

## 長大メガネトンネル（白川トンネル）の設計・施工

神戸建設局 設 計 課 石 橋 照 久  
神戸建設局 設 計 課 杉 山 裕 樹  
神戸建設局 山手工事事務所 橋 爪 大 輔

### 要 旨

白川トンネルにおける全長1,107.5mのうち両坑口付近の開削トンネル区間を除く山岳トンネル区間(938m)は、メガネトンネル構造で計画されており、完成すれば国内最長となる。メガネトンネルでは、導坑、先進坑、後進坑の掘削時毎に地山の応力再配分が繰り返されるため、導坑上部の応力干渉領域におけるゆるみの評価、制御がトンネル安定上の課題となり、慎重な設計施工が要求される。

設計に際しては、同種トンネル施工時におけるセンターピラーへの作用荷重計測値を地質毎に整理するとともに、FEM解析で確認を行い、土砂地山部・岩地山部の荷重作用高さを設定し、支保工、二次覆工の構造に関しても類似トンネルを参考に設定した。

一方、施工に際しては、地山の挙動確認及び安全性の確保を目的とし、内空変位・支保工応力等の計測を行い、前述の設計に対する比較・照査を行いつつ施工を行うと共に、設計時の妥当性について検証を行った。

キーワード：メガネトンネル、都市NATMトンネル、センターピラー、計測

### まえがき

白川トンネルは、平成15年完成を目的に鋭意工事を進めている神戸市道高速道路2号線（神戸山手線）の白川南出入口から白川ジャンクション間に位置する。全長1,107.5mのうち坑口付近の開削トンネル区間を除く山岳トンネル区間は938mで、用地上および道路線形上の制約よりメガネトンネル構造を採用し、完成すればメガネトンネルとして国内最長となる。メガネトンネルの設計・施工に際して最も重要となるのは、トンネル中央に構築されるセンターピラー（以下「CP」という）に作用する荷重の考え方である。しかし、メガネトンネルの施工実績は少なく、荷重に明確な指標がなく、標準的な構造が示されているものはない。従って、施工実績等を参考に個別に設計

しているのが実状であり、慎重な設計・施工が要求される。本稿は、既往のメガネトンネルの施工実績調査を行い、計測データを地質ごとに整理し、FEM解析結果も加味した上でCPに作用する荷重を総合的に検討したものについて報告するとともに、施工実績等を参考に設計したトンネル構造（主に支保工、覆工）について報告するものである。さらには、実施工に伴う計測結果を基に設計段階と実施工とを比較することで、設計の妥当性についても検証を行った。

### 1. トンネル構造および地質概要

メガネトンネルとは上下線2本のトンネル中央側下部の側壁をコンクリート構造物（センターピラー）で共有することにより、近接して施工する

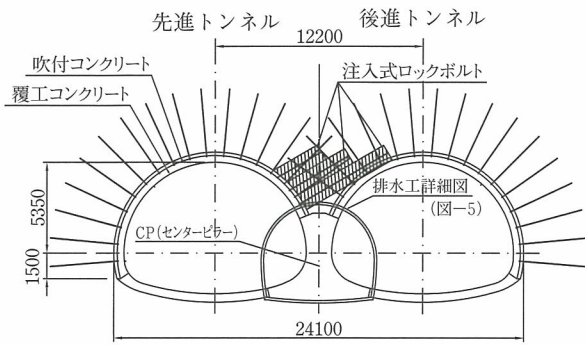


図-1 白川トンネル標準断面図

ことを可能にした過去に事例の少ない特殊トンネルである。これまでのメガネトンネルの施工実績によれば、CP直上の干渉部に大きな緩みが発生しており、CPに大きな荷重が作用していると報告されている。そのため、CPは重要な構造部材とされている。図-1に標準断面図を示す。本トンネルは片側2車線のトンネルであり、掘削断面は中央導坑が約36m<sup>2</sup>、本坑片側が約76m<sup>2</sup>（導坑分除く）で、全体で約190m<sup>2</sup>の大断面となる。図-2に地質縦断面図を示す。地質は中央部の約180m間は硬質な六甲花崗岩で、その両側約760m間は神戸層群の礫岩・砂岩・泥岩・凝灰岩の互

