

NATMにおける高強度吹付けコンクリートの適用と その支保効果について

APPLICATION AND THE EFFECT OF SUPPORT OF HIGH-STRENGTH SHOTCRETE IN NATM

熊谷幸樹¹⁾・松尾勝弥²⁾・平間昭信³⁾・川北真嗣⁴⁾・佐野信夫⁴⁾

Koki KUMAGAI, Katsuya MATSUO, Akinobu HIRAMA, Masatsugu KAWAKITA and Nobuo SANO

Recently, high-strength shotcrete (for example, strength of 36N/mm² at an age of 28-days) is used in order to select the most suitable support pattern at highway tunnel constructions in NATM. The authors have applied the high-strength shotcrete to HIDA tunnel in granite for the purpose of reducing design thickness of shotcrete and extending design length of excavation. It is found that it is possible to reduce design thickness of shotcrete and extend design length of excavation in jointed rock, which is better than CL class, by using the high-strength shotcrete from field measurement results and FEM analysis.

Key Words : NATM, high-strength shotcrete, support pattern, field measurement, bond strength

1. はじめに

近年、わが国ではNATMにおける支保構造の合理化が推し進められており、その一手段として、吹付けコンクリートの高強度化が挙げられる^{1),2)}。今回、花崗岩地山の高速道路トンネルで、高強度吹付けコンクリートの適用による「吹付け厚さの低減」および「一掘進長の延伸」を目指した試験施工を実施した。

本報告では、適用した吹付けコンクリートの若材齢からの圧縮強度、ヤング係数、引張付着強度および地山変位計測結果の特徴について述べる。さらに、得られた吹付けコンクリートの強度特性等を用いて、地山変位拘束効果および岩塊ブロックの落下に対する抵抗力の観点から、亀裂性地山における吹付けコンクリートの支保効果について二、三の検討を行ったので、その結果について報告する。

2. 試験施工の概要

2. 1 試行パターンの概要

試験施工で適用した吹付けコンクリートの検討配合を表-1に、検討した試行パターンを表-2に、試行パターンの割付け平面図を図-1に、各試行の検討断面および地山変位測定要領を図-2に示す。

試行1では、区間①と区間②において、吹付け厚さのみを変化させ、吹付けコンクリートの高強度化により吹付け厚さの低減が可能であることを検証した。

表-1 吹付けコンクリートの検討配合

配合 区分	水セメント比(%)	細骨材率(%)	単用量 (kg/m ³)				高性能減水剤 添加率	急結剤	
			セメント	水	細骨材	粗骨材		種別	添加率
No.1:通常	56.8	65.2	380	216	1126	610	—	通常用	7%*1
No.2:高強度	45.0	63.3	450	203	1035	610	0.6%*1	高強度用	10%*1

*1:高性能減水剤および急結剤添加率は、セメント単位重量の重量百分率である。

1) 正会員 飛島建設(株) 土木本部 土木技術部
3) 正会員 飛島建設(株) 技術研究所 材料研究室

2) 正会員 飛島建設(株) 名古屋支店
4) 日本道路公団 名古屋建設局

試行2では、区間③と区間④において、一掘進長のみを変化させ、吹付けコンクリートの高強度化により一掘進長の延伸が可能であるか検証した。

試行パターンの支保効

果の確認は、地山変位の収束値および最大変位速度の大小比較で行うものとした。地山変位は、図-2に示すように一断面当りの測点数を増やして測定し、その初期値は吹付け完了後約2.5時間後とした。

2. 2 吹付けコンクリートの強度および変形特性試験

試験施工に併行して、適用した吹付けコンクリートの強度特性と施工性を把握するため、各種試験を実施した。特に、吹付けコンクリートの支保効果を定量化する上で重要となる強度特性とヤング係数については、若材齢時から測定することとした。

