

四国カルスト直下の地芳トンネルにおける 高圧大量湧水帯の施工

松川久俊¹・尾崎美伸²・藤井広志²・萩原智寿³・小野塚大輔³

¹正会員 鹿島・日本国土共同企業体（〒791-1802 愛媛県上浮穴郡久万高原町西谷 7620）

²非会員 鹿島・日本国土共同企業体（〒791-1802 愛媛県上浮穴郡久万高原町西谷 7620）

³正会員 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）

地芳トンネルの地質は秩父帯に属したジュラ紀の付加体で、岩質は堅固な石灰岩が主体であるが、ブロック化しており、その境界には脆弱な粘板岩や緑色岩の混在岩が存在している。この石灰岩体は非常に高水圧（2.0MPa 以上）の地下水を含んでおり、坑口より 790m の脆弱な混在岩区間において 2 度の崩壊が生じた。このため、この崩壊区間を迂回坑により回避し、坑奥の本坑に取り付けた後、現在工区境へ向け掘削を進めているが、本論文では崩壊区間における事象に基づいた、迂回坑及び本坑での高圧大量湧水が作用する脆弱な混在岩区間に対する掘削工法の設計・施工について報告する。

キーワード：高圧大量湧水，止水薬液注入，導坑先進分割式全断面掘削

1. はじめに

一般国道 440 号は、愛媛県柳谷村の国道 33 号と高知県梺原町の国道 197 号を結ぶ幹線道路である。そのうち、県境の地芳峠は四国山地を横断する急峻かつ複雑な地形を形成しており、冬季には積雪・凍結による交通障害を発生するなど交通機能ならびに安全確保の面で多くの課題を抱えている(図-1)。

これらを解消するため、地芳トンネルは国土交通

省直轄工事として計画され、全長 2,990m のうち当 JV は愛媛県側 1,401m を施工するものである。

2. 地形、地質概要

地芳トンネル直上の地芳峠は、東西約 25km に及ぶ四国カルスト台地のほぼ中央に位置しており、トンネルの最大土被りは約 400m となっている。カルスト台地はカレンフェルトが露頭し、各所にドリーネが点在し、そこから雨水が浸透している。地質は秩父帯に属したジュラ紀の付加体で原設計においては粘板岩及び砂岩の硬岩主体の地山と想定されていたが、坑口部から 700m 区間は粘板岩・緑色岩の混在岩、700m～1,220m では高圧・多量の地下水を有する石灰岩が主体で、ブロック化しており、その境界には非常に脆弱な粘板岩や緑色岩の混在岩が存在する。また、1,220m 以奥では粘板岩主体の部分と細片状緑色岩及び石灰岩の混在岩が存在しており、高知県側工区において変状対策に苦慮した実績がある(図-2)。