層であり、土被りは6～40mと浅い。さらに、北坑口側から約200m間は旧谷筋を埋戻した盛土地形であった。一部区間ではトンネル直上に交差道路や住宅がある。

## 2. CP (センターピラー) 構造の検討

### 2-1 CPに作用する荷重の設定

作用荷重の検討に当たっては、図-3に示すように荷重の作用幅をトンネル中心間と想定し、作用高さを指標とした便宜的な荷重範囲を設定した。図-4に過去の実績に基づく荷重作用高さと土被りの相関図を示す。これによると、トンネル片側の掘削径をDとした場合の作用荷重高さは、土砂地山で2.0D以下（1.0～1.9D）、岩地山では1.0D以下（0.1～0.7D）となっている。一方、土砂地山で土被りが2D以下の浅い場合について、CPの作用荷重をFEM解析により算出した。表-1に示すように、土砂部①では土被り高さに相当する荷重が作用しているが、土砂部②では土被り以上の荷重が作用している。これは、上述した想定幅以上の荷重がCPに作用しているためと

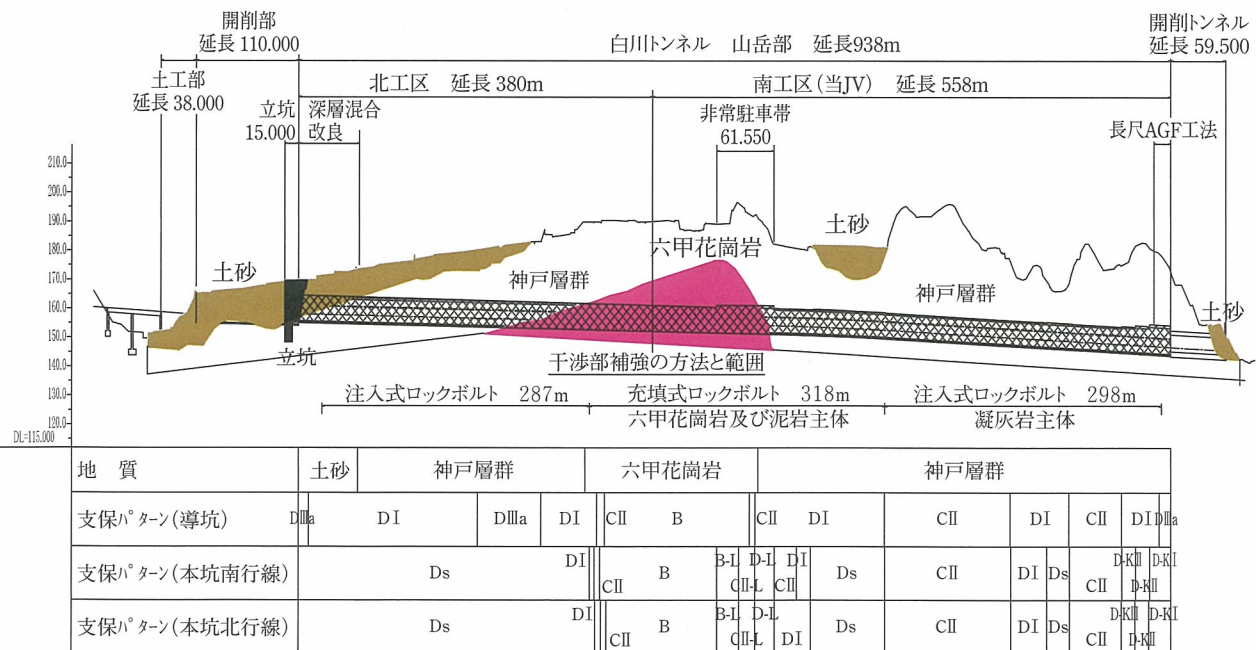


図-2 地質縦断面図

考えられる。

以上の結果より、CPの荷重作用高さは、土砂地山（地山等級Dの岩種を含む）を2.0D、岩地山を1.0Dと設定した。

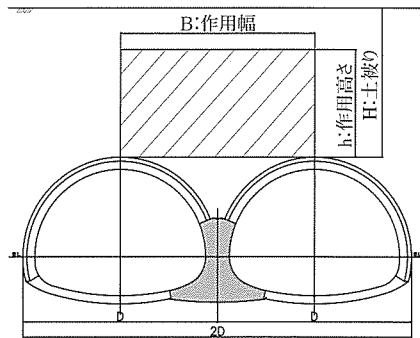


図-3 作用荷重の設定

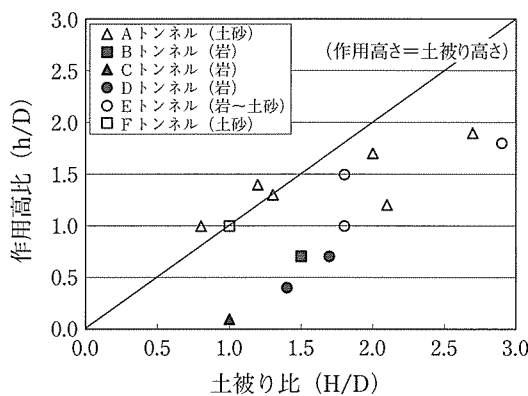


図-4 作用高さとの土被りの相関図

表-1 FEM解析結果

項目	断面	土砂部①	土砂部②
土被り (m)		12	13
作用荷重 (tf)		338	421
作用高さ (m)		12.6	16.0

## 2-2 CPの構造

CPは、本坑トンネルの形状による荷重の違い、地表面状況および施工性を考慮して表-2に示す

表-2 配筋概要一覧表

断面	タイプ	設計荷重	フーチング部鉄筋	立壁鉄筋
標準部	B・Cタイプ	1D	D25@150mm 1.5段	D16@150mm
	Dタイプ	2D	D32@150mm 1.5段	〃
非駐帯部	B・C-Lタイプ	1D	D32@150mm 1.5段	〃
	D-Lタイプ	2D	D32@150mm 2段	〃
加速車線	D-Kタイプ	2D	D32@150mm 2段	D22@150mm

5タイプで計画した。なお、本坑の覆工を鉄筋補強する区間ではCPとトンネルを一体化させるため、機械継ぎ手構造にてCP鉄筋と本坑鉄筋を接続する。