また、時間経過に伴う付着強度の変化とコンクリートの高強度化による影響を把握するため、図-3に示す試験方法により岩供試体との引張付着強度を測定した。本試験は、予め整形された直径約5cmの円柱状の供試体にコンクリートを吹付けた後、所定の圧縮強度を見計らって供試体を油圧ジャッキで引き抜き、供試体と吹付けコンクリートの引張付着強度を測定する方法である。なお、岩供試体は、市販されている花崗岩を用いた。

3. 地質概要

試行区間の地質構成は、主に白亜紀の白川花崗岩よりなり、塩基性貫入岩類が一部に分布していた。白川花崗岩は中～細粒で、淡紅色のカリ長石を特徴的に含有する岩質であり、全般的に高角度の割れ目が発達し、軟質で熱水変質や酸化変色が著しい状況であった。塩基性貫入岩類は黒色～暗緑色を呈し、細粒で斑晶はほとんどみられない岩質であった。貫入岩の最大厚さは2m程度で、その貫入方向は北北西－南南東（N 20～30° W－S 70～90° E）であり、花崗岩とはほぼ垂直に接していた。花崗岩との境界部は幅0.5～1.0m程度の破碎帯となっており、2～3m程度の熱水変質帯を伴っていた。なお、試行区間の土被りは、100～115m程度であった。

試行区間は、地質縦断面における地質変化に基づき、以下ように3つに区分できた。

区間①：70°以上の高角度の節理が発達し、変質の進んだC L級の花崗岩が主体であった。この区間では全般的に湧水は少なかった。

表-2 検討した試行パターン

試行番号	試行目的	試行区間	地山等級	配合区分	掘進長	吹付け厚さ	鋼製支保工	ロックボルト			掘削断面積 (m ²)
								長さ耐力	打設間隔	断面	
試行1	吹付け厚の低減	区間①	D I	通常	1.0m	15cm	H-125	3m	1.0m	1.2m	61.0
		区間②		高強度	"	10cm	上・下半	18tf	"	"	"
試行2	一掘進長の延伸	区間③	C II	通常	1.2m	10cm	なし	3m	1.2m	1.5m	36.9
		区間④		高強度	1.5m	"	なし	12tf	1.5m	"	"

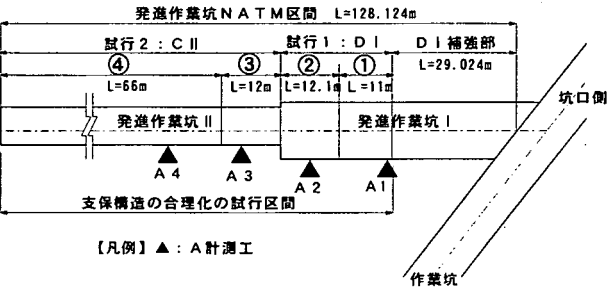


図-1 試行パターンの割付け平面図

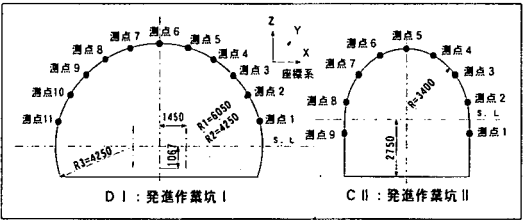


図-2 検討断面および地山変位測定要領

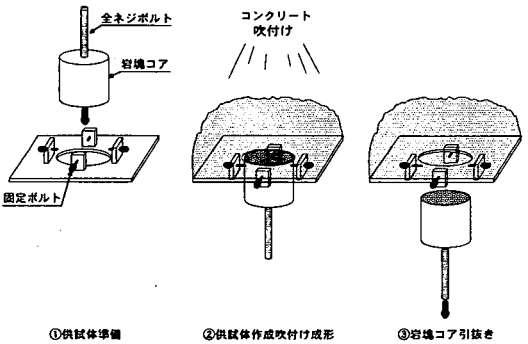


図-3 引張り付着強度試験要領

区間②、③：トンネル軸と鋭角に交差する塩基性貫入岩類および著しい変質帯を伴う花崗岩であり、岩盤区分はD～CⅠ級であった。貫入岩の切羽背面側からの湧水が最大 30 ㈬/min 程度みられ、頻繁に切羽での小崩壊が発生した。