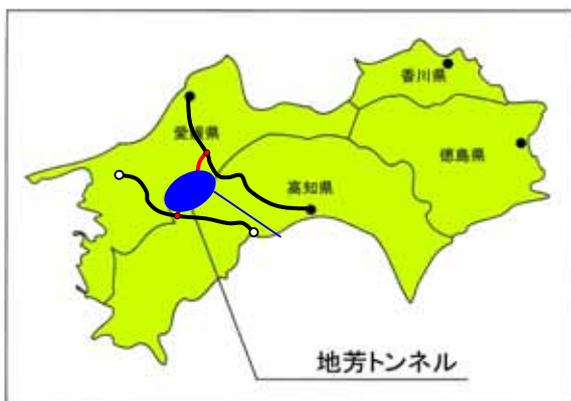


図-1 地芳トンネル位置図

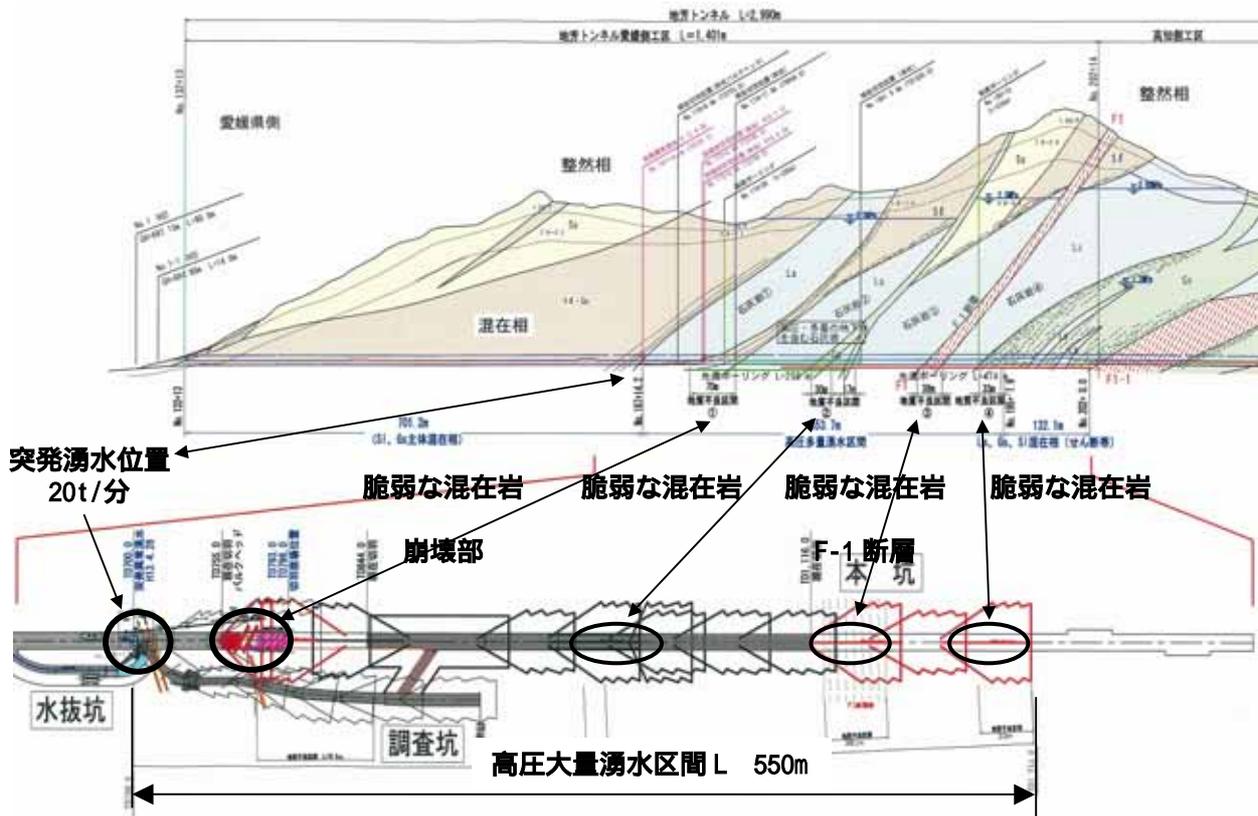


図-2 地質縦断面図及び平面図

3. 工事経緯

2001.4.26, 坑口から約 700m (TD697m) 位置において 20t/min の突発大量湧水が発生し, 計測の結果, 水圧は常時 2.0MPa を観測し, 本坑掘削が困難となった。このため水抜坑による対策を実施し本坑掘削を開始したが, 再度切羽での湧水量が増加したため, 止水注入工法の採用に至った。その後 2002.5.29, 本坑第 2 回止水注入区間終了点部 (TD796m) まで掘削したところ 6t/min の湧水とともに上半支保工の崩壊が生じた。このため, 支保工崩壊部を埋め戻し再