## 2-3 CP直下の地耐力の検討

CPを支える地盤の地耐力を導坑底盤部で平板載荷試験を行い、その結果とFEM解析により算出したCP底盤部の地盤応力度から支持力の検討を行った。その結果を表-3に示す。ここで、CPとトンネルインバートは鉄筋にて接続する計画であり、CPだけによる支持状態は仮設的な状態であると考え、仮設時の許容支持力を採用した。また、白川トンネルは他のメガネトンネルより構造安定上の観点から幅の広いCP底盤幅を採用している。底盤部は、他のトンネルの地質条件と比較しても、ほとんどが良好である。なお、NO.-44-10では局所的に支持力が低くなっているが、10m離れたNO.-44では2倍程度以上の支持力が確認されており、縦断方向の影響（剛性）を考慮すれば局所的に沈下する可能性は低いと考えられる。以上より、底盤部の支持力は満足していると判断した。

表-3 地耐力検討結果

試験地点 No.	地質	極限支持力 (tf/m <sup>2</sup> )	許容支持力 (tf/m <sup>2</sup> )		FEM解析値 (tf/m <sup>2</sup> ) (平均値)
			常時	仮設時	
-47-0	砂岩	294.73以上	98.2以上	147.5以上	—
-44-10	礫岩	98.24	32.7	49.0	48
-44-00	礫岩	165.05以上	55.0以上	82.5以上	—
-42-5	砂岩	196.49	67.5	101.2	68
-42-5	砂岩	294.73以上	98.5以上	147.7以上	—
-36-10	花崗岩	322.24以上	107.3以上	160.9以上	87

## 3. トンネル一次支保構造の検討

### 3-1 設計手法

土木学会「トンネル標準示方書【山岳方法編】・同解説」によれば、支保パターンの設計方法には、①標準設計の適用、②類似条件での設計の適用、③解析的手法の適用の3つが示されてい

る。しかし、メガネトンネルは、標準的な支保パターンが、設定されておらず、個々のトンネルについて個別に設計が行われているのが現状である。したがって、本トンネルにおいては、過去のメガネトンネルの施工実績を参考とし、妥当性のある支保パターンの設定を行うこととした。つまり、過去の実績データを分析し、本トンネルでの適切な支保規模を検討する「②類似条件での設計の適用」により設計を行った。さらに、メガネトンネルでは、同一断面での掘削回数が多く、周辺地山の支保の挙動が掘削段階によって大きく変化することから、地山の安定性の変化や補助工法の必要性、施工時期の検討や掘削ステップごとの支保の安定性を検討するため、「③解析的手法の適用」の結果も設計に反映した。

### 3-2 類似条件の設計 (Dsパターン)

#### ～メガネトンネルにおける支保の実施例～

メガネトンネルにおける支保の実績調査の結果を総括すると以下ようになる。(表-4)

- ①吹付コンクリートの厚さ：土砂部では20cm以上となっており、先行側を重くしている例がある。また、先行側は、土砂から硬岩になるにつれて吹付厚を薄くしてあるものが多い。