区間④：割れ目沿いに若干の赤褐色の変色がみられるが、岩片は硬質で比較的新鮮であり、岩盤区分はCⅡ級であった。切羽での湧水は最大 50 ㈬/min と最も多かったが、比較的安定していた。

4. 試験施工の結果

4. 1 吹付けコンクリートの強度特性・ヤング係数

吹付けコンクリートの材齢と圧縮強度の関係を図-4に、圧縮強度とヤング係数の関係を図-5に、材齢とヤング係数の関係を図-6に示す。また、吹付けコンクリートの圧縮強度と引張付着強度の関係を図-7に示す。なお、図-5には、土木学会で示されている圧縮強度とヤング係数の関係³⁾を併記した。

図-4より、材齢1時間までは配合間での強度発現の差異は認められず、材齢3時間以降では高強度配合の方が通常配合に比べて良好な強度発現を示し、材齢24時間では通常配合が 11 N/mm² 程度であるのに対し、高強度配合は 20 N/mm² を上回る強度も得られた。また、材齢28日における圧縮強度は、通常配合が 30 N/mm² 程度、高強度配合が 55 N/mm² 程度となった。高強度配合の材齢24時間で圧縮強度にばらつきが生じたのは、実施工での高強度用急結剤の添加率が目標値10%よりも少なかったためである。

図-5より、ヤング係数は圧縮強度に強く依存し、配合間あるいはベースコンクリートと吹付けコンクリート間で差異はなく、次式で近似できた。

$$E_c = 9717 \cdot \ln(f_c) - 8066 \quad (\text{式1})$$

ここで、 E_c ：ヤング係数(N/mm²)

f_c ：圧縮強度(N/mm²)

試験施工で得られたヤング係数が土木学会の90%程度の小さい値になったのは、吹付けコンクリートの配合の細骨材率が高く、通常のコンクリートよりもモルタルに近い配合であるためと考えられる。

ベースコンクリートと吹付けコンクリートのヤング係数に差異がないことから、圧縮強度が 8 N/mm² 未満の範囲をベースコンクリートのヤング係数により補完して、材齢7日までの材齢とヤング係数の関係を表すと、配合ごとに図-6となり、次式で近似できた。