注入を実施し, 本坑支保パターンを設計した後, 掘削を再開した(図-3, 表-1)。

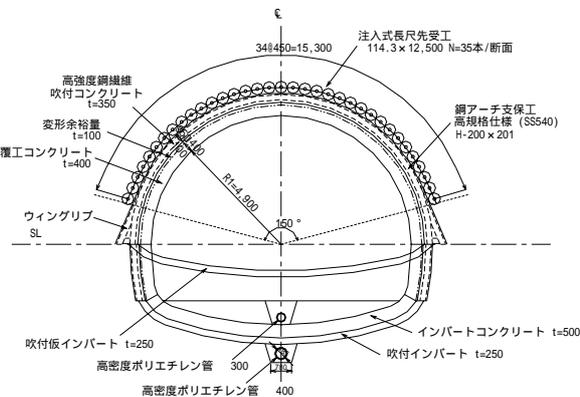


図-3 崩壊部対策支保パターン



写真-1 第 1 回変状状況 (支保工崩壊)

表-1 第 1 回変状に対する対策工一覧

< 止水注入 >	懸濁型水ガラス (3R)
< 支保工 >	高規格支保工 H-200 (HT590) 高強度鋼繊維補強吹付けコンクリート t=35cm (f ck=36N/mm ²)
< 先受け工法 >	注入式長尺鋼管先受工法 (114.3 × 12,500) 150° 範囲設置
< 脚部補強工 >	ウイングリップ + 仮吹付けインバート (t=250mm)

しかし、2003.1.12、TD793m 付近まで再掘削を実施したところで、今度は盤ぶくれに起因すると想定されるボイリング状の破壊が生じ本坑下半部の地山が10t/minの湧水とともに流出し、脚部沈下が460mmに達して再び本坑支保が崩壊した。



写真-2 第2回変状状況
(盤ぶくれによるボイリング状破壊)

このような状況下において、現状の切羽からの本坑掘削は無理であると判断し、調査坑を迂回坑として延伸し、本坑坑奥の堅固な岩盤部(止水注入効果が高い石灰岩部)まで取り付け、そこを基地として坑奥方向及び坑口方向に掘進を進めていく迂回坑案が採用された。

4. 調査坑の設計

(1) 支保パターン設計

調査坑を迂回坑として、この地山変状区間を突破することとなったため、以下の設計方針に基づき支保工設計を実施した。

全土被り圧が作用した場合においても耐え得る支保工とする。

高圧湧水が直接作用した場合でも十分抵抗し得る支保工とする。

止水注入効果を確保するため地山変位を抑制する必要がある。このため、切羽位置において円形形状の高剛性支保工を早期閉合することとする。

以上の観点から、

- ・局所的な水圧載荷時における支保工設計を骨組解析により検討する(図-4)
- ・全土被り載荷時における支保工設計を2次元弾性FEM解析により検討する(図-5)

