

高耐力支保構造で施工した脆弱地山のトンネル挙動特性

高橋 俊長¹・中野 清人²・垣見 康介³

¹東日本高速道路株式会社 北海道支社 千歳工事事務所 (〒066-0037 千歳市新富1-2-14)

²正会員 株式会社高速道路総合技術研究所 トンネル研究室 (〒194-8508 東京都町田市忠生1-4-1)

³正会員 清水建設・株木建設特定建設工事共同企業体 (〒054-0201 勇払郡むかわ町穂別稲里412-1)

E-mail: kakimi_kousuke@shimz.co.jp

穂別トンネルは、脆弱で自立度の低いハッタオマナイ層メランジュと粘土状蛇紋岩体を通過する延長 4,323mの道路トンネルである。ここでの地山強度比は 0.2～0.5 であり、大変位の発生と支保構造体の破壊が懸念されたので、厚肉円筒理論で必要支保耐力を算定、これに基づいて高耐力の二重支保構造体を設計し、切羽から 1D (D は掘削幅) 以内で早期閉合する補助ベンチ付き全断面掘削を採用した。

その結果、変形余裕の範囲内で高耐力支保構造体の力学的安定が確保でき、この方法の有効性が示され、また力学挙動特性が明らかになった。

Key Words : *Serpentine, Squeezing, thick cylinder theory, high strength support structure*

1. はじめに

脆弱で自立度の低い粘板岩・緑色岩メランジュのトンネル掘削に標準パターン DII で施工を開始したところ大変位とトンネル支保構造体の破壊が発生し、縫返し施工を余儀なくされた。この以奥には、大規模な粘土状蛇紋岩体が分布するので、厚肉円筒理論を用いて地山の力学特性に応じた必要支保耐力を算定し、支保部材の多重化による高耐力の二重支保構造を設計し、切羽から 1D (D は掘削幅) 以内で早期閉合する補助ベンチ付き全断面掘削を採用した。

その結果、支保構造体の厚肉、高耐力化により、変形余裕の範囲内でトンネルの力学的安定が確保でき、この設計、施工方法の有効性が示され、また、これの力学挙動特性が明らかになった。

る穂別トンネル東工事本坑は、平成 18 年 4 月より掘削を開始し、平成 21 年 8 月末時点で、延長 2,372m のうち 1,965m の掘削を終えている。東工事の延長 2,154m の避難坑は、平成 21 年 5 月に貫通している。

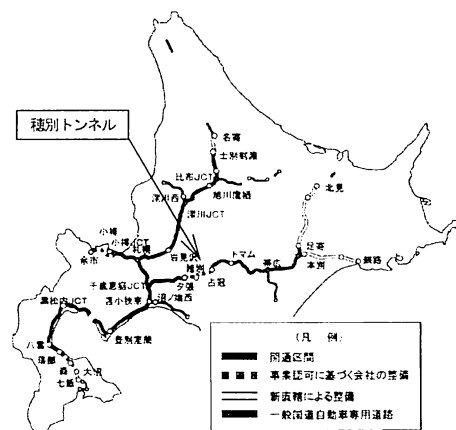


図-1 穂別トンネル位置図

2. 工事概要

北海道横断自動車道穂別トンネルは、勇払郡むかわ町～占冠村に位置し、避難坑を併設する延長 4,323m の高速道路トンネルである (図-1)。これの東側工区にあつ

3. 地質概要

穂別トンネル東側の地質縦断面図は、図-2に示す。東側坑口から 1,600m 付近までは安定した滝の上層泥岩が分布する。トンネル中央付近には、脆弱で自立度の低い粘

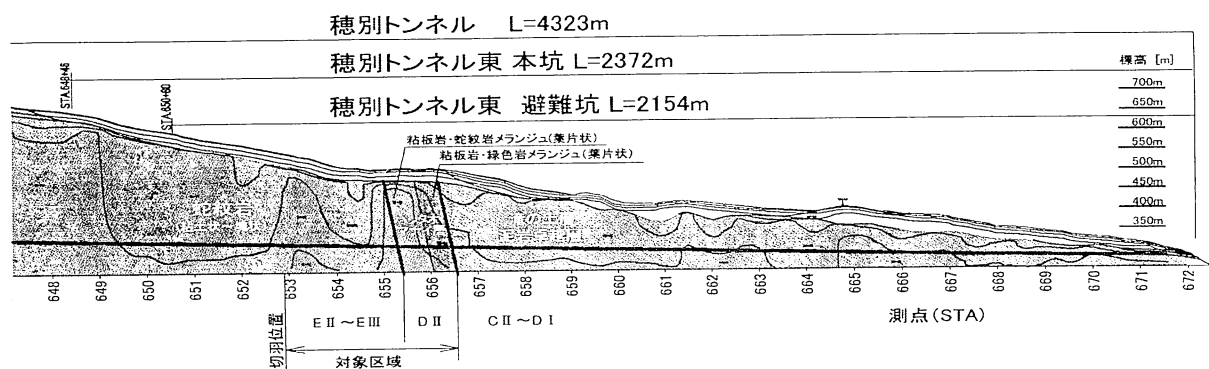


図-2 地質縦断面図 (穂別トンネル東側)

板岩を主体とした付加帯と軟弱な葉片状～粘土状蛇紋岩体が広く分布する。この脆弱地質区間は、延長約700mにおよび、ここでの土被りは約200mと大きく、地山強度比は0.2～0.5である。また、切羽集中湧水はなく、ここでの地山物性の代表値は表-1に示す。本坑施工済み区間延長と地山強度比などは表-2に示す。

表-1 地山物性の代表値

岩種	性状	単位体積重量 γ t (kN/m ³)	一軸圧縮強度 q_u (N/mm ²)	適用支保パターン名
ハツカイ層 粘板岩・緑色岩 メランジュ	葉片状	26	2.7	DII-6 DII-1～4
ハツカイ層 粘板岩・蛇紋岩 メランジュ	葉片状	23	1.4 針貫入試験	DII-7,8
蛇紋岩	塊状	26	50.0 シムトパー	EII-1,2 EIII-1～
	粘土状	20	0.8 針貫入試験	

表-2 実施パターン延長と地山強度比 (本坑)

実施支保パターン名	施工延長 (m)	土被り厚 (m)	地山強度比 (-)	備考
標準パターン DII-1～4	45.5	192	0.5	普通, 高強度吹付け
縫返しパターン DII-6	48.0	192	0.5	高強度吹付け
厚肉支保 DII-7,8	80.0	196	0.3	高強度吹付け
厚肉支保 EII-1,2	196.0	210	0.2	高強度吹付け
厚肉支保 EIII-1～	(44.5)	220<	0.2	瞬結吹付け

