

幌延深地層研究計画における 地下研究坑道の支保設計

森岡 宏之¹・尾留川 剛²・村川 史朗³・菅原 健太郎⁴・小林 隆志⁵

¹正会員 日本原子力研究開発機構 地層処分研究開発部門(〒098-3207北海道天塩郡幌延町宮園町1-8)
E-mail:morioka.hiroshi@jaea.go.jp

²正会員 日本原子力研究開発機構 幌延深地層研究センター(〒098-3207北海道天塩郡幌延町宮園町1-8)

³正会員 ㈱日建設シビル 地盤設計部(〒102-8117 東京都千代田区飯田橋2-18-3)

⁴正会員 ㈱地層科学研究所 調査・解析グループ(〒532-0011 大阪府大阪市淀川区西中島6-3-32)

⁵正会員 東電設計㈱ 第一土木本部 地質技術部(〒110-0015 東京都台東区東上野3-3-3)

日本原子力研究開発機構では、北海道幌延町において、高レベル放射性廃棄物の地層処分技術に関する研究開発の一環として地下研究坑道の建設を計画している。地質は新第三紀堆積岩(珪質岩)に属し、地山強度比の低い条件下での立坑・水平坑道の掘削となる。幌延地点での岩盤は、詳細なコア観察および岩石・岩盤試験結果の分析により、軟岩に区分されるものの割れ目に起因した不連続体的挙動を示す可能性を有することが判明した。その結果を岩盤分類に反映し、現場の施工条件をモデル化した挙動予測解析(FEM)を実施し空洞の支保設計を行った。特に、地山強度比の低い区間に対しては、二重支保構造を新たに構築し適用することにより、空洞安定性を確保した上で、支保設計の合理化を図った。

Key Words : shaft and drift, sedimentary soft rock, hair crack, multiple-layerd support

1. はじめに

幌延深地層研究計画における地下研究坑道の建設は、今後実施される坑道を利用した試験研究の場を確保するとともに、新第三紀堆積岩を対象とした地上からの調査研究段階(第1段階)において予測した地下坑道掘削時の地質環境への影響予測結果および事前設計の妥当性の検証、現存の施工技術の適用や改良を試みつつ実規模での技術の有効性を確認するなどの地層処分特有の地下研究施設としての役割を担うものである。

幌延における地下研究坑道は、深度500m程度の立坑3本(アクセス立坑2本、換気立坑1本)と試験研究用の水平坑道からなる(図-1)。坑道断面はアクセス立坑(東・西)で内径6.5m、換気立坑で内径4.5m、水平坑道で内空幅4mを標準とし、断面形状は立坑で円形、水平坑道では三芯円馬蹄形を採用している。建設工事期間は平成17年度から平成25年度を予定している。

幌延深地層研究計画の第1段階では、地下深部で遭遇する様々な現象を考慮した坑道の安全確保、坑内環境の維持のために必要となる対策工、施工管理方法を検討し、

これら成果を踏まえ地下研究坑道の設計を行った。

本論文では、新第三紀堆積岩を対象に実施した地下坑道の設計において設定した岩盤分類とそれらを反映した支保設計手法について報告する。

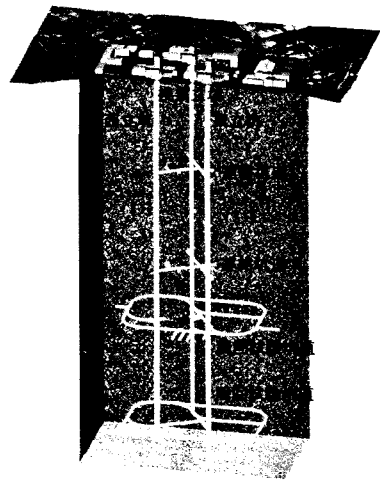


図-1 地下研究坑道配置検討図

2. 研究坑道の施工方法

立坑の掘削は全断面掘下がり工法とし、自由断面掘削機による機械方式を基本としているが、東立坑については掘削方式の違いによる周辺岩盤に与える影響を調査するため発破方式を採用する予定である。立坑の支保工法は、1m×2回の掘削後に覆工コンクリートを打設する変則的なショートステップ工法を標準としている。