こととした。

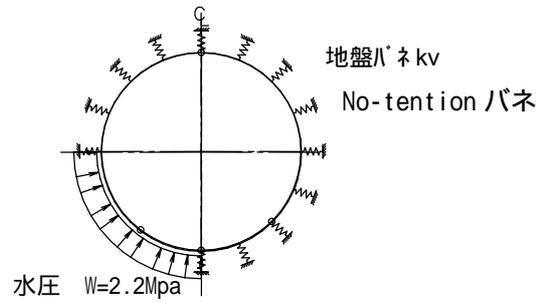


図-4 水圧載荷骨組解析モデル

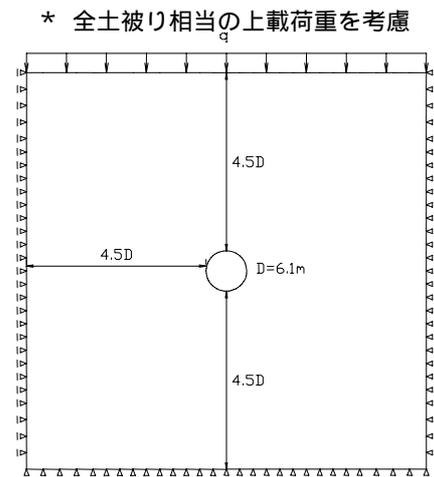


図-5 全土被り圧載荷時 FEM 解析モデル

両検討に使用する地山物性値については、本坑崩壊区間のトンネル内空変位量から逆解析により算定することとした(図-6)。

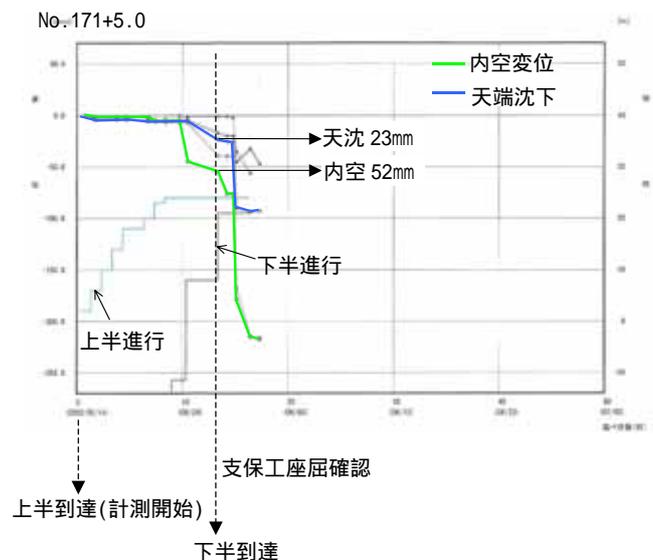


図-6 本坑崩壊区間トンネル内空変位経時変化図

図-6 に示すように本坑崩壊時の変位量については、下半を掘削後急増し、その後支保工の座屈が確

認められている。これは2つの計測点で同様の傾向となっている。このことから、下半到達時で支保工の座屈が発生したと考え、上半到達時から下半到達時までの変位を計測変位と一致するようにパラメータを推定した。

逆解析の結果を表-2に示す。

表-2 地山変状区間逆解析結果

地盤変形係数 E (kN/m ²)	側圧係数 K ₀
9.50 × 10 ⁵	1.30

なお、調査坑の大きさは、本坑坑奥部掘削時の重機の出入りを考慮してR=2,600にて設計を実施した。これらの結果、調査坑については表-3及び図-7に示す支保パターンを採用することとした。

表-3 調査坑支保パターン

鋼製支保工	高規格支保工（円形） 2HH-150(HT590)
吹付けコンクリート	高強度鋼繊維補強 t=40cm (f'ck=36N/mm ²)
補助工法	全周注入式長尺鋼管先受工法 114.3×9,550
補強代	t=15cm
変形余裕量	t=10cm