() は施工途中の延長を表す。

4. 計測工概要

本坑支保構造仕様の照査と力学挙動特性の把握を主目的に、計測工 A, B を実施する (図-3)。計測工 A 断面は、トンネル進行方向 10m 間隔に設け、1 断面当たり測点数

は5点とし、三次元自動測量・計測システムを用いて、吹付けコンクリート表面に取付けた測点の鉛直・水平方向変位を 12～24 時間毎に自動測定する。計測工 B は、図-4 に示すように、支保部材応力測定を基本とする計器配置とし、計測断面は DII と EII に 2 断面ずつ、EIII に 1 断面を設ける。計測工 B 断面位置の現切羽からの離れは、表-3 に示す。

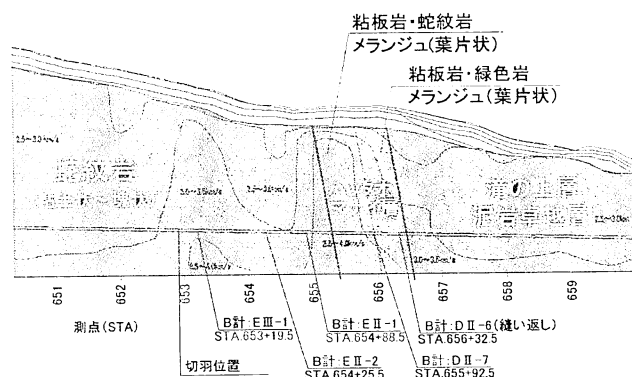
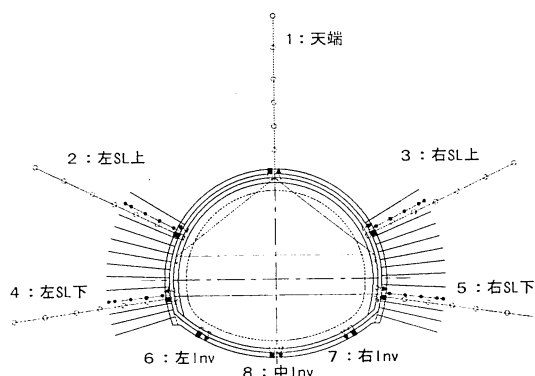


図-3 計測断面位置図



計測項目	記号	数量	備考
天端・脚部沈下測定	○	5測点	
内空変位測定	△	4測線	
地中変位測定	→	5測線	L=10.0m (6測点: 1, 5, 3, 4, 5, 6, 8, 10m)
ロックボルト軸力測定	●	4測線	L=4.0m (5測点: 0.5, 1, 5, 2, 5, 3, 5, 3, 9m)
鋼アーチ支保工応力測定 (一次支保)	■	8箇所	軸力、曲げ、せん断
(二次支保)	□	8箇所	軸力、曲げ、せん断
吹付けコンクリート応力測定 (一次支保)	▲	8箇所	有効応力計 1台/箇所
(二次支保)	△	8箇所	有効応力計 1台/箇所

図-4 計器配置概要 (本坑)

表-3 計測工B断面位置

支保 ^パ テン名	切羽からの離れ (m)	設置後日数 (day)
DII-6	343 m	410
DII-7	303 m	369
EII-1	206 m	249
EII-2	136 m	158
EIII-1	30 m	34

2009.8 末時点

5. 標準支保構造による施工

(1) 支保構造と施工方法

ハッタオマナイ層メランジュのトンネル掘削では、標準支保パターンDII¹⁾を基本にして、DII-2～DII-4を設計した(表-4、図-5)。施工方法は、補助ベンチ付き全断面掘削の早期閉合とし、背面地山からの土圧を内圧力で保持することにより、トンネル支保構造体の力学的安定を確保する。

表-4 標準支保パターンDⅡ支保構造仕様

支保パテン名		DII-2	DII-3, 4
地山強度比		0.5	
1 掘進長		1.0m	0.75m
変形余裕量		20cm	
支保 部材	吹付け厚	SFRS, 20cm	SFRS, 30cm
	圧縮強度 (28d)	36N/mm ²	
	鋼アチ支保工	H-150	
	ロッド外工	L=6m, 170KN, 14or24 本	
閉合 部材	構造部材	上・下半と同様	
	半径比 R3/R1	16.90/5.90=2.86	
	閉合距離	10~12m	8~10m

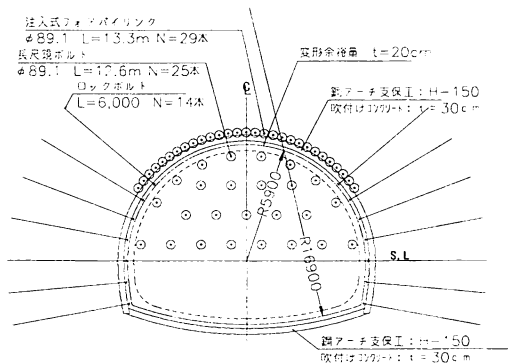


图-5 支保構造概要 (DII-3)

(2) 施工結果

注入式フォアポーリングで施工した脆弱地山 DII-4 の切羽は、高地圧の応力再配分であるので、崩壊した（写真-1）。また、地山強度不足により、周辺地山は不安定になり、約 350mm 以上の天端沈下、約 250mm 以上の上半内空変位が発生するようになり、支保耐力を超えた押出し性土圧が作用し、トンネル支保構造体は破壊、力学的安定の確保は困難になった。



写真-1 切羽崩壊と増し吹付けの剥離

(3) 押出し性土圧の推定

トンネル支保構造体を破壊した押出し性土圧 P_o は、支保パターン DII-3 での支保耐力 N_c (=吹付けコンクリート圧縮強度×断面積) を支保構造体半径 R_1 で除して概算すると、 $P_o=36,000 \times 0.3/5.9=1,831 \text{ kN/m}^2$ となる。これを γ_t で除して、土被り相当厚 H に換算すると、 $H=1,831/26 \div 70 \text{ m}$ となり、トンネル支保構造体には、土被り厚 70m 相当の 1.8 N/mm^2 以上の押出し性土圧の作用が推察された。

6. 二重支保構造による施工

(1) 支保構造概要

地山強度比が 0.3~0.5 のハッタオマナイ層メランジューのトンネル支保構造体には、土被り厚約 100m 相当（支保構造体破壊時の土被り相当厚 70m の 1.5 倍）土圧²⁾を想定し、厚肉円筒理論を用いて必要支保耐力を算出、これを基にして、厚肉高耐力の二重支保構造体を設計した（表-5、図-6）。