水平坑道の掘削は自由断面掘削機もしくは大型ブレイカによる機械方式とし、支保工法は全断面NATMを予定している。

3. 地山区分および岩盤物性値の設定

(1) 地山の基本性状

地下坑道周辺の地質は、深度500mの範囲まで新第三紀の珪質岩で構成される。浅部は珪藻質泥岩（声問層）、深部は硬質頁岩（稚内層）に区分されており、これらの岩盤は、単位体積重量は14～18kN/m³程度と小さく、一軸圧縮強度は5～25MPa程度であり、いわゆる軟岩に区分される。また、原位置透水試験により算定した透水係数は10⁻¹¹～10⁻⁶m/s程度であり、膨潤性を示す粘土鉱物の含有率が低いため吸水による膨張性は少ないという特徴を有している。

水平面内の初期地圧については、近傍のボーリング孔における水圧破碎試験の結果から、最大主応力方向は概ねEW方向と考えられ、主応力比1.5程度の異方性を有する。水平面内最小主応力はほぼ推定土被り圧相当である。

(2) 地山区分

坑道予定位置近傍のボーリングコアに対し、岩相、岩石の硬さ、割れ目頻度により、表-1に示す岩級区分基準に従って地山分類を行った。

表-1 ボーリングコアにおける岩級判定基準

岩相	岩級区分	特徴
声問層	D	岩石は軟質でカッターの刃が2mm以上刺さる。コアは、角礫状～岩片状～粘土状を示す。
	Q	岩石はカッターの刃が1mm程度刺さる硬さを有し、コアは、角礫状～岩片状を示す。
	L	岩石はカッターの刃が1mm程度刺さる硬さを有し、コアは概ね10cm未満の短柱状コアを主体。
	M	岩石はカッターの刃が1mm程度刺さる硬さを有し、コアは概ね10cm以上の長柱状～棒状コアを主体。
稚内層	CM	岩石は、カッターの刃で傷が付く程度の硬さを有し、コアは、角礫状～岩片状を示す。
	L	岩石はカッターの刃で傷が付く程度の硬さを有し、コアは概ね10cm未満の短柱状コアを主体。
	M	岩石はカッターの刃で傷が付く程度の硬さを有し、コアは概ね10cm以上の長柱状～棒状コアを主体。

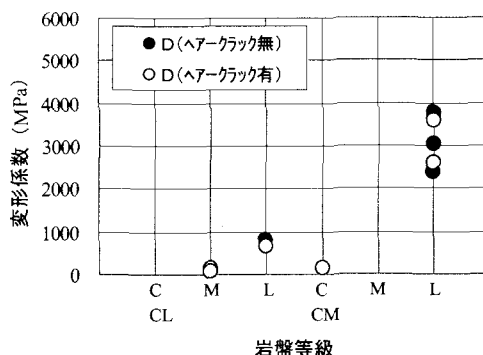


図-2 孔内水平載荷試験結果（岩級別）

これに対し、近傍のボーリング孔で実施された孔内水平載荷試験結果によれば、軟岩にありながら、同じ岩相における試験結果（変形特性）において割れ目の多寡の影響を受けていることが確認された（図-2）。

また、ボーリングコアを詳細に観察した結果、コアでは柱状体としてサンプリングされる岩盤の中に、乾燥や外的荷重によって顕在化する割れ目（以下、ヘアークラックと記す）が広範囲に分布することが確認された。

ボーリングコアによる岩石一軸圧縮試験結果を分析したところ、ヘアークラックに沿って破断しているもの（図-3）が多数確認され、ヘアークラックの存在しない供試体の試験結果と比較して岩石の強度・変形特性が低減されることがわかった（図-4）。