$$\text{通常配合} \quad E_c = 4194.4 \cdot \ln(t) + 151.9 \quad (\text{式2})$$

$$\text{高強度配合} \quad E_c = 4837.9 \cdot \ln(t) + 2518.8 \quad (\text{式3})$$

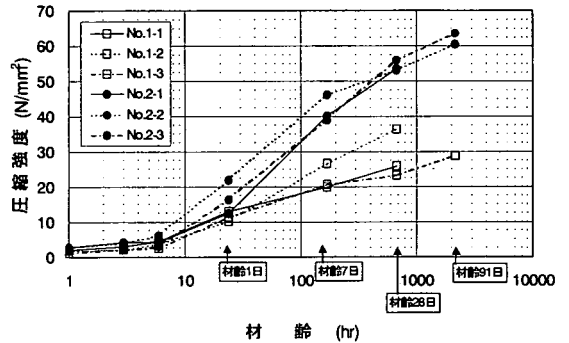


図-4 材齢と圧縮強度の関係

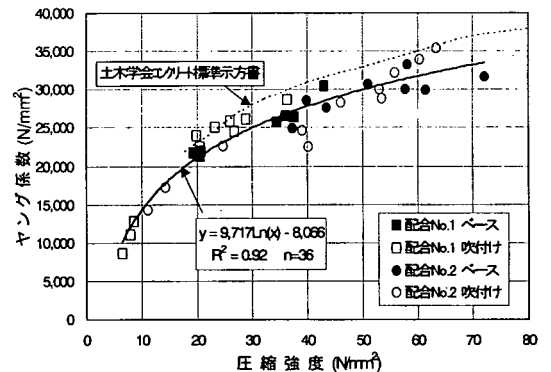


図-5 圧縮強度とヤング係数の関係

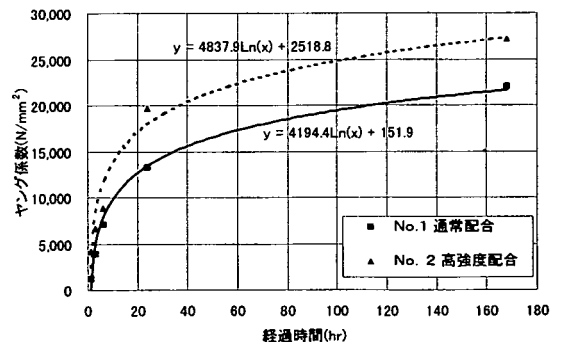


図-6 材齢とヤング係数の関係

ここで、 E_c : ヤング係数 (N/mm^2)

t : 材齢 (hr)、 $1 \leq t \leq 168$

図-7に示すように、圧縮強度と引張付着強度の関
係は、吹付けコンクリートの場合には圧縮強度が 10
 N/mm^2 程度でばらつきがあるものの、圧縮強度が 25
 N/mm^2 を超えると大小に関係なく、ほぼ 1.0 N/mm^2
程度の一定値となった。一方、ベースコンクリートの
場合には、圧縮強度が 15 N/mm^2 になるまでは強度発
現に応じて引張付着強度も増加し、15 N/mm^2 を超え
ると、吹付けコンクリートと同様に圧縮強度の大小に
関係なく、1.2~1.5 N/mm^2 でほぼ一定値となった。

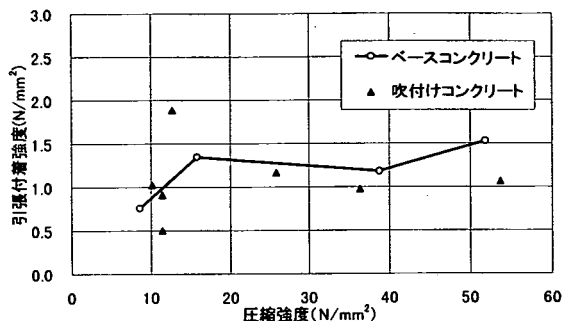


図-7 圧縮強度と引張付着強度の関係

4. 2 地山変位の計測結果

試行1および試行2での天端沈下と上半内空変位の経時変化をそれぞれ図-8、図-9に示す。

(1) 試行1：高強度化による吹付け厚の低減の試行

地山変位の収束値については、天端沈下はともに約 7mm と同程度であったが、上半内空変位は通常配合が 26mm であるのに対し、高強度配合の方が 17mm と小さい値となった。

最大変位速度については、天端沈下は通常配合が吹付け 2.5 日後で 4.7mm/日であるのに対し、高強度配合が吹付け直後に 7.1mm/日となった。また、内空変位は通常配合が吹付け 2.5 日後で 12.9mm/日であるのに対し、高強度配合が吹付け直後に 17.2mm/日となり、高強度配合の方がいずれも大きい値となった。

なお、鋼製支保工間凹部での吹付け厚の実測値は、通常配合が 17cm、高強度配合が 12cm であった。

(2) 試行2：高強度化による一掘進長の延伸の試行

地山変位の収束値については、天端沈下は通常配合が 4mm に対し、高強度配合がほぼ 0mm となった。また、内空変位は通常配合が 15mm に対し、高強度配合が 4mm となり、高強度配合の方がいずれも小さい値となった。