表-5 ハッタオマナイ層メランジュ支保構造仕様

支保バテン名		DⅡ-6	DⅡ-7	DⅡ-8
適用対象		縫返し工	掘削工	
地山強度比		0.5	0.3	
1 掘進長		1.0m		
変形 余裕	1 次	10cm		
	2 次	20cm		
支保 部材	吹付け厚 (1 次)	SFRS, 25cm		
	吹付け厚 (2 次)	SFRS, 20cm		
	圧縮強度 (28d)	36N/mm ²		
	鋼管支保工 (1 次)	H-200	H-200W	H-200
	鋼管支保工 (2 次)	H-150		
	管状部材	L=6m, 4m, 170kN, 14or18or22 本		
閉合 部材	変形余裕量	20cm	—	
	構造部材	上・下半と同様		
	半径比 R3/R1	8.70/5.90=1.47		
	閉合距離	4.0m	10.0m	

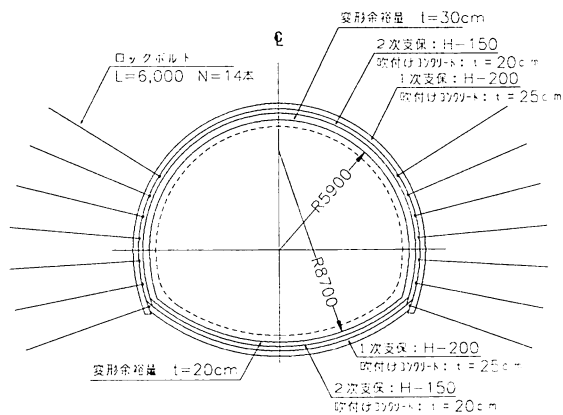


図-6 支保構造概要（縫返し工，DII-6）

(2) 二重支保工施工方法

二重支保構造体の早期閉合掘削方法は，上半掘削，下半掘削，断面閉合の順に各々2m進行で施工する．1掘進の施工単位は，上半掘削は1m，下半掘削は片側2m，断面閉合は2mである．上半2次支保の施工は，1次支保の2m後方である．下半と断面閉合の1次と2次は，同時施工である．早期閉合距離は12mを基本にしている（写真-2）．



写真-2 早期閉合状況（閉合距離12m）

(3) 支保構造体の力学特性

縫返し施工した厚肉支保構造体DII-6の吹付けコンクリートに発生する軸応力は図-7に示し，鋼アーチ支保工縁応力は図-8に示す．1次吹付けコンクリート軸力 N_{c1} と2次吹付けコンクリート軸力 N_{c2} を加えた吹付けコンクリート軸力 $N_c (=N_{c1}+N_{c2})$ を吹付けコンクリート断面積 A_c で除して求めた吹付けコンクリート等価軸応力 $\sigma_{ec} (=N_c/A_c)$ は， N_c を支保構造体半径 R で除した換算土圧 $P_o (=N_c/R)$ とともに，図-9に示す．支保構造体に発生する軸力に対する吹付けコンクリート軸力の分担率は，図-10に示す．

これらから，以下のことがいえる．

①吹付けコンクリート軸応力の最大値は，1次側インバート部中心に発生し， 16N/mm^2 の圧縮である．トンネル周方向の軸応力は，1次，2次ともに，周辺地山の物性分布に支配され，不連続に分布する．

②鋼アーチ支保工縁応力は，1次，2次ともに，同等レベルの圧縮応力が周方向に連続的に分布し，降伏応力を超えて発生する．

③吹付けコンクリート等価軸応力は，概ね $6\sim7\text{N/mm}^2$ の圧縮で周方向に連続的に分布し，最大値は約 13N/mm^2 の圧縮である．

④支保構造体作用土圧 P_o は，吹付けコンクリート軸力からの換算土圧 0.66N/mm^2 をここでの分担率0.8で除して概算すると $P_o=0.66/0.8=0.8\text{N/mm}^2$ となる．

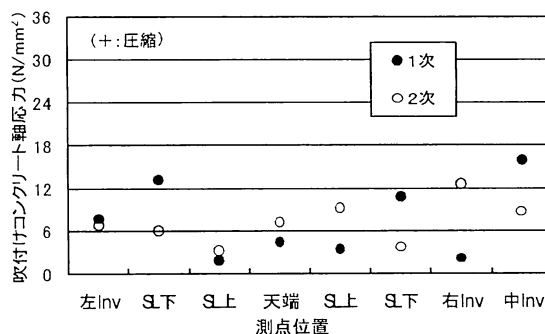


図-7 吹付けコンクリート軸応力（DII-6）

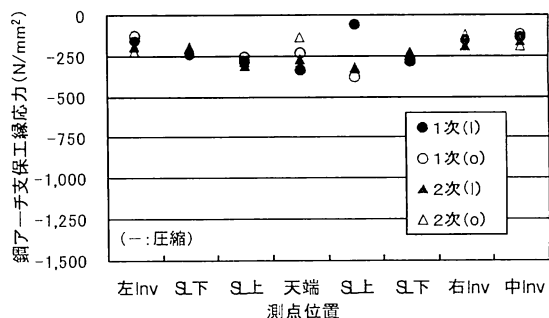


図-8 鋼アーチ支保工縁応力（DII-6）

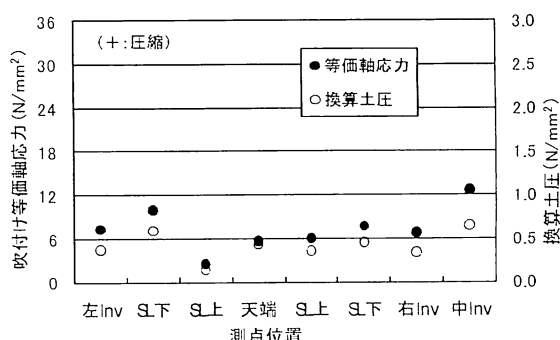


図-9 吹付け等価軸応力と換算土圧（DII-6）

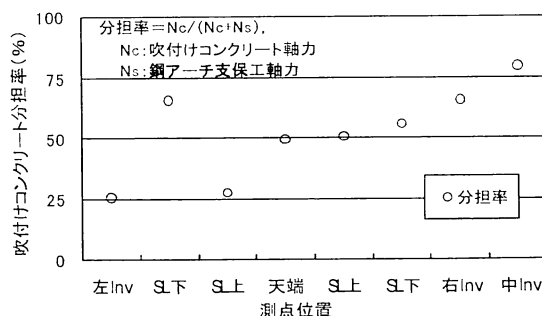


図-10 吹付けコンクリート軸力分担率（DII-6）

7. 厚肉支保構造による設計・施工

(1) 支保構造概要

粘土状蛇紋岩のトンネル掘削では、支保構造体とこれの背面地山に高い押出し性土圧が作用するので、背面地山の強度保持に有効な側部ロックボルトの密配置³⁾を基本にして、吹付けコンクリートを高強度とする EII と瞬結タイプ EIII の厚肉の二重支保構造体を設計した(表-6、表-7)。この二重支保構造体概要は、ハッタオマナイ層メランジュの DII-8 とともに、図-11 に示す。