これらの結果から、地下坑道掘削時の挙動予測解析に用いる岩盤物性値は、割れ目の影響を考慮した「節理性岩盤」としての評価を加え、ボーリングコアで柱状とな

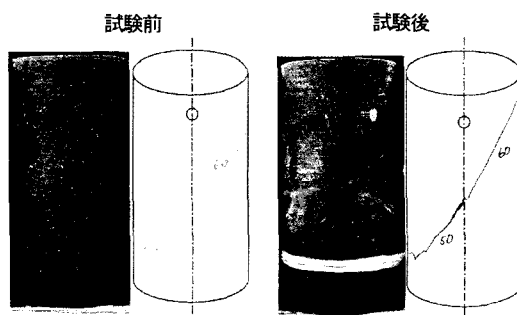


図-3 一軸圧縮試験におけるヘアークラックでの破断状況

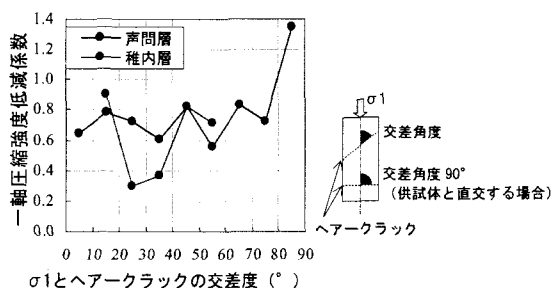


図-4 ヘアークラック交差角度と低減係数の関係

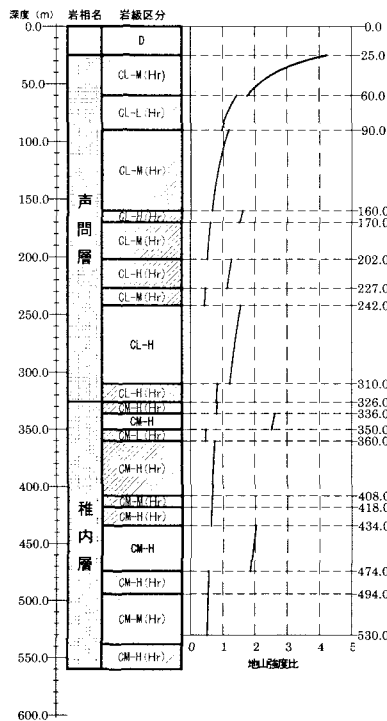


図-5 岩級および地山強度比の深度分布

れ目へアークラック) に対しても強度・変形特性の低減する可能性があるとして地山区分および岩盤物性値の設定に考慮することとした。

なお、ここでの低減係数とは、へアークラックに沿って破断しなかった供試体の一軸圧縮強度・静弾性係数の岩級毎の平均値を1として、へアークラックに沿って破断したものをへアークラックの交差角毎に分類し、それぞれの平均値に対する比率として定義した。

幌延地点での深度方向の岩級および地山強度比の分布を図-5に示す。岩級区分におけるへアークラックの有無の判断は、ボーリングコアの10m区間においてへアークラックが存在する区間が10%以上存在する箇所を影響のある区間と設定した。地山強度比は大半の部分で2以下であり、1以下の区間も多く見られる。

(3) 岩盤物性値の設定

岩盤物性値の設定にあたっては、割れ目・へアークラックの影響を受けない場合の物性値と割れ目・へアークラックが存在することによるそれぞれの低減係数を岩石試験・原位試験結果に基づき設定し、これらに乗じることで岩級区分毎の岩盤物性値を算定した(表-2)。

割れ目・へアークラックの影響を受けない場合の強度特性の設定は、それらの存在しない試料による三軸圧縮試験結果(CD条件)より、岩相毎(声間層・稚内層)の平均値とした。

割れ目の影響を受ける場合の低減係数については、前

表-2 解析用岩盤物性値

岩相名	岩級区分	岩盤物性値				低減係数*	
		単重 γ kN/m ³	ポアソン比 ν	変形 E MPa	強度 c MPa ϕ	変形特性	強度特性
声間層	D	14.8	0.300	83	0.1 24.1	—	
	CL-L	15.1	0.164	300	0.5	0.23	
	CL-L(Hr)			300	0.5	1.00	1.00
	CL-M			500	0.8	0.38	
	CL-M(Hr)			450	0.6	0.90	0.80
	CL-H			1300	2.2	1.00	
	CL-H(Hr)			1040	1.5	0.80	0.70
	CL-H(Hr)			1040	1.5	0.80	0.70
稚内層	CM-L	18.5	0.186	500	1.0	0.20	
	CM-L(Hr)			500	1.0	1.00	1.00
	CM-M			1500	3.1	0.60	
	CM-M(Hr)			1350	1.6	0.90	0.50
	CM-H			2500	5.2	1.00	
	CM-H(Hr)			2000	1.6	0.80	0.30
	CM-H(Hr)			2000	1.6	0.80	0.30