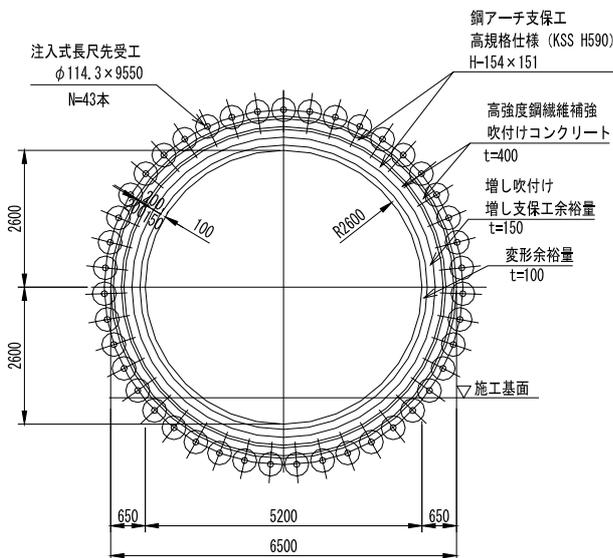


図-7 調査坑円形支保パターン図

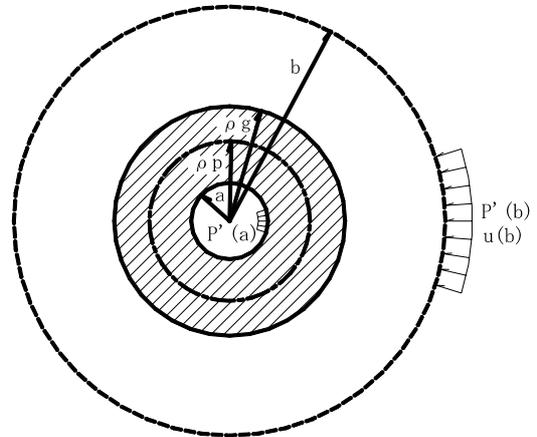
(2) 必要注入域の設計

a) 解析モデル

地芳トンネルにおける地下水の特異性は、湧水圧が2.0MPaと異常に高く、しかも多量であり山岳トン

ネルでありながら海底トンネルと同様に考える必要があった。

そこで、注入範囲の検討は、青函トンネル施工時の検討結果を報告した「青函トンネル土圧研究調査報告書」¹⁾に従って実施した。



a : トンネル半径

p : 塑性領域半径

g : 注入領域半径

b : 仮想外周半径

P'(a) : 支保工反力

P'(b) : 仮想外周に作用する有効応力

u(b) : 仮想外周に作用する間隙水圧

図-8 解析モデル

解析モデルは図-8に示すように、半径aのトンネルを内周面、仮想外周面の半径をbとする厚肉円筒である。トンネルの周囲には半径gの注入領域がある。この厚肉円筒の外周に間隙水圧u(b)と有効土被り圧P'(b)が、内周面に支保工反力を想定したP'(a)が作用する。これらの作用によりトンネル周辺には塑性領域pが発生するため、内側から塑性領域、注入域、自然地山の3層の間隙水圧、応力、変位の分布を求める。また注入による透水性の改良効果、塑性領域における透水性の変化を考慮し、注入による地山の力学的性質への影響は考えていない。

b) 解析結果 1

注入域の検討において、本報告書ではシールド工法等特殊な工法を用いず掘削する場合には、支保工反力P'(a)は期待できないと仮定している。すなわちP'(a)=0N/mm²で、安定な状態で掘削するためにいくらの注入域が必要であるかを解析している。

結果は、D級(C=0.4~0.5N/mm²)の地山では、半径の3倍(3R)程度の注入域を設ければ安定な状態で掘削できるが、D級(C=0.2N/mm²)の地山では、

半径の5倍(5R)以上の注入域を設けても,安定した状態での掘削が出来ない結果となった。(表-4,5)

なお,表中の解が求まっている箇所(網掛部)が安定な状態で掘削できる注入範囲を示す。

表 - 4 D 級地山解析結果

		物性値3(D 相当)							
物性値	c (N/mm ²)	0.4							
	φ (deg)	35							
	E (KN/m ²)	5.0 × 10 ⁵							
	ν	0.35							
	γ _i (KN/m ³)	22							
注入範囲		1.65	3.3 (2R)	4.95	6.6 (3R)	8.25	9.9 (4R)	11.55	13.2 (5R)
塑性領域 (m)	P'(a)=0N/mm ²				2.55	2.37	2.29	2.24	2.20
	P'(a)=0.1			2.21	1.98	1.89	1.85	1.82	1.80
	P'(a)=0.2			1.70	1.60	1.56	1.52	1.50	1.49
	P'(a)=0.3		1.60	1.37	1.31	1.28	1.27	1.25	1.25
	P'(a)=0				9.3	8.9	8.8	8.7	8.6
変位量 (cm)	P'(a)=0.1			8.1	7.7	7.6	7.5	7.5	7.5
	P'(a)=0.2			6.8	6.7	6.7	6.7	6.6	6.6
	P'(a)=0.3		6.3	6.1	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0
	P'(a)=0				0.012	0.009	0.008	0.007	0.006
	P'(a)=0.1			0.014	0.010	0.008	0.007	0.006	0.006
湧水量 (t/min/m)	P'(a)=0.2			0.013	0.009	0.008	0.007	0.006	0.006
	P'(a)=0.3		0.019	0.012	0.009	0.008	0.007	0.006	0.006