表-6 粘土状蛇紋岩支保構造仕様

支保パターン名	EII-1, -2	EIII-1~
初期耐力特性	高強度タイプ	瞬結タイプ
地山強度比	0.2	
1 掘進長	1.0m	
変形余裕量	30cm	
支保部材	吹付け厚(1次)	SFRS, 30cm
	吹付け厚(2次)	SFRS, 25cm
	圧縮強度 (28d)	36N/mm ² 45N/mm ²
	鋼アチ支保工(1次)	HH-201
	鋼アチ支保工(2次)	HH-154
閉合部材	ロックボルト	L=4m, 170KN, 26φ22 本
	変形余裕量	-
	構造部材	上・下半と同様
	半径比 R3/R1	8.90/6.10=1.46
	閉合距離	12.0m

表-7 吹付けコンクリート圧縮強度

材齢	10min	3hr	1day	28day
高強度タイプ		2N/mm ²	10N/mm ²	36N/mm ²
瞬結タイプ	3N/mm ²		15N/mm ²	40N/mm ²

(2) 補助工概要

地山強度比<0.4 で $q_u < 2\text{N/mm}^2$ の脆弱地質では、補助工なしでの上・下半掘削は困難であり、先抜けや切羽崩壊が生じやすい⁴⁾ので、表-8 に示すような補助工を地山性状に応じて採用し、支保施工までの間の掘削面の自立を確保する(写真-3)。

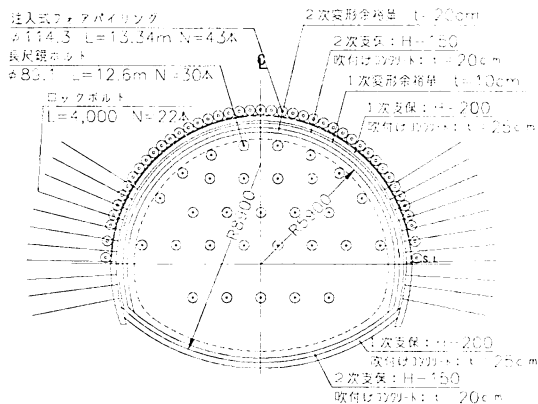


図-11(1) 高耐力二重支保構造(高強度DII-8)

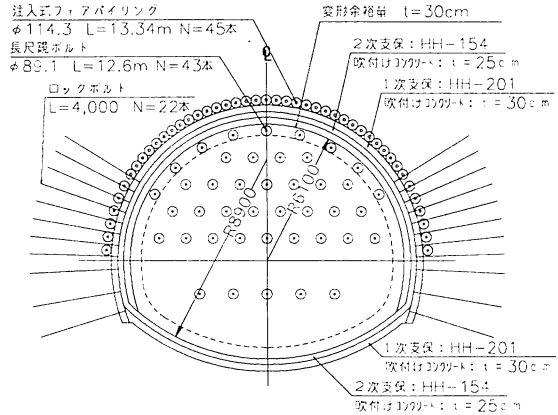


図-11(2) 高耐力二重支保構造(高強度EII-2)

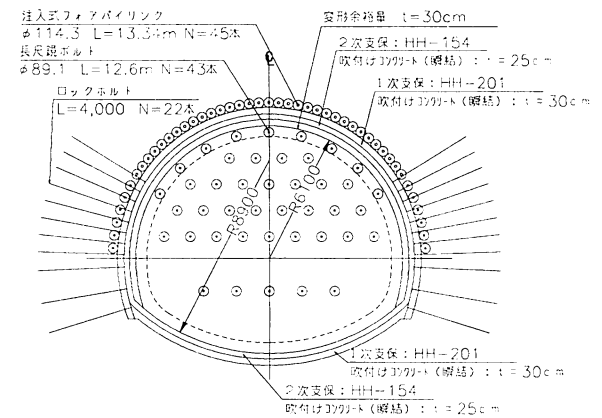


図-11(3) 高耐力二重支保構造(瞬結EIII-1)

表-8 補助工仕様(本坑)

長尺先受け工	Φ114.3, t=6, L=13.34m 上半 180°, 上半, 上下半, p=450, シカゴソ
長尺鏡ボルト	Φ89.1, t=5.5, L=12.6m 上半, 上下半, 注入材(シカゴソ)
鏡吹付け	t=10cm, 上半, 下半, イバートの切羽鏡



写真-3 早期閉合時鏡崩壊(下半鏡ボルト省略)

(3) 計測結果と考察

a) トンネル挙動特性

穂別トンネル東工事では、蛇紋岩中に位置した計測工A断面は、計測工A断面設置後から約1ヶ月が経過しても未収束である。

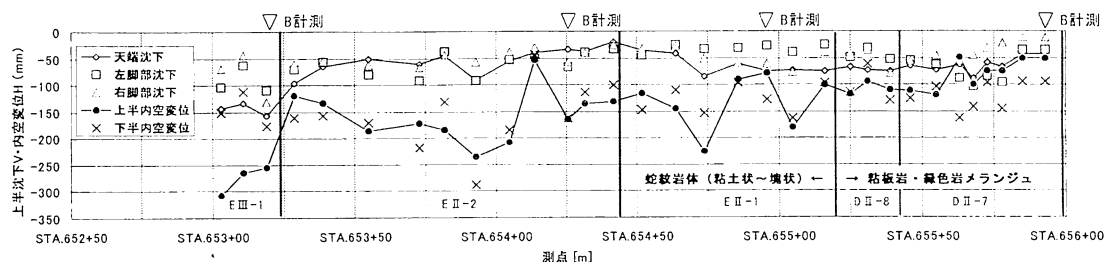


図-12 トンネル変位 (最終時)

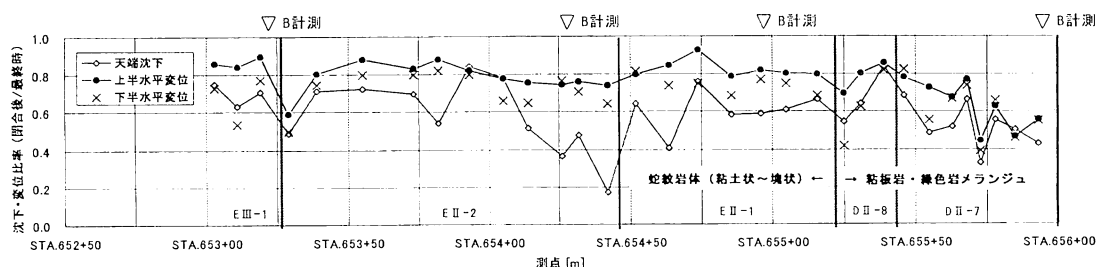


図-13 トンネル変位比率 (閉合後/最終時)