- ②鋼製支保工のサイズ：土砂山ではH-200以上が用いられている。また、硬岩地山ではH-125およびH-150の例が半数ある。
- ③二次覆工厚さ：土砂部ではすべて60cmとなっており、軟岩の平均厚さは40cm以上となっている。硬岩では35cmが平均的な厚さとなる。
- ④インバート厚さ：土砂地山では60cmと80cmが用いられており、軟岩および硬岩は50cmが用いられている。

次にDs支保パターンにおける過去の施工実績の比較表を表-4に示す。これより、以下のように設定する。

- ①Aトンネルは洪積層であり白川トンネルより地質条件は厳しいものと考えられるので、白川トンネルはAトンネルより支保を軽減できるものと考えられる。
- ②地質条件では、Dトンネルと類似しており、同レベルの支保パターンと考えられる。
- ③Cトンネルは花崗岩であり白川トンネルより地質条件はよいと考えられるので、Cトンネルより支保は増強すべきであると考えられる。以上より、表-5のような支保パターンを設定した。

表-4 白川トンネル (Ds) と施工実績比較表

	Aトンネル	北須磨トンネル	Cトンネル	Dトンネル	
トンネル延長	620m	938m	259m	373m	
土被り	2m~35m	5m~40m	6~24m	6~28m	
掘削断面積	228m <sup>2</sup>	183m <sup>2</sup>	216m <sup>2</sup>	187m <sup>2</sup>	
掘削方式	機械掘削	機械掘削	機械掘削	機械掘削	
地質物性値	地質名	大阪層群	神戸層群	相良層群	
	地質区分	砂・粘土・砂礫互層,砂礫層	D級地山	D級地山	
	一軸圧縮強度	-	10~130kgf/cm <sup>2</sup>	160~260kgf/cm <sup>2</sup>	9~115kgf/cm <sup>2</sup>
	変形係数	1000~3000kgf/cm <sup>2</sup>	670~5000kgf/cm <sup>2</sup>	不明	350~2100kgf/cm <sup>2</sup>
	単位体積重量	2.1tf/m <sup>3</sup>	2.1~2.3tf/m <sup>3</sup>	〃	2.0tf/m <sup>3</sup>
	内部摩擦角	35℃	30~40℃	〃	30~40℃
	粘着力	0.5kgf/cm <sup>2</sup>	3.0~4.5kgf/cm <sup>2</sup>	〃	0.5~2.0kgf/cm <sup>2</sup>
支保工	吹付厚	30cm(先坑),25cm(後坑)	25cm	20cm	25cm
	鋼製支保工	H-250×250(先坑),H-200×200(後坑)	H-200×200@1.0m	H-200×200@0.95~1.0m	H-200×200@1.0m
	ロックボルト	4m	4m	4m	4m
	二次覆工	60cm(補強鉄筋)	50cm(補強鉄筋)	40cm(補強鉄筋)	50cm(補強鉄筋)

表-5 Ds支保パターン

地山等級	Ds断面					吹付厚 cm	覆工厚 cm	インバート cm
	ロックボルト 長さ	鋼製支保工			建込み 間隔 m			
		施工間隔 周方向 m	下半部 延長方向 m	上半部				
Ds	4.0	1.0	1.0	H-200	1.0	25	50	50

表-6 Ds支保パターンの解析結果

	吹付コンクリート		ロックボルト		鋼製支保工		
	応力度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	許容応力度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	軸力 (tf)	耐力 (tf)	軸応力度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	縁応力度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	許容応力度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
No.-44-10	15.4	60	2.6	18	557	902	2100
No.-42-5	24.0		3.7		854	1601	
No.-36-10	32.5		5.9		1140	1902	

### 3-3 解析的手法による検討 (Dsパターン)

#### ～FEM解析による支保工の検討～

FEM解析は施工実績にて設定したDs支保パターンのトンネル支保構造にて行った。解析結果を表-6に示す。これより吹付コンクリート、ロックボルトおよび鋼製支保工とも許容値を満足した結果となり、本支保パターンが妥当であることが解析上示された。

### 3-4 岩盤部 (DI～CI) の支保パターンの検討

過去の事例としてCトンネルの支保パターンを参考に検討を行った。さらに、メガネトンネルは左右の断面をあわせれば一つの大きなトンネルであると見なせると考え、大断面トンネル標準支保パターンも参考として支保パターンを検討した。表-7に設定した白川トンネルの標準支保パターン、Cトンネル及び大断面I支保パターンを示す。また、岩盤部の支保パターンは以下のように設定した。