最大変位速度については、天端沈下は通常配合が吹付け直後に 3.7mm/日であるのに対し、高強度配合が吹付け直後で 0.1mm/日となった。また、内空変位は通常配合が吹付け直後で 6.7mm/日であるのに対し、高強度配合が吹付け直後で 3.2mm/日となり、いずれも高強度配合の方が小さくなった。

なお、吹付け厚さの実測値は、通常配合および高強度配合とも平均 14cm 程度でほぼ同じであった。

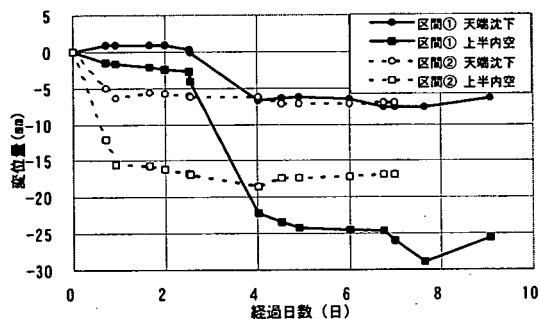


図-8 試行1の天端沈下・内空変位の経時変化

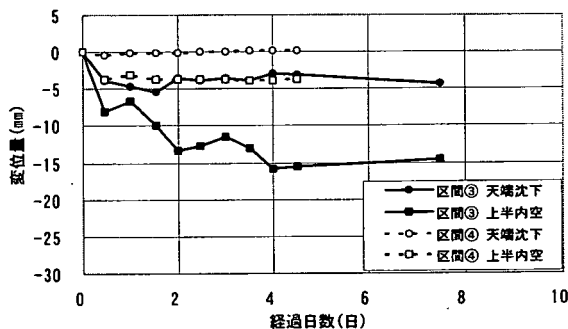


図-9 試行2の天端沈下・内空変位の経時変化

5. 吹付けコンクリートの支保効果の検討

5. 1 地山変位拘束効果の検討

前節で述べた計測結果からは、高強度配合の方が吹付け厚さを低減したり、一掘進長を延伸しても通常配合を用いた通常パターンと同等以上の地山変位拘束効果があると推測はできるが、地山条件や切羽の進行等の施工条件が同一ではないため、計測結果のみから吹付けコンクリートの剛性の発現特性の違いによる地山変位拘束効果を定量的に評価することは難しい。したがって、ここでは、2次元FEM弾性解析により、切羽の進行が比較的同様であった試行2での計測結果に基づいて各区間の地山の弾性係数を同定した後、通常配合と高強度配合のヤング係数の発現特性に着目したシミュレーションを行い、通常配合と高強度配合間の地山変位拘束効果の差異を検討する。

(1)解析条件および解析上の仮定

解析条件と各区間での同定結果を合わせて表-4に示す。また、解析上の仮定は以下のとおりである。

① 地山は等方弾性体とし、ロックボルトは考慮しない。

② 切羽の進行は、別途実施した軸対称弾性解析に基づいた表-4に示す応力解放率によって表現する。

③ 吹付けコンクリートの剛性の発現特性は、通常配合が(式2)、高強度配合が(式3)に従うものとする。

(2)解析結果と考察

最終状態での天端沈下と内空変位の全変位、計測可能な変位および吹付け応力の解析結果を、地山変位の実測値と併せて表-5に示す。同表から次のことが分かる。

① 吹付けコンクリートのヤング係数の発現特性を考慮したFEM解析により、実トンネルの地山変位を再現することが可能であり、同定した地山は変形係数は、孔内水平載荷試験で得られた変形係数とオーダ的には概ね妥当な値である。

② CL級地山である区間③では、高強度配合の方が通常配合よりもわずかに良い地山変位拘束効果がみられたが、CM級地山である区間④では、今回適用した配合間での地山変位拘束効果の差異はみられなかった。