表 - 5 D 級地山解析結果

		物性値2(D 相当)								
物性値	c (N/mm ²)	0.2								
	φ (deg)	30								
	E (KN/m ²)	1.5 × 10 ⁵								
	ν	0.35								
	γ _i (KN/m ³)	21								
注入範囲		1.65	3.3 (2R)	4.95	6.6 (3R)	8.25	9.9 (4R)	11.55	13.2 (5R)	
塑性領域 (m)	P'(a)=0N/mm ²								6.96	
	P'(a)=0.1									
	P'(a)=0.2						5.23	4.47	4.21	
	P'(a)=0.3				3.56	3.48	3.32	3.23		
	P'(a)=0									78.1
変位量 (cm)	P'(a)=0.1									
	P'(a)=0.2						53.4	46.7	44.5	
	P'(a)=0.3				38.4	35.8	34.8	34.3		
	P'(a)=0									0.011
	P'(a)=0.1						0.012	0.009	0.008	
湧水量 (t/min/m)	P'(a)=0.2						0.012	0.009	0.008	
	P'(a)=0.3				0.012	0.009	0.008	0.007		

c) D 級地山に対する注入域の検討

5R 以上の注入域を設けても安定した掘削が出来ない結果となったことに対して,トンネル掘削前に(トンネル掘削に先行して)何らかの方法で,支保工反力を与える事が出来れば,著しく注入域が低減できることに着目し,特に粘着力の低いD 級地山に対してAGF工法を併用した注入域の検討を実施した。

解析モデルは図-9に示すように,トンネル掘削前にトンネル外周にAGF鋼管で支持された厚さtの改良体を構築する。

改良体に発生する最大支保圧力(トンネル内面に作用する支保工反力 P'(a))は外圧を受ける厚肉円管の理論で計算する事ができ次式で示される。

$$P'(a)_{\max} = \frac{1}{2} \sigma_c \left\{ 1 - \frac{(r_i - t)^2}{r_i^2} \right\} \quad (1)$$

ここに cは改良体の一軸圧縮強度である。

AGF鋼管の打設ピッチは45cmで計画するため,改良体の形状は,直径45cmの円形とする。これから周長あたりの換算厚さを算出すると,t=35cmとなり,これを改良体の厚さとして用いる。

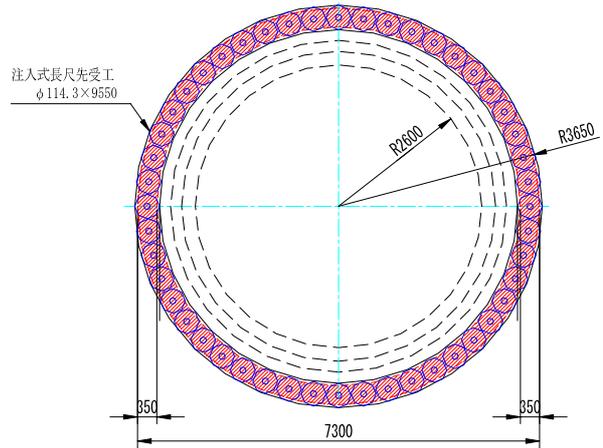


図 - 9 改良体(AGF)構築モデル

d)改良体の一軸圧縮強度 (c)

AGF工法の注入材はシリカレジンで計画しており,その一軸圧縮強度は以下のとおりである。

表 - 6 注入材一軸圧縮強度一覧表

注入材	3倍発泡	4倍発泡
シリカレジン	4 ± 0.5(N/mm ²)	3 ± 0.5(N/mm ²)

e) AGF工法による支保工反力 P'(a)の算定

一軸圧縮強度は安全側となる 3.0N/mm²を使用。

$$P'(a)_{\max} = \frac{1}{2} \cdot 3 \left\{ 1 - \frac{(3650 - 350)^2}{3650^2} \right\} = 0.27N/mm^2 \quad (2)$$

f)解析結果 2

D 級(C=0.2N/mm²)の地山では,AGF工法(注入材:シリカレジン)等で,掘削前に支保工反力 P'(a)=0.2N/mm²以上与えれば,半径の4倍(4R)程度の注入域を設ける事で安定な状態での掘削が出来る結果となった(表-5,図-10)。