- ①メガネトンネルは一つの大断面トンネルであるので、大断面トンネルの標準支保パターンも踏まえて設定する。
- ②メガネトンネルの実績と大断面トンネル標準支保パターンを比較すると大断面IIほど支保工の規模は大きくない。
- ③DIでは、大断面Iの支保規模とメガネトンネルの実績がほぼ同じである。つまり、大断面I程度の支保構造を一つの目安と考える。

表-7 支保パターン一覧表

支保パターン	ロックボルト(m)			鋼製支保工		吹付厚 (cm)	覆工 (cm)	インバー ト厚(cm)	
	長さ	周方向	延長	上半	下半				
B	北須磨TN	3	1.5	2	—	—	10	40	—
	Cトンネル	3	1.5	1.5	—	—	10	40	—
	大断面I	4	1.5	2	—	—	10	40	—
CI	北須磨TN	3	1.2	1.5	H125	H125	15	40	50
	Cトンネル	3	1.2	1.5	H125	H125	15	40	50
	大断面I	4	1.2	1.5	—	—	15	40	45
CII	北須磨TN	4	1.2	1.2	H150	H150	15	40	50
	Cトンネル	4	1.2	1.2	H150	H150	15	40	50
	大断面I	4	1.2	1.2	H150	—	15	40	45
DI	北須磨TN	4	1	1	H150	H150	20	40	50
	Cトンネル	4	1	1	H150	H150	20	40	50
	大断面I	6	1	1	H150	H150	20	40	50
Ds	北須磨TN	4	1	1	H200	H200	25	50	50
	Cトンネル	4	0.8	1	H200	H200	20	40	50
	大断面I	6	1	1	H200	H200	25	45	50

④メガネトンネルの実績では、ロックボルトの長さは4m以下である。したがって、ロックボルトは4m以下で設定する。

⑤大断面Iの標準支保パターンの鋼アーチ支保工はCIIは上半のみ、CIはなしであるが、メガネトンネル構造の特性よりセンターピラーの上部に曲げ引張が作用することが考えられるため、実績を踏まえてCタイプには鋼製支保工を設置する。

以上をまとめると、大断面Iと岩盤部メガネトンネルの支保工の実績を考慮し、両支保工を満足するように支保工を設定したといえる。(ただし、ロックボルト長はメガネトンネルの実績より4m以下で設定した)

## 4. 二次覆工コンクリートの検討

### 4-1 概要

白川トンネルでは、岩部では、施工法および施工実績等をふまえて、二次覆工に力学的な機能は付加させない(無筋コンクリート構造)ものとして計画した。岩部D級地山区間は土被りが十分でないため、坑口部での補強区間と同様に覆工に補強鉄筋(D19@150mmシングル配筋)を配置した。また、地上部が住宅等に利用されていて、かつ地質が悪い(土砂相当)区間、または断面が大きく、かつ地質の悪い区間は将来的にトンネルに作用する土圧や上載荷重等が変化する可能性があると考え、土圧を考慮してフレーム解析を行い、覆工に配筋を配置した。次にその作用荷重の考え方を示す。

### 4-2 作用荷重の設定

#### ◆実績の調査

メガネトンネルおよび土砂地山の二次覆工の設計荷重を表-8に示す。これによると、土砂部のメガネトンネルでは覆工厚60cmが多く、大阪層群部の神戸長田トンネル(単設)では9mの土荷重にて設計している。また、Hトンネル(大阪層群部・メガネトンネル区間)では16.5mの土荷重にて設計している。



表-8 メガネトンネル・土砂地山 二次覆工の設計に関する事例

トンネル名	Aトンネル	Dトンネル	Fトンネル	Gトンネル	長田トンネル(単設)	Hトンネル(単設)	
設計条件	土被り(m) 40	40	5~17	19	15~48	50	
	地表面の状態 住宅・道路	住宅・道路	公園		住宅・道路	住宅・道路	
覆工構造	二次覆工厚(cm) 60	50	60~80	60	45(標準部)	40(岩盤部) 70(土砂部)	
	RC構造	単鉄筋 D19@200mm	複鉄筋 D19@200mm	複鉄筋 D19@125mm	単鉄筋 D25@200mm	複鉄筋 D22@125mm	複鉄筋 D19@200mm
	インパート(cm) 60	50	80	60	55	70	
	RC構造	補強配筋	複鉄筋	複鉄筋	複鉄筋	複鉄筋	複鉄筋
設計構造系		一次, 二次で分担	二次覆工のみ		一次, 二次で分担	一次, 二次で分担	
構造モデル	なし	フレーム計算	フレーム計算	平面変形法解析	フレーム計算	フレーム計算	
荷重	鉛直土圧	〃	10m, 6m	全土被り(17m)	全土被り(19m)	9m	16.5m(11m×1.5)
	水平土圧(側圧係数)	〃	0.5	0.5	不明	0.4	不明
	上載荷重	〃	なし	1tf/m <sup>2</sup>	〃	8tf/m <sup>2</sup>	2tf/m <sup>2</sup>
	水圧	〃	なし	静水圧	なし	静水圧	なし
	覆工自重	〃	考慮	考慮	不明	考慮	考慮
後進坑施工時の荷重増加	〃	緩み荷重の5割増し	考慮せず	考慮せず	なし	緩み荷重の5割増し	