表-4 解析条件と同定結果

項目	単位	区間③	区間④
		CL級、一部D級	CM級
地山	岩級区分	CL級、一部D級	CM級
	単位体積重量 γ_t	2.5	2.5
	変形係数 E^*	9,500	35,000
	ポアソン比 ν	0.35	0.3
	側圧係数	1.5	1.5
吹付け	孔内水平載荷試験による変形係数	4,600~9,900	11,000~13,000
	土被り	115	115
吹付け	解析上のモデル化	ビーム要素	ビーム要素
	配合	通常配合	高強度配合
	弾性係数	(式2)による	(式3)による
	吹付け厚さ	10	10
ロックボルト		考慮せず	
応力解放率の設定**		$Y=0.223+0.67 \cdot (1.0-\exp(-5.5 \cdot X))$ $0 \leq X < 0.7$	
		$Y=0.14 \cdot (X-0.7)+0.893$ $0.7 \leq X < 1.0$	
		$Y=0.064 \cdot (X-1.0)+0.935$ $1.0 \leq X < 1.5$	
		$Y=0.03 \cdot (X-1.5)+0.967$ $1.5 \leq X < 2.0$	
		$Y=0.006 \cdot (X-2.0)+0.982$ $2.0 \leq X \leq 5.0$	
		ここで、X: 切羽進行率で、 $X=L/D$ Y: 地山変位率で、 $Y=\delta/\delta_{max}$ L: 切羽から着目位置までの距離(m) D: トンネル掘削幅(m) δ : 着目位置での天端沈下 δ_{max} : 天端沈下の収束値	

*: 地山変位の計測結果に基づき、同定した地山の弾性係数である。
**: 応力解放率は、軸対称解析で得られた地山変位率に相当するとした。

表-5 計測結果およびFEM解析結果

		全変位量(mm)		計測可能な変位量(mm)				吹付けコンクリート応力(kgf/cm ²)		
		天端沈下		天端沈下		内空変位		天端部	側壁部	脚部
		解析値	解析値	実測値	解析値	実測値	解析値	解析値	解析値	解析値
区間③	素掘り解析	-14.7	-46.6	—	-5.4	—	-17.2	—	—	—
	通常配合	-12.9	-44.0	-4.4	-3.6	-14.6	-14.6	161	81	95
	高強度配合	-12.4	-43.4	—	-3.1	—	-14.0	204	105	115
区間④	素掘り解析	-3.7	-12.6	—	-1.2	—	-3.9	—	—	—
	通常配合	-3.5	-12.4	0.2	-1.0	-3.8	-3.8	43	18	32
	高強度配合	-3.5	-12.4	—	-1.0	—	-3.8	59	25	42

5. 2 岩塊ブロックの落下による抵抗力の検討

試行区間で出現した亀裂性の花崗岩地山において、天端部から岩塊ブロックが落下することに対する抵抗力と安全率を算定して、通常配合と高強度配合間での岩塊ブロックの落下抑止効果の差異を検討する。

(1)検討方法および条件

二等辺三角形形状に亀裂が入った岩塊が、亀裂面での摩擦抵抗がないものとして、岩塊自体の自重により落下しようとする場合に、吹付けコンクリートが、せん断、斜め引張および岩盤との引張付着の3つのモードで破壊する際に発生する抵抗力と安全率を算定する⁴⁾。検討条件は、以下のとおりとした。

- ① 二等辺三角形形状の岩塊ブロックは幅B、高さHとも1.5mとし、単位体積重量は2.5tf/m³とする。
- ② ロックボルトによる抵抗力は考慮しない。

- ③ 吹付けコンクリートせん断強度および引張強度は、それぞれ圧縮強度の 1/4、1/10 とする。
- ④ 吹付けコンクリートの引張付着強度は、図－8 に示す試験結果より設定する。