5. 調査坑施工実績

この区間の地質は上下に石灰岩がありその間に緑色岩，粘板岩が挟まっており石灰岩の細かいブロックも伴っていた(写真-3)。緑色岩の一部は粘土化して非常に脆弱であったが，前述のような対策を実施し，1基毎確実に閉合しながら施工した結果，支保工変形も小さく，また切羽からの湧水も微小で無事施工を完了することが出来た。表-8に解析におけるトンネル変形量の予測値と，実計測値の比較を示す。

表-8 調査坑トンネル内空変位実績

項目	設計値	計測値
最大天端沈下量	3.9mm	3.1mm
最大内空変位量	20.8mm	4.8mm

また，地山物性値について調査坑の設計と同様の方法にて，計測結果から再度逆解析を実施し推定した。その結果を表-9に示す。

表-9 調査坑逆解析結果

地盤変形係数 E (kN/m ²)	側圧係数 K ₀
7.84 × 10 ⁶	1.35

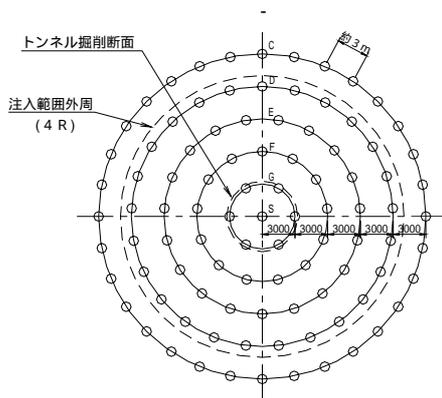
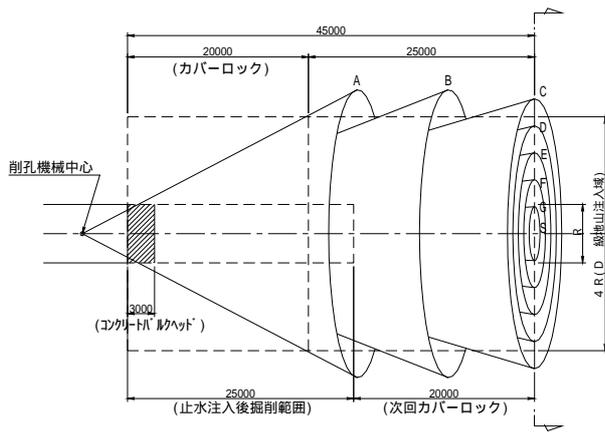


図-10 D 級地山止水注入域図

注入材料については，本坑での2度に亘る止水注入区間での異常出水以降，水ガラス系懸濁型注入材(ジオキープ#600，高炉セメントB配合)からセメント系注入材(デンカES，ES-L+微粒子セメント配合)に変更した。本来セメント系の注入材は高強度・高耐久性を有するが，ゲルタイムの調整が難しいという欠点があった。しかし，今回採用した注入材は添加剤の量により数分～数時間の調節が可能であり，地山内の注入材先端部での逸走防止あるいは長時間の注入にも対応できるものである。

表-7 セメント系注入材配合表

1,000ℓ当たり配合(kg)			
A液 500ℓ		B液 500ℓ	
硬化材 (デンカES-L)	100	微粒子セメント (デンカコロイドセメント)	400
凝結調整剤 (デンカセッター)	0.7	混和剤 (デンカFT-80)	4.0
水	466	水	364