a) 地質的条件を考慮した緩み荷重の推定

神戸層群・D級地山の地山物性値(変形係数1300kg/cm<sup>2</sup>)は大阪層群「神戸長田トンネル(変形係数1000~2000kgf/cm<sup>2</sup>)」と近い。単設であるが、神戸長田トンネルでは作用する鉛直土圧を9mと設定している。近接トンネルによる影響をHトンネルの事例より50%割増しと設定すると、以下ようになる。

鉛直荷重=9m(神戸長田TN)×1.5=13.5m

b) メガネトンネルの事例より緩み荷重を推定

メガネトンネルでは、土被りが薄いので全土被り荷重を対象として設計している事例が多い。比較的土被りがあり、地質的にも近いDトンネルでは、10mの鉛直荷重にて二次覆工の設計を行っている。

c) Aトンネルの計測結果

Aトンネル計測結果より作用荷重を推定する。Aトンネルの覆工応力を測定した結果はないが、一次支保工の応力は測定されている。一次支保工の変位が収束して二次覆工が打設されているので

一次支保工が分担している荷重が将来的に二次覆工に作用するものと考え一次支保工に作用している荷重を推定した。

e) 作用荷重の設定

以上を整理すると表-9のようになり、白川トンネルにおける作用荷重は1D=12.2mであることから、1Dと設定した。

表-9 Ds支保パターンの解析結果

項目	作用荷重	備考
実績より推定する作用荷重	10m~13.5m	
Aトンネルの計測結果	1D程度(13m)	D:12.9m

5. 施工の概要

白川トンネルの施工は、まず北側坑口と開削トンネルとの境界に開削トンネル断面に相当する立坑を構築し、北坑口側より中央導坑を施工した。

トンネル延長中心部付近にて非常に硬質な花崗岩が出現したため、南側坑口から迎え堀を行った。

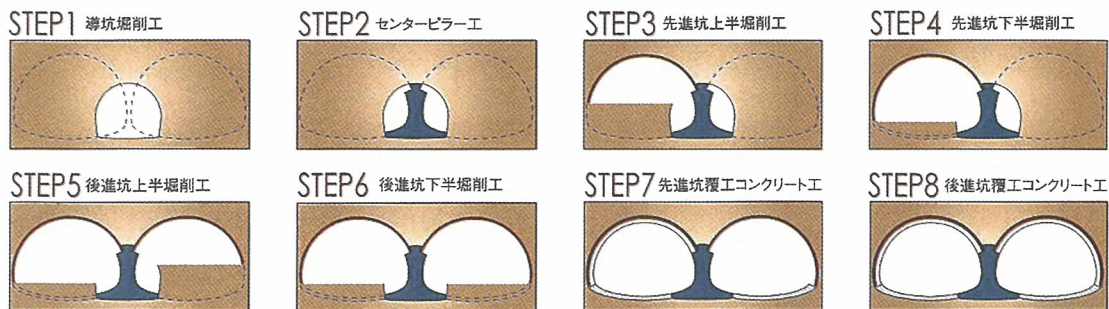


図-5 施工順序断面図

中央導坑完了後は、工期短縮の必要性より南北両坑口からトンネル延長中心方向に向かってCPの構築を行った。その結果、先進本坑掘削はCP構築と併行して施工することが可能となった。なお、六甲花崗岩部を除く通常地山部の本坑掘削では、先進坑掘削の影響が後進坑掘削時に及ばないように上半切羽位置で約100mの離隔をおいて施工を行った。図-5に施工順序断面図を示す。

## 6. 実施工時に伴う計測結果

前述のとおり、白川トンネルではメガネトンネル構造という特殊性に着目して様々な検討、解析を行い、設計を進めてきたものであるが、実施工においては、地山の挙動確認・安全性の確認を目的として、内空変位・支保工応力等の計測を行い、設計時との比較を行いつつ工事を進めてきた。