(2) 検討結果

圧縮強度が 10 N/mm² の場合の計算結果を表－6 に示す。

同表と図－4 に示す強度発現特性から次のことが分かる。

- ① 想定した岩塊ブロックの規模では、岩盤との引張付着抵抗に対する安全率が 3.0 と最も小さくなった。このことから、吹付けコンクリートの支保効果を評価する上では、岩盤との付着強度も重要な管理項目であると考えられる。
- ② 通常配合では、圧縮強度が 10 N/mm² 以上となるのに 24 時間程度を要するが、高強度配合では、半分の 12 時間程度しか要しない。このことから、当然ではあるが、岩塊の落下が問題となる亀裂性地山では、若材齢での強度発現が良好な高強度配合の方が岩塊ブロックの落下抑止効果が高い。

表－6 落下岩塊の抵抗力と安全率

項 目		単 位	
岩塊ブロック	単位体積重量	tf/m ³	2.5
	計算幅	m	1.5
	計算高さ	m	1.5
	角度 ψ	ラジアン	0.22242
	角度 θ	ラジアン	0.46365
	自重 W	tf/m	2.603
トンネル	仕上がり半径	m	3.4
吹付け コンクリート	厚さ	m	0.1
	圧縮強度	N/mm ²	10
	せん断強度	N/mm ²	2.5
	引張強度	N/mm ²	1.0
	引張付着強度*	N/mm ²	0.5
破壊モード1 せん断	せん断抵抗	tf/m	51.26
	安全率	—	19.70
破壊モード2 斜め引張	斜め引張抵抗	tf/m	11.56
	安全率	—	4.44
破壊モード3 引張付着	付着引張抵抗	tf/m	7.99
	安全率	—	3.07

*：引張付着強度は、試験結果の最低値を用いた。

6. おわりに

本試験施工および検討で得られた結果をまとめると、次のようである。

- ① 高強度配合は通常配合よりも良好な強度および剛性の発現特性が得られる。ただし、若材齢における高強度配合の強度発現特性は、急結剤添加率に左右されやすく、若材齢での要求強度が明確である場合には、急結剤添加率も重要な品質管理項目となる。
- ② 適用した吹付けコンクリートのヤング係数は、土木学会が示す約 90% の値となり、ベースコンクリートとの差異や配合間による差異はみられず、圧縮強度に依存する。
- ③ 岩との引張付着強度は、圧縮強度が 10 N/mm² 程度以上になると、圧縮強度の大小に関係なく、概ね 1.0 ～1.5 N/mm² 程度で一定値となる。ただし、今回実施した試験では、圧縮強度が 10 N/mm² 未満ではばらつきが大きいので、供試体寸法や測定方法を改善する必要がある。
- ④ 亀裂性地山において、吹付けコンクリートの支保効果を地山変位拘束効果から比較すると、C L 級地山では高強度配合の方が通常配合よりもわずかに効果が大きい、C M 級地山では両配合間で差異はない。
- ⑤ 亀裂性地山における岩塊ブロックの落下防止に対しては、せん断強度や引張強度と同様に、岩との引張付着強度も重要な指標となる。当然のことながら、早期強度の発現性能が良好な高強度配合は、通常配合よりも岩塊ブロックの落下に対する抵抗力が大きい。

最後に、本試験施工を実施するにあたり、電気化学工業(株)および関係各位の方々から終始絶大なる協力を得ました。末尾ながら、記して感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 武内 淳、三谷 浩二、中田 雅博：高強度吹付けコンクリートの開発，土木学会 トンネル工学研究発表会論文・報告集，第 7 巻，pp. 249-254，1997. 11.
- 2) 松尾 勝弥、藤本 晃生、篠宮 勝利、後藤 辰夫、平間 昭信：NATM における高強度吹付けコンクリートの支保効果に関する一報告，土木学会第 50 回年次学術講演会講演概要集第 VI 部，pp. 142-143，1995. 9.
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書〔設計編〕，p. 25，1996. 3.
- 4) 日本トンネル技術協会：トンネルの吹付けコンクリート，pp. 24-25，1996. 2.