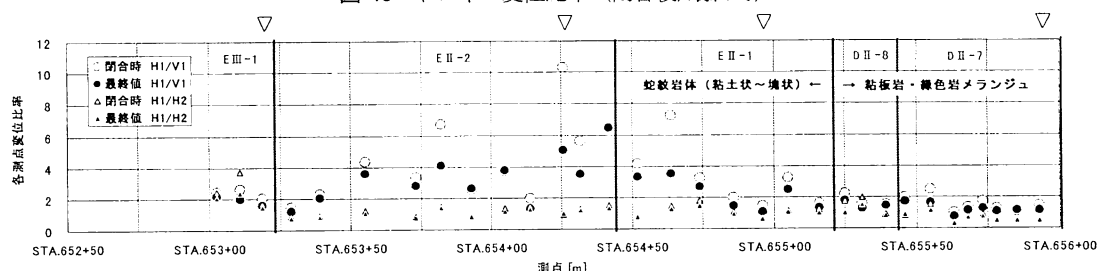


図-14 閉合後と最終時のトンネル変位比率 (H1/V1, H1/H2)

ハッタオマナイ層メランジュと粘土状蛇紋岩での最終時のトンネル変位は、図-12 に示す。最終時に対する早期閉合直後のトンネル変位比率 (閉合後/最終時) は、図-13 に示す。天端沈下 V1 に対する上半内空変位 H1 の比率 H1/V1 と下半内空変位 H2 に対する上半内空変位の比率 H1/H2 は、図-14 に示す。

これらから以下のことがいえる。

①天端沈下 V1 は、メランジュ、蛇紋岩ともに、-50～-150mm 下方に沈下する。メランジュの上半内空変位 H1 は-50～-120mm、蛇紋岩は-50～-300mm 内空側に変位する。

②周辺地山の物性値が大きくばらつく蛇紋岩のトンネル変位は、周辺地山の物性分布に支配され、計測断面間での変位差は、大きく現われる。

③瞬結タイプ EIII のトンネル変位は、高強度タイプ EII に比べて、天端沈下 V1、内空変位 H1 とともに約 2～3 倍多く発生する。

④蛇紋岩では、最終時に対する閉合後の内空変位 H1 比率は、概ね 0.8 であり、断面閉合により安定化が進み、内空変位 H1 の増加は抑制される。蛇紋岩の天端沈下 V1 とメランジュのトンネル変位 V1、H1 は、ともに 0.4～0.8 となり、地山物性分布の影響が支配的であり、閉合後も、トンネル変位は増加する。

⑤閉合後と最終時の内空変位比率 H1/H2 は、メランジュ、蛇紋岩ともに、概ね 0.5～1.5 となり、地質性状の違いによる有意な差はない。天端沈下 V1 に対する上半内空変位 H1 の比率 H1/V1 は、閉合以前は 1.5～10 以上となり、地山物性分布に支配され、計測断面間での差は大きい。断面閉合により、トンネル支保構造体の安定性が増し、1.0～6.5 に小さくなる。

b) ハッタオマナイ層の安定性

厚肉支保構造体 DII-7 の吹付けコンクリートに発生する軸応力は図-15 に示し、鋼アーチ支保工縁応力は図-16 に示す。吹付けコンクリート軸力 N_c を吹付けコンクリート断面積 A_c で除した吹付けコンクリート等価軸応力 σ_{ec} ($=N_c/A_c$) は、 N_c を支保構造体半径 R で除した換算土圧 P_o ($=N_c/R$) とともに図-17 に示す。

これらから、以下のことがいえる。

①吹付けコンクリート軸応力の最大値は、2次側インバート部中心に発生し、約 19N/mm^2 の圧縮である。1次側のトンネル周方向軸応力は、周辺地山の物性分布に支配され、不連続に分布する。

②鋼アーチ支保工縁応力は、1次側の方が大きい。1次、2次ともに全周にわたって降伏応力を超えて発生し、吹付けコンクリートによる変位拘束を受け、高い圧縮応力で安定する。

③吹付けコンクリート軸応力、鋼アーチ支保工縁応力のトンネル周方向での差は、1次側の方が大きく現れており、周辺地山の物性分布の影響を受けやすい。

④吹付けコンクリート等価軸応力は、トンネル周方向に3～18N/mm²の圧縮で分布し、最大値はインバート部中心に現れる。また、吹付けコンクリートには、0.93 N/mm²の押し出し性土圧の作用が推定される。

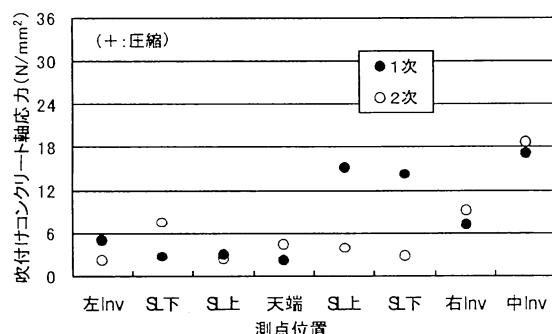


図-15 吹付けコンクリート軸応力 (DII-7)

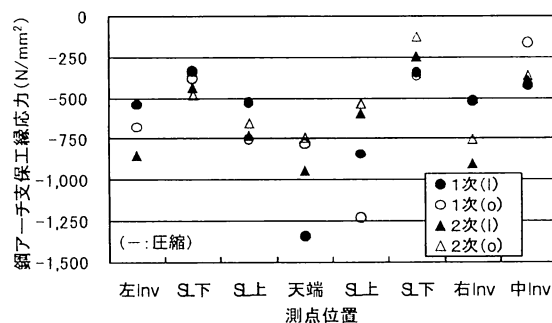


図-16 鋼アーチ支保工縁応力 (DII-7)

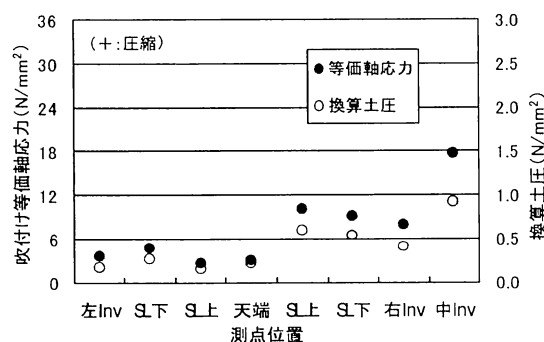


図-17 吹付け等価軸応力と換算土圧 (DII-7)

c) 粘土状蛇紋岩の安定性

高強度タイプEII-1と瞬結タイプEIII-1の吹付けコンクリートに発生する軸応力は図-18に示し、鋼アーチ支保工縁応力は図-19、吹付けコンクリート軸力分担率は図-20に示す。高強度タイプの閉合前と最終時のロックボルト軸力分布は図-21に示し、吹付けコンクリート軸力 N_c を吹付けコンクリート断面積 A_c で除して求めた吹付けコンクリート等価軸応力 σ_{ec} ($=N_c/A_c$) は、 N_c を支