以下にその計測結果を示し、設計の妥当性を検証するものである。

### 6-1 坑内変位

内空変位は、すべて一次管理値（15mm以内）に収まっている。先進坑、後進坑ともにゼロ付近であり、後進坑通過に伴う先進坑の内空変位も顕著な差は見られなかった。

天端沈下は、No.-45付近において一部一次管理値を上回った。これは旧谷筋を盛土した区間であることに起因するが、二次管理値には収まっており、当該区間を除けば概ね一次管理値前後で収束しており問題はなかった。

表-10 CP作用荷重と傾斜

STA.No	計測項目	先進坑 上半通過後	後進坑 上半通過後	土被り換算 ( )内は設計値
No-3-2 (D-K1)	支保工軸力	1114KN	3351KN	0.9D (2.0D)
	センターピラー軸力	1433KN	4550KN	1.2D (2.0D)
	傾斜	後進坑側に1.1mm	後進坑側に0.8mm※	
No-19-3 (Ds)	支保工軸力	403KN	2591KN	0.9D (2.0D)
	センターピラー軸力	216KN	3143KN	1.1D (2.0D)
	傾斜	後進坑側に3.5mm	先進坑側に0.7mm※	
No-42-5 (Ds)	支保工軸力	344KN	2324KN	0.8D (2.0D)
	センターピラー軸力	1314KN	5392KN	1.8D (2.0D)
	傾斜	後進坑側に1.4mm	先進坑側に0.7mm※	
No-44-10 (Ds)	支保工軸力	471KN	2391KN	0.8D (2.0D)
	センターピラー軸力	1446KN	4898KN	1.8D (2.0D)
	傾斜	後進坑側に1.8mm	後進坑側に0.2mm※	

※センターピラー中心に対する最終値

### 6-2 CP作用荷重と傾斜

CPは、導坑、先進坑、後進坑の掘削時毎に応力再配分が繰り返される地山干渉領域のゆるみによって生じる荷重を負担するため、メガネトンネル構造にとって最も重要な構造物である。

このCPにおいて、設計作用荷重との比較を行うため計測結果を表-10に示す。表より、支保工軸力及びCP軸力ともに先進坑掘削後と比べて後進坑掘削後が約3~7倍程度に増加していることがわかる。これは、CP直上の干渉部荷重が、後進坑の掘削に伴い支保工を介して、CPに大きく作用するためである。これらの計測結果を土被り換算すると、CP軸力では1.1D~1.8Dと設計時想定荷重の2.0Dと比較して同程度の結果が得られている。

これに対し、支保工軸力が0.8D~0.9Dとやや小さくなっている。これは、CPと先進導坑天端の空隙を、中詰めコンクリート（吹付コンクリートにて施工）で充填したため、この部分に干渉部の荷重が分散されてCPに伝達したことに起因するのではないかと考えられる。

傾斜に関しては、先進坑掘削時は後進坑側に、後進坑掘削時は先進坑側に傾斜しており、最終的には1mm以下の傾斜となっている。

これらの計測結果から、作用荷重として設計時想定荷重と同程度の作用荷重が確認されたこと及び事前解析と同程度の傾斜が確認されたことで、本トンネルの作用荷重設計の妥当性が検証できた。

### 6-3 支保部材応力

切羽の進行に伴う支保部材の応力の推移を計測

表-11 鋼製支保工応力の最大値

STA.No	干渉部補強	支保パターン	先進坑	後進坑
No-3-2	注入式 ロックボルト	D-K1 H250 @1.0m	センターピラー直 上にて169N/mm <sup>2</sup>	センターピラー直 上にて82N/mm <sup>2</sup>
			センターピラー直 上にて224N/mm <sup>2</sup>	センターピラー直 上にて123N/mm <sup>2</sup>
No-5-17	注入式 ロックボルト	CII H150 @1.2m	センターピラー直 上にて131N/mm <sup>2</sup>	センターピラー直 上にて61N/mm <sup>2</sup>
			センターピラー直 上にて198N/mm <sup>2</sup>	センターピラー直 上にて67N/mm <sup>2</sup>
No-19-4	注入式 ロックボルト	DS H200 @1.0m (充填式フォアポーリング)	センターピラー直 上にて174N/mm <sup>2</sup>	センターピラー直 上にて95N/mm <sup>2</sup>
			センターピラー直 上にて198N/mm <sup>2</sup>	センターピラー直 上にて67N/mm <sup>2</sup>
No-42-5	充填式 ロックボルト	DS H200 @1.0m (注入式フォアポーリング)	センターピラー直 上にて198N/mm <sup>2</sup>	センターピラー直 上にて67N/mm <sup>2</sup>
			センターピラー直 上にて174N/mm <sup>2</sup>	センターピラー直 上にて95N/mm <sup>2</sup>
No-44-10	注入式 ロックボルト	DS H200 @1.0m (注入式フォアポーリング)	センターピラー直 上にて174N/mm <sup>2</sup>	センターピラー直 上にて95N/mm <sup>2</sup>
			センターピラー直 上にて174N/mm <sup>2</sup>	センターピラー直 上にて95N/mm <sup>2</sup>
			一次管理値	105N/mm <sup>2</sup>
			二次管理値	175N/mm <sup>2</sup>
			三次管理値	210N/mm <sup>2</sup>

