈下と内空変位の相関に加えて、天端沈下と脚部沈下の相関も高く、共下がり傾向がみられる。
- ② 掘削に伴う上半脚部の応力集中がみられることから、上半脚部の地山補強による内空変位の抑制がトンネルの安定にとって重要である。
- ③ 適切な支保内圧を切羽位置で与えることにより、上半脚部の地山の主応力差を小さくし、内空変位と脚部沈下を抑制することができる。このための手段として、PC鋼棒をパターンボルトに用いることが効果的であった。
- ④ 高土被りの泥岩トンネルにおいて、耐力と軸剛性に優れるPC鋼棒は、特に応力の集中する脚部に打設するロックボルトとして、高い拘束力を発揮する適用性の高い支保部材といえる。

参考文献

- 1) 三浦克；大断面道路トンネルと山岳トンネル工法の現状と課題，土木学会論文集 No. 516/V1-27, pp. 1-13, 1995年6月
- 2) 田中一他；第二東名高速道路における超大断面トンネルの試験工事清水第三トンネル，（総括その1），トンネルと地下 Vol. 31, No8, pp. 15-23, 2000年8月
- 3) 八木弘他；第二東名・名神高速道路トンネルの支保構造について，第23回日本道路会議一般論文集（B），pp. 192-193, 1999年10月
- 4) 日本道路公団設計要領第三集トンネル（1）トンネル本体工（第二東名・名神高速道路）
- 5) 安達行男他；第二東名富士川トンネル入山断層破砕帯の支保構造検討，第24回日本道路会議一般論文集（B），pp. 86-87, 2001年10月
- 6) 菊地晋；脆弱泥岩地山における超大断面トンネルの施工実績，土木学会トンネル工学研究論文・報告集第12巻, pp. 357-362, 2002年11月
- 7) 山田憲夫他；恵那山トンネル（二期線）工事報告（その2）一大断面交差部の施工と計測結果について，日本道路公団技術情報, pp. 48-61, 1985年7月
- 8) 佐藤正彦他；膨張性地山における分岐設計に関する一考察，日本道路公団業務研究発表会論文集, pp. 533-537, 1988年6月
- 9) 八木弘他；高土被りの泥岩地山における大断面トンネルの変形挙動，土木学会トンネル工学研究論文・報告集第13巻, pp. 247-252, 2003年11月
- 10) 小松製作所編；TBMの緒元と性能予測, 1991
- 11) 赤木渉他；新しい切羽評価点法の適用に関する研究，日本道路公団試験研究所報告, vol. 36, pp. 86-103, 1999年11月
- 12) 芥川真一他；磁歪法によるトンネル支保構造部材の応力測定の可能性について，土木学会トンネル工学研究論文・報告集第12巻, pp. 247-252, 2002年11月
- 13) 芥川真一他；磁歪法によるトンネル支保構造部材の曲げ加工後の応力測定，土木学会トンネル工学研究論文・報告集第12巻, pp. 253-256, 2002年11月
- 14) 桜井春輔；トンネル工事における変位計測結果の評価法，土木学会論文報告集第317号, pp. 93-100, 1982年1月
- 15) 竹林亜夫；内空変位の大きいトンネルの周辺地山物性に関する研究，トンネル工学研究論文・報告集第12巻, pp. 17-24, 2002年11月
- 16) 福島啓一著；わかりやすいトンネルの力学，土木工学社, pp. 112-118, 1994年9月