保構造体半径 R で除した換算土圧 P_o ($=N_c/R$) とともに図-22に示す。これらから、以下のことがいえる。

①吹付けコンクリート軸応力は、高強度タイプでは、1次、2次ともに同等レベルが発生し、3～8N/mm²の圧縮である。瞬結タイプでは、概ね1～16N/mm²の圧縮である。これの最大値は、周辺地山の物性分布の影響を大きく受け、高強度タイプの2次側天端部に発生し、約27 N/mm²である。

②鋼アーチ支保工縁応力は、断面係数が小さい2次側の方が高い。また、1次、2次ともに、全周にわたって降伏応力を超えて発生するが、吹付けコンクリートによる変位拘束を受けて、高い圧縮応力で安定する。

③吹付けコンクリート軸力分担率は、EIII-1での鋼アーチ支保工縁応力は概ね降伏応力レベルにあるので、吹付けコンクリート軸力を支保部材発生軸力で除して算出すると、約65%である。

④EII-1での各測線のロックボルト軸力の最大値は、閉合前の支保構造体直近背面に現れ、160kNの引張である。断面閉合後の背面地山は、高耐力支保構造体からの内圧力と押し出し性土圧を受け、ロックボルト軸力は除荷される。

⑤吹付けコンクリート等価軸応力の最大値は、高強度タイプは約16N/mm²、瞬結タイプは約19N/mm²の圧縮である。また、吹付けコンクリートには、高強度タイプ、瞬結タイプともに、1.4 N/mm²の押し出し性土圧の作用が推定される。

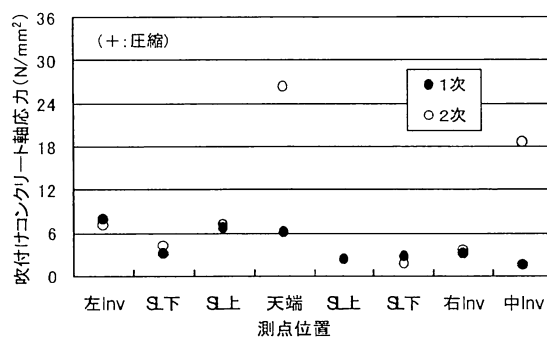


図-18(1) 吹付けコンクリート軸応力 (EII-1)

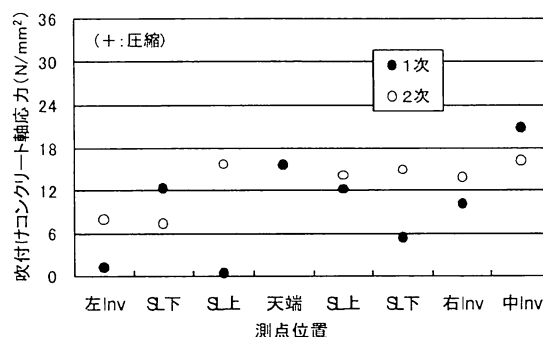


図-18(2) 吹付けコンクリート軸応力 (EIII-1)

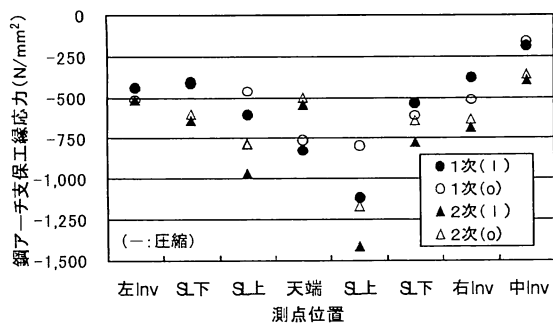


図-19(1) 鋼アーチ支保工縁応力 (EII-1)

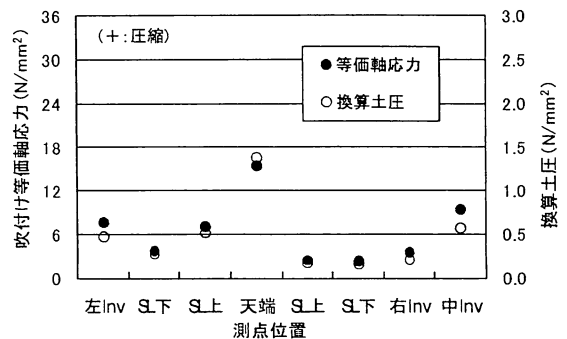


図-22(1) 吹付け等価軸応力と換算土圧 (EII-1)

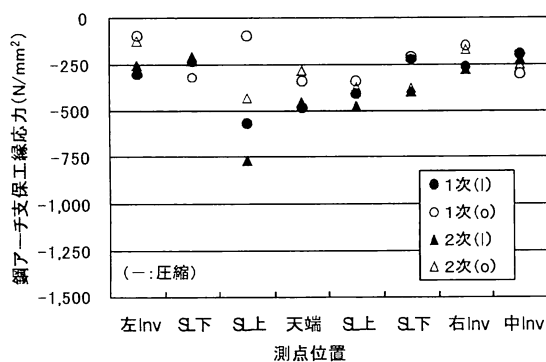


図-19(2) 鋼アーチ支保工縁応力 (EIII-1)

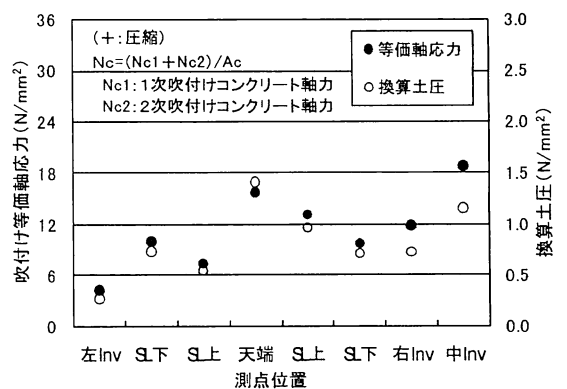


図-22(2) 吹付け等価軸応力と換算土圧 (EIII-1)

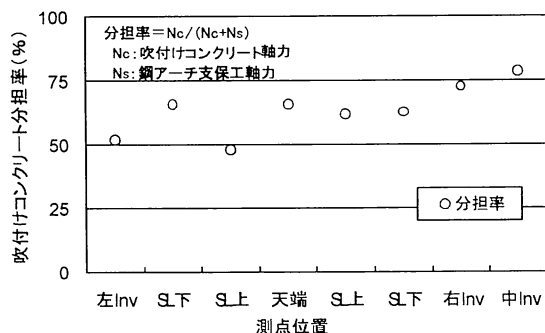


図-20 吹付けコンクリート軸力分担率 (EIII-1)