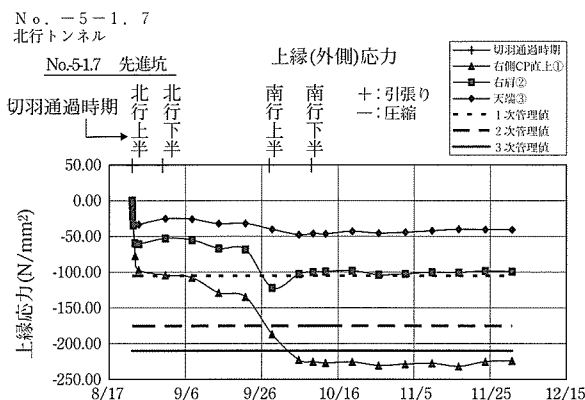


図-6 主計測断面の外縁応力の経時変化

することで、支保パターンの設定と干渉部の補強の妥当性を検証することとした。

表-11に主計測断面における鋼製支保工応力の最大値を示す。各主計測断面ともにセンターピラー直上の干渉部付近で最大値を計測しており、先進坑には、後進坑の2倍程度の支保工応力が発生している。

特に支保工応力の大きかったNo.-5-1.7主計測断面の外縁応力の経時変化を図-6に示す。

この図から先進坑側の鋼製支保工には、先進坑を掘削した際に生じた応力に、後進坑掘削の影響により干渉部の応力が再度伝達され増加していることがわかる。

鋼製支保工応力の計測結果では、各主計測断面ともに二次～三次管理値付近の応力が発生している。これらの計測結果により干渉部補強を行わ

なかった場合には、鋼製支保工応力がさらに増加し、危険な領域に達することが考えられ、支保パターンの設定の妥当性ととも干渉部補強の必要性及び重要性が検証できたものと考えられる。

## 7. あとがき

白川トンネルは、メガネトンネル構造という特殊構造であり、地質も土砂(盛土)から軟・硬岩と変化に富んでいた。本坑の設計にあたっては、同種トンネルの施工実績、導坑施工時の切羽観察結果等の情報を入手し、それらを基に起こりえる様々な状況を予測し、検討・事前解析を重ねてきた。実施に際し、各種の計測を行うことにより、設計段階との比較、検証を行いつつ安全性を確認しながら施工を行い、平成14年7月に無事貫通することができた。

今回、その設計段階と実施工における計測値とを比較することによって、設計の妥当性を確認することができた。支保パターンについても計測結果からその設定の妥当性を確認することができた。これらの結果が今後計画及び設計されるメガネトンネルの参考になれば幸いである。

謝辞：最後になりましたが、北須磨トンネル施工法検討委員会において様々な課題について活発なご議論と貴重なご意見を頂いた各委員の方々に深く感謝の意を表します。

## DESIGN AND CONSTRUCTION OF LONG BINOCULAR-SHAPED TUNNELS

Teruhisa Ishibashi, Hiroki Sugiyama, and Daisuke Hashidume

Shirakawa tunnel (tentative name) is 1107.5 m long, and the length of Mountain tunnel except Cut and Cover is 938 m. This tunnel is the special shape tunnel which did the form of the binocular. When this tunnel completes, it becomes the longest binocular-shaped tunnel in Japan.

The binocular-shaped tunnel repeats the stress re-distribution of the nature ground, by excavating Center-drift tunnel, Advancing tunnel and Following tunnel. In the design of this tunnel, evaluation and measurement in the interference domain of the upper part of center-drift of slack are the most important.

On the other hand, measuring the action of a natural ground and the stress of the supporting member during construction, we confirmed the design.