* (上段割れ目による低減係数、(下段)へアークラックによる低減係数

述の孔内水平載荷試験結果(図-2 参照)より、割れ目の有無による変形係数の比率を変形特性の低減係数として岩級区分毎に設定した。強度の低減係数については、変形特性の低減係数とした。

へアークラックの影響による低減係数は、一軸圧縮試験におけるへアークラックの有無の静弾性係数および一軸圧縮強度の比率を変形特性の低減係数として、岩級区分毎に設定した。なお、稚内層では、載荷方向とへアークラックの交差角に対して、低減係数の異方性が確認されたが(図-3 参照)、坑道掘削時の空洞周囲の応力状態は複雑となるため、坑道の支保設計にあたっては、安全側を考慮し低減係数を全交差角に対する最小値で設定した。

なお、強度の低減方法については、一般的に泥質岩の場合、粘着力cの効果が卓越する材料であると考えられるため、粘着力のみ低減係数を乗じることとし、内部摩擦角 ϕ については一定とした。

単位体積重量 γ およびポアソン比 ν は岩石コア試験結果から岩相毎の平均値として設定した。また、岩盤の引張強度については、割れ目・へアークラックの影響を考慮して設定した粘着力cと内部摩擦角 ϕ から算定される換算一軸圧縮強度の1/10として設定した。なお、今回設定した引張強度は、岩石コアの圧裂試験値と概ね同等もしくはそれ以下となっていることを確認している。

予測解析上の初期地圧については、鉛直方向を土被り圧相当と仮定し、水平面内については近傍のボーリング孔における水压破碎試験結果(10 深度)を土被り圧で正規化した上で主応力毎に平均することにより設定し、主応力比(水平面内最大主応力: 水平面内最小主応力: 鉛直主応力)を1.3 : 0.9 : 1.0とした。

4. 研究坑道の支保設計

坑道の支保設計は、弾塑性FEM解析による挙動予測に基づく解析的手法を基本として行った。

(1) 解析モデル

坑道が交差しない標準部での挙動予測には、構成式として弾完全塑性モデルを用いた二次元 FEM を採用し、Mohr-Coulomb の破壊規準を適用した。解析モデルは、断面の対称性から、立坑では断面形状の 1/4、水平坑道では 1/2 をモデル化し、解析領域は掘削径の 5 倍とした。岩盤およびコンクリートは平面ひずみ要素、鋼製支保工は単位奥行きあたりの換算本数分の剛性を考慮したビーム要素でモデル化した。なお、コンクリート部材は弾性体として取り扱い、ロックボルトは挙動予測解析上は考慮しなかった。

解析にあたっては、切羽の進行に伴って変化する岩盤の三次元的応力状態を考慮するため、実際の施工手順に従って掘削解放力を段階的に作用させる逐次掘削解析を採用した。なお、切羽の進行に伴う掘削解放率の配分は、円孔を無支保で掘削した場合の三次元弾性FEM解析（軸対称モデル）の結果から、切羽からの離隔に応じた壁面での変位発生率を算定し、これを適用した。

(2) 支保部材の諸元

支保部材として使用するコンクリートの設計基準強度 f_{ck} とそれに対応するヤング係数および許容圧縮応力度を表-3 に示す。覆工および吹付けの長期の許容圧縮応力度は、土木学会¹⁾による無筋コンクリートの基準に準拠した。吹付けによる一次支保については、日本鉄道建設公団²⁾による短期の許容圧縮応力度に準拠した。

表-3 コンクリートの物性値と許容圧縮応力度

	f_k	ヤング係数			許容圧縮応力度	
		MPa			MPa	
		換気 立坑	東 立坑	西 立坑	短期 ($f_d/1.3$)	長期 ($f_d/4$)
覆工	24	8,700	8,300	8,800	—	6.0
		9,600	9,100	9,800		
	40	11,200	10,600	11,400	—	10.0
		12,400	11,700	12,700		
	60	11,800	11,100	12,000	—	15.0
		13,100	12,400	13,500		
吹付け	18	3,400			13.8	4.5
	36	6,000			27.7	9.0