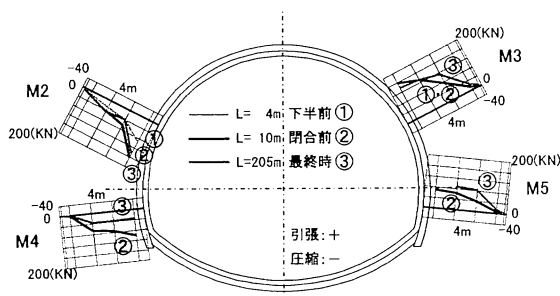


図-21 ロックボルト軸力分布 (EII-1)

d) 掘削初期の安定性

吹付けコンクリートに 10N/mm^2 の軸応力が発生する吹付け後経過日と切羽距離は図-23 に示し、鋼アーチ支保工に 240N/mm^2 の縁応力が発生する建込み後経過日と切羽距離は図-24 に示す。これから、以下のことがいえる。

① 1次, 2次側の吹付けコンクリートには, 吹付け施工4日後に, 高強度タイプ1日圧縮強度の 10N/mm^2 が発生する。切羽距離では, 6.5m 後方である。

② 1次, 2次側の鋼アーチ支保工には, 支保工建込み1日後に, 鋼材 SS400 の降伏応力の 240N/mm^2 が発生する。切羽距離では, 3.5m 後方である。

③ 高地圧, 脆弱地山の応力再配分では, 瞬結タイプ, 高強度タイプともに, 支保施工以前に, 広い範囲において安定化が進行しており, 切羽直近の厚肉高耐力の支保構造体には高い押し出し性土圧は作用しないが, 弾性係数が高い曲げ部材の鋼アーチ支保工には, 上半施工時に, 高い曲げ圧縮応力が発生する。

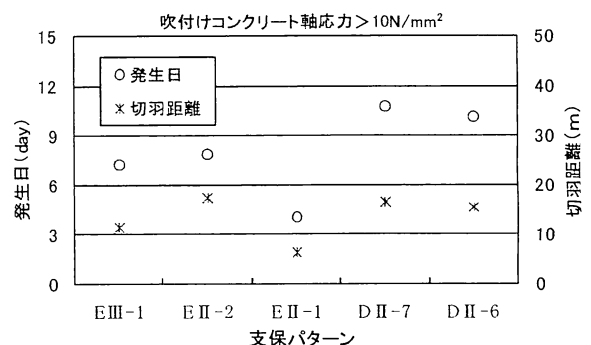


図-23 吹付けコンクリート軸応力 10N/mm^2 発生状況

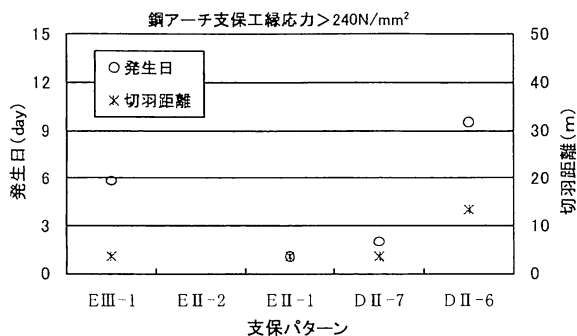


図-24 鋼アーチ支保工縁応力 240N/mm²発生状況

e) 押し出し性土圧

吹付けコンクリートに作用する換算土圧 P_o は、1次と2次の吹付けコンクリート軸力合計値 N_c の最大値を支保構造体半径 R で除して概算する。これの土被り相当厚は、換算土圧 P_o を γ_t で除して算定する。この結果は、吹付けコンクリート作用土圧とともに図-25に示す。これらから、以下のことがいえる。

①地山強度比が0.2の粘土状蛇紋岩の高強度タイプEIIと瞬結タイプEIIIでは、吹付けコンクリートには、ともに、土被り厚70m相当の1.4N/mm²の押し出し性土圧の作用が推定される。

②地山強度比が0.3のハッタオマナイ層メランジュのDII-7では、吹付けコンクリートには、土被り厚40m相当の0.9N/mm²の押し出し性土圧の作用が推定される。

③地山強度比が0.5で縫返し施工したハッタオマナイ層メランジュのDII-6では、吹付けコンクリート作用土圧の0.66N/mm²にここでの軸力分担の0.8を考慮すると、トンネル支保構造体には0.66/0.8=0.8N/mm²の押し出し性土圧の作用が推察される。

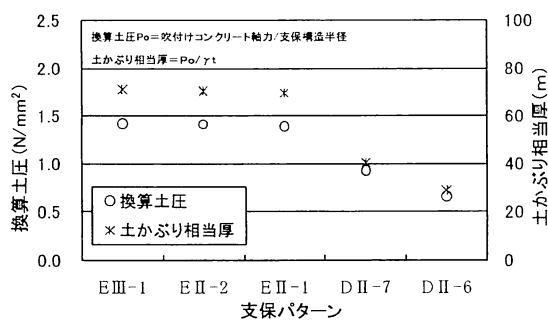


図-25 吹付けコンクリート作用土圧 (換算値)

8. まとめ

高耐力支保構造体の設計パラメータとして、地山強度比、作用土圧、必要支保耐力、支保部材仕様、閉合構造仕様と閉合距離、変形余裕量など⁵⁾が考えられ、これらについて、以下の知見を得た。

(1) 作用土圧

厚肉の高耐力吹付けコンクリートには、地山強度比=0.2で1.4N/mm²、地山強度比=0.3~0.5で0.8~0.9N/mm²、土かぶり厚換算で約40~70m相当の押し出し性土圧の作用が推察された。

(2) 必要支保耐力照査

厚肉支保構造体が作用土圧 (p_o) と力学的にバランスできる必要支保耐力 (σ_θ) の算定式は、掘削影響域 (H) と支保厚 ($T=b-a$) をパラメータとして、厚肉円筒理論を用いて導くと、式(1)のようになる。

$$\sigma_\theta = \frac{a^2 \cdot b^2 (p_o - p_i)}{b^2 - a^2} \cdot \frac{1}{r^2} + \frac{p_i \cdot a^2 + p_o \cdot b^2}{b^2 - a^2} \quad \text{式(1)}$$

a, b : 内空半径と掘削半径

r : 支保耐力計算位置 ($r=(a+b)/2$)

p_o : 作用土圧 ($=\gamma \cdot \text{HN/mm}^2$)

p_i : 内圧 ($=0\text{N/mm}^2$)

支保厚に対する必要支保耐力は、掘削影響域 H をパラメータにして式(1)で計算すると、図-26のように求まる。これに、計測された吹付けコンクリート軸応力の最大値を吹付け厚との対応で図-26にプロットした。

この結果から、押し出し性地山での必要支保耐力は、式(1)により高精度に算定できることが示された。同時に、地山強度比が0.2~0.3の脆弱地山では、掘削影響域は $H=60\sim80\text{m}$ におよぶが確認できた。