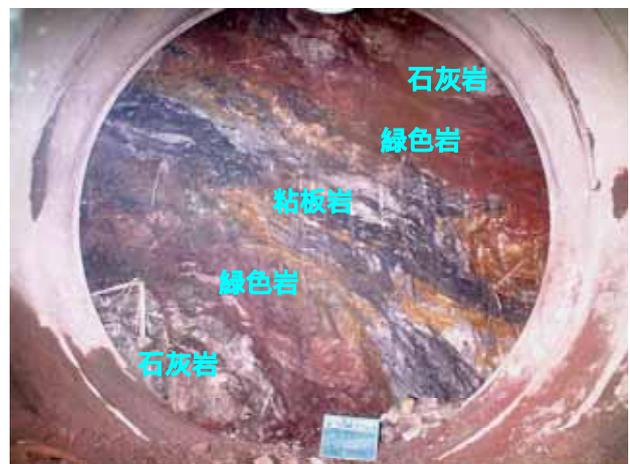


写真-3 石灰岩に粘土化した緑色岩等が混在

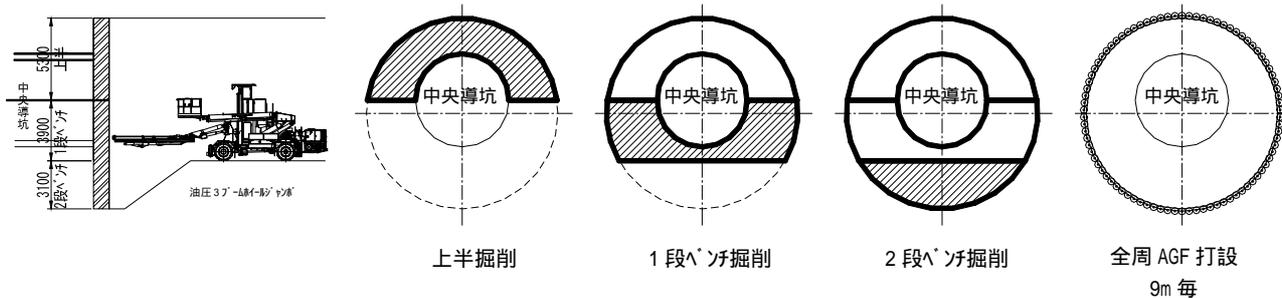


図-13 分割式全断面掘削方式手順図

現在本坑坑奥側の最初の脆弱な混在岩区間を中央導坑先進分割式全断面掘削にて施工を完了した。加背割り及び手順を図-13 に示す。掘削高さが全体で約 12m にもなることから、加背については下半を 2 分割にして施工を行い、確実に 1 基毎に閉合しながらの施工とした。また、中央導坑からの注入式長尺先受工(全周、速硬・膨張型モルタル使用)の打設により本坑切掘げ時の切羽の安定を図れた。中央導坑の支保工撤去には油圧圧砕機を採用し、ブレーカとの併用で安全に撤去することができた。

中央導坑及び本坑切掘げの実績進捗を表-11 に示す。

表-11 E '1 進捗実績

	進捗(m/日)
中央導坑	2.0
本坑切掘げ	0.8



写真-5 本坑 E '1 施工状況

7. むすび

本坑の 2 回の崩壊以降、変更または採用した主な設計、施工方法について以下にまとめる。

支保工の設計

全土被り圧及び高压湧水が作用した場合においても十分な支保耐力を有するよう高剛性円形支保工を採用した。

掘削工法

超早期切羽閉合を行うため、大断面にも関わらず分割式全断面掘削工法を採用した。

切羽安定対策

全断面掘削工法採用にあたっての切羽安定対策として導坑先進工法を採用した。

止水注入工

止水注入においては脆弱な混在岩区間の力学的改良効果を期待し、水ガラス系懸濁型薬液から耐久性の高いセメント系注入材に変更し、注入領域は「青函トンネル土圧研究調査報告書」¹⁾に従って設計した。

以上のような対策により、本坑崩壊以降調査坑及び坑奥の本坑掘削はほぼ計画どおりに進捗しており、懸念されていた脆弱な混在岩区間(図-2 参照)を無事突破することができ、これらの対策は有効であったと考えている。

一方、調査ボーリングの結果によると、貫通点側の掘削区間では石灰岩中の湧水圧がさらに増大し、最大 2.6MPa に達する区間があり、また F-1 断層部と、石灰岩を抜けてからの脆弱な混在岩の存在が問題点として挙げられる。そして当工事最大の難関である本坑崩壊部の再掘削についても更なる検討が必要になってくると思われる。

参考文献

- 1) 青函トンネル土圧研究調査報告書, 社団法人土木学会, 昭和 52 年 3 月
- 2) 足立紀尚, 田村武: 高压湧水下のトンネル工における水抜孔の効果と注入域の適性規模, 土木学会論文報告集第 280 号, 1978 年 12 月