覆工コンクリートのヤング係数⇒上段：標準時、下段：二重支保丁時

吹付けコンクリートのヤング係数⇒水平抗道も同じ仕様

表-4 鋼製支保工の許容引張応力度

仕 様	許容引張応力度 MPa	
	短 期	長 期
SS400(標準鋼)	400	160
HT590(高規格鋼)	590	236

立坑標準部の検討に用いる覆工のヤング係数は、ショートステップ工法による掘削方法を採用するため、打設直後の若材齢時の値を設定する必要がある。本検討では、施工サイクルタイムを考慮した材齢強度³⁾を算出し、予測解析に用いるヤング係数を設定した。また、吹付けのヤング係数は、既往文献²⁴⁾から引用して設定した。

鋼製支保工については、表-4 に示すとおり、標準規格および高規格の 2 種類を設定した。許容応力度については、土木学会における鋼材の基準⁹⁾に準拠した。挙動予測解析でのヤング係数は 210GPa とした。

(3) 空洞周辺岩盤の安定性評価と支保設計

今回採用した設計手法の一例として、立坑標準部における支保設計フローを図-6に示す。

掘削に伴う空洞周辺岩盤の安定性については、挙動予測解析によって算定される塑性領域に着目した。ここでは、塑性化した岩塊は周辺の岩盤から分離する可能性があるため、塑性領域の幅をロックボルトが施工可能な範囲内に抑えることにより、塑性領域を含む坑道周辺の岩盤を一体化させて挙動させるものとした。

支保部材の応力度照査は、許容応力度設計法により行った。まず、地山区分より既往事例に基づいて設定した

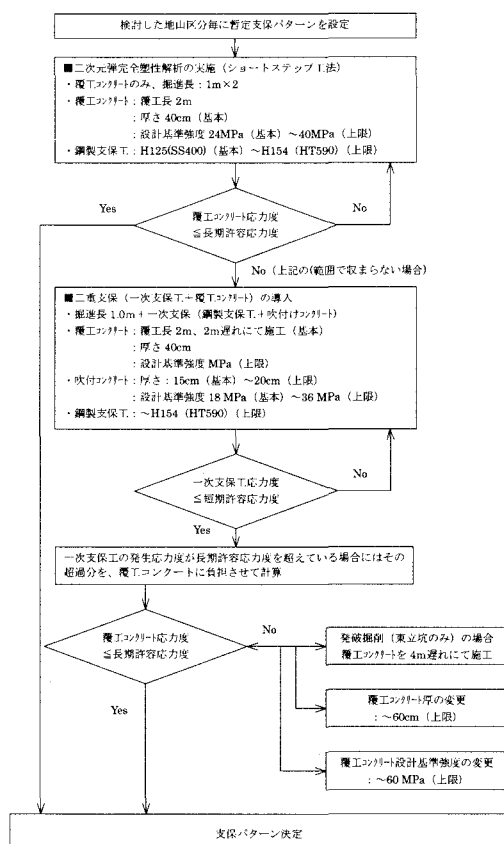


図-6 立坑標準部支保設計フロー

暫定支保パターンをモデル化した挙動予測解析を行い、支保部材に発生する応力を算定し、発生応力が許容応力度を超過した場合は、グレードの高い支保部材への変更もしくは覆工（吹付け）厚を増して再計算を実施することとした。この手順を支保部材の発生応力が許容応力度の範囲内に収まるまで繰り返すことで、支保部材の健全性を確保できる最終的な支保パターンを決定した。

(4) 二重支保構造の考え方

幌延地点での岩盤は、前述の通り軟岩に分類されるものであり、地山強度比が低い条件下での施工区間が多く存在する（図-5 参照）。この場合、一次支保工への荷重負担が増大するため、通常用いられる支保部材により長期安定性を確保することができない区間が発生した。そこで、著者らは NATM の設計の考え方を準用した二重支保を導入した設計手法を新たに構築し適用した。以下に二重支保構造の概念と設計の考え方を示す。

ここで適用した二次支保構造は、掘削直後に施工する一次支保工と時間をおいて施工する二次支保工から構成され、一次支保工の強度を最大限に活用して掘削直後の短期の安定性を確保した上で、ある程度変形を許容しながら掘削応力を解放することで、二次支保工施工後の長期的な空洞安定性を支保と岩盤の両者で合理的に確保するものである。