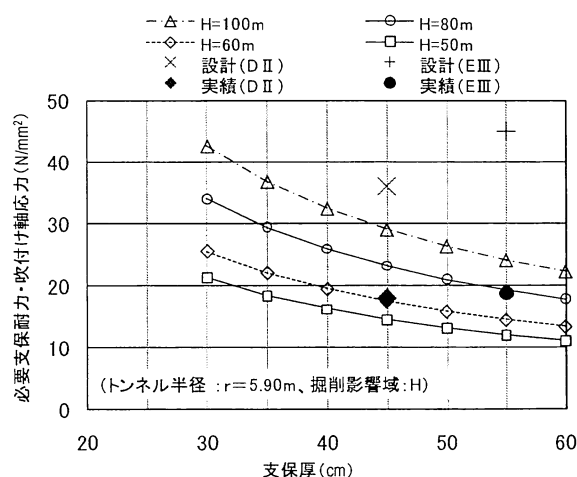


図-26 必要支保耐力と吹付けコンクリート等価軸応力

(3) 二重支保構造体の支保効果

2次側支保部材を1次側の2m後方で施工する二重支保施工方法は、周辺地山の物性分布の影響を大きく受け、

1次側，2次側ともに，吹付けコンクリートに高い軸応力が不連続に発生するがそれぞれ圧縮強度の範囲内で安定する。

鋼アーチ支保工は，曲げ圧縮の構造部材として機能し，断面閉合までの間の早期に，縁応力は降伏応力を超える。最終時は，1次，2次ともに，概ね全周にわたって降伏応力を超えるが，吹付けコンクリートによる変位拘束を受け，高い曲げ圧縮応力で安定する。

ロックボルトは，断面閉合までの間の背面地山の強度保持に機能し，内圧力が背面地山に作用すると軸力は低下する。

(4) 高耐力支保構造の初期挙動特性

高強度吹付けコンクリートには，切羽距離で 6.5m 後方の吹付け施工 4 日後に，1 日圧縮強度の 10 N/mm^2 が発生する。鋼アーチ支保工には，切羽距離で 3.5m 後方の支保工建込み 1 日後に，降伏応力の 240 N/mm^2 が発生する。このことから，高地圧，脆弱地山の応力再配分では，支保性能に関わらず，支保施工以前に，広い範囲にわたる安定化が進行し，切羽直近の厚肉の高耐力支保構造体には高い押出し性土圧は作用しない。また，弾性係数が高い曲げ部材の鋼アーチ支保工には，断面閉合時に，降伏応力を超える高い曲げ圧縮応力が発生することが明らかになった。

(5) 断面閉合構造

地山強度比 $=0.2$ の地山等級 E， $0.3\sim 0.5$ の DII において，断面閉合半径 $R3=(1.46\sim 1.47)\times R1$ を採用し，円形状に近づけた厚肉高耐力の軸力構造体を設計した。これにより，断面閉合部材の軸応力とトンネル側部の軸応力は同等レベルが発生するようになり，トンネル支保構造体の力学的安定が向上し，確保できた。

(6) 変形余裕

トンネル変位の抑制は，早期閉合によるトンネル支保構造体の力学的安定確保が基本条件であり，地山強度比が $0.2\sim 0.3$ で $q_u < 2 \text{ N/mm}^2$ の当該地山では，閉合距離は $10\sim 12\text{m}$ となり，天端沈下の最大は約 150mm ，内空変位は約 350mm が発生し，変形余裕量の範囲内で安定化ができた。

(7) 縫返し施工

ハッタオマナイ層メランジュでは，DII-6 で縫返し施工を行った。この以奥の同様地質では，DII-7 で施工した。これらの結果を比較すると，縫返し施工での鋼アーチ支保工縁応力は，降伏応力レベルで連続的に分布する。DII-7 の施工では，1次，2次ともに，降伏応力を大き

く超えて不連続に発生し，明確な差異が現れる。しかしながら，吹付けコンクリート軸応力と作用土圧は，同等程度が発生し，縫返し施工においても，高い押出し性土圧が作用することが明らかになった。

9. おわりに

押出し性土圧に見合う厚肉高耐力の支保構造体を設計し，補助ベンチ付き全断面掘削の早期閉合で施工した。この方法は，地山強度比が $0.2\sim 0.5$ の脆弱なハッタオマナイ層メランジュや粘土状蛇紋岩体のトンネル施工を確実にし，自立困難な山岳トンネルの設計・施工方法としての有効性が示された。また，高耐力支保構造体の力学挙動特性が明らかになり，これの設計パラメータに関する基礎データと知見を得た。

今後は，以降の合理化施工で得られるデータを用いて，これらの成果を見直すことにより，地山等級 DII，E のトンネル設計，施工技術の高精度化を進める予定である。

謝辞：トンネル施工技術検討委員会（NEXCO 東日本北海道支社 委員長：北海道大学工学部三上隆教授）委員ならびに関係各位より，貴重なご意見を頂いたことをここに記して，感謝する次第である。

参考文献

- 1) NEXCO：設計要領第三集，トンネル編，(I)トンネル本体工事建設編，p.79，2006.
- 2) 早坂治敏，江戸川修一，楠本太：二重支保構造のトンネル挙動特性，土木学会第 54 回年次学術講演会，第Ⅲ部門，1999.
- 3) 谷口眞司，上岡真也，楠本太：砂礫層での大断面トンネル掘削時の挙動特性，土木学会第 59 回年次学術講演会，第Ⅲ部門，2004.
- 4) 楠本太，恩田雅也，上岡真也：押出し性地山における大断面トンネルの力学パラメータに関する考察，土木学会第 60 回年次学術講演会，第Ⅲ部門，2005.
- 5) トンネルの高速施工技術に関する検討報告書，社団法人日本トンネル技術協会，2009.

The characteristic behavior of the tunnel by high strength support structure in the weak rock

Toshihisa TAKAHASHI, Kiyoto NAKANO and Kousuke KAKIMI

The Hobetsu tunnel is a 4,323m long road tunnel that passes through weak geological formations expressing short stand-up time which consist of a Hattaomanai melange and clay-like serpentinite. Given the competence factor ($q_u / \gamma \cdot H$) ranging from 0.2 to 0.3 for the rock mass, large displacement of surrounding ground and failure of tunnel supports were possibly expected while the tunnel was being excavated. For that reason, the design for the tunnel had adopted not only a high-strength support structure fulfilling the support pressure estimated as necessary based on the thick cylinder theory, but also the full-face excavation method with early-closed liner which was being placed within 1.0D (D means the diameter of the tunnel) away from the tunnel face in combination with auxiliary bench cuts for safe construction.

As a result, the high-strength support was mechanically stabilized within its allowable deformation representing its suitability to such rock mass. In addition, the mechanical behavior of the tunnel was clarified.