二重支保構造は、挙動予測解析において算定した支保部材の発生応力が長期許容応力度を超過する場合にのみ導入した。その際の支保工は、まず短期的な部材の健全性を確保する短期許容応力度を超過しないことを条件して設定した。そして、一次支保工の長期許容応力度を超えた分の応力を二次支保工に負担させた場合に、二次支保工が長期許容応力度の範囲内であれば、一次支保工と二次支保工はトータルで長期的な安定が確保できると仮定した。二次支保工の応力度照査については、一次支保工の長期許容応力度超過分の応力に相当する掘削解放率 r を設定し FEM により行った。掘削解放率 r は、一次支

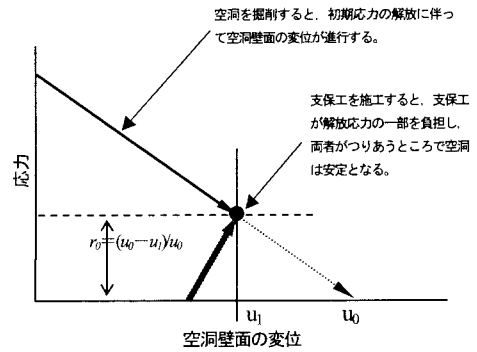


図-7 二次支保工が負担する掘削解放力の割合 r_0 の概念図

保工の長期許容応力度超過分の応力に対し、図-7 に示す二次支保工の負担する掘削解放力の割合 r_0 を乗じることで次式により算定した。

$$r = r_0 \times (\sigma_{max} - \sigma_{ca}) / \sigma_{max} \quad (1)$$

ここに、 r_0 ：二次支保工が負担する掘削解放力の割合

$$r_0 = (u_0 - u_1) / u_0$$

u_0 ：無支保（素掘）の場合の壁面変位

u_1 ：所定の位置で一次支保工を設置した場合の壁面変位

σ_{max} ：一次支保工の発生応力

σ_{ca} ：一次支保工の長期許容応力度

上記に示す方法で算定した二次支保工の発生応力度が長期許容応力度以内に収まるように、二次支保工の仕様を決定した。なお、二次支保工を施工する際の切羽面からの離隔については施工性を考慮し、立坑発破掘削の場合、掘削時で最大 6m、立坑機械掘削の場合、掘削時で最大 4m を上限とした。水平坑道では、一次支保工施工後、2D（D：トンネル径）以上の離隔を確保し、かつ変位の収束確認後に行うこととした。

なお、この設計手法は、岩盤・一次支保・二次支保が個々に掘削解放力を合理的に負担することで成り立っているため、実際の坑道掘削時には挙動計測を通じて適正に応力が配分されていることを確認していく必要がある。

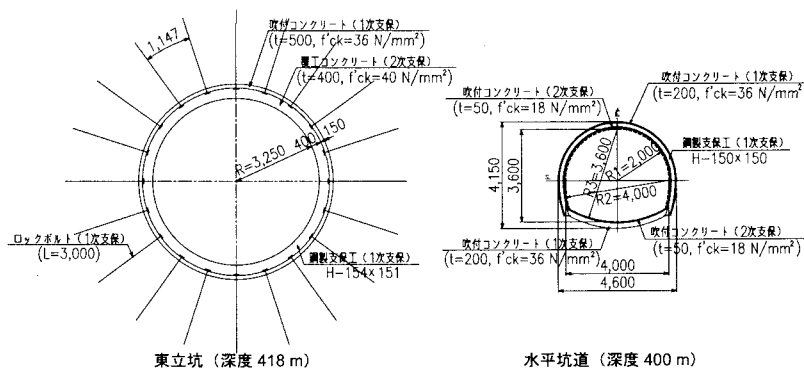


図-8 支保パターンの一例（二重支保の場合）

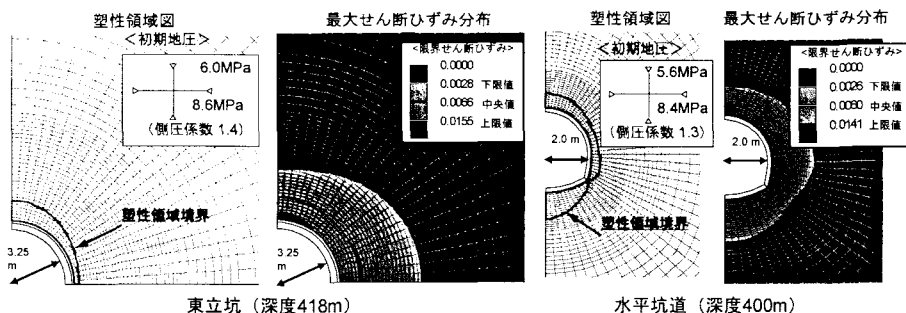


図-9 挙動予測解析における塑性領域および最大せん断ひずみ分布分布

(5) 検討結果

前述の地山区分を考慮し、図-6の設計フローに従って、立坑および水平坑道の支保設計を行った結果、研究坑道総延長の約50%の区間で二重支保構造を採用することとなった。図-8に二重支保構造を導入した箇所での支保断面の一例を示す。また、当該断面の挙動予測解析により算定した塑性領域と最大せん断ひずみ分布を図-9に示す。なお、最大せん断ひずみ分布におけるコンタのしきい値は、櫻井ら⁹⁾による限界せん断ひずみの下限・中央・上限値を算定し表示した。挙動予測解析の結果から、坑道の掘削に伴い発生する塑性領域の幅は、立坑で最大3.4m程度、水平坑道で最大1.8m程度と予想している。

5. まとめ

今回の幌延深地層研究計画における地下研究坑道の設計でに得られた知見を以下にまとめる。

- ・ 詳細なコア観察および岩石・岩盤試験結果の分析により、幌延地点の岩盤は軟岩に属するものの、割れ目やヘアークラックに起因する不連続体的挙動を示す可能性があることがわかった。
- ・ 割れ目やヘアークラックが存在することによる岩盤の強度・変形特性への影響を岩石・岩盤試験結果から低減係数として評価し、岩盤物性値に反映した。

- ・ 地山強度比の低い岩盤条件下での坑道掘削において、二重支保構造を導入した新たな設計手法を構築し適用した。その結果、一次支保工の強度を最大限に活用した岩盤と支保の複合メカニズムにより、支保設計の合理化を図ることができた。

幌延地点では研究坑道の掘削工事が今後本格化することとなる。掘削開始後には、切羽観察を中心とした岩盤評価と計測データ評価結果を設計・施工に迅速・的確にフィードバックする情報化施工が、安全かつ合理的に坑道を掘削する上で重要な役割を担うことは言うまでもない。

今後は、情報化施工計画を整備し、今回設定した割れ目やヘアークラックが空洞周辺岩盤の挙動に与える影響や事前設計における予測解析モデル・設計手法の妥当性の検証を行いながら掘削を進めていく予定である。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書・構造性能照査編，pp.28-29, 2002.
- 2) 日本鉄道建設公団：NATM設計施工指針，1996.
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書・施工編，pp.52-53, 2002.
- 4) 例えば、小林・寺本・小門・篠原：トンネル支保工の高規格化への取り組み，トンネルと地下，pp.49-56，1998.
- 5) 土木学会：トンネル標準示方書〔シールド工法編〕・同解説，pp.66-69，1996
- 6) 櫻井春輔，足立紀尚：都市トンネルにおける NATM，鹿島出版会，1988

SUPPORT DESIGN FOR UNDERGROUND RESEARCH SHAFTS AND DRIFTS OF HORONOBÉ UNDERGROUND RESEARCH LABORATORY PROJECT

Hiroshi MORIOKA, Go ORUKAWA, Shiro MURAKAWA,
Kentaro SUGAWARA and Takashi KOBAYASHI

The underground research shafts and drifts are constructed in Horonobe as a part of confirming reliability of technologies for geological disposal of high-level radioactive waste by JAEA. Geological features belong to the sedimentary rock. Shafts and drifts are excavated under the low condition of ground strength ratio. Authors classified rock focused on the hair crack and set rock material properties. Then, the support design was carried out by numerical analysis considering construction methods. Rationalization of the support design was attempted to the locations of low ground strength ratio after the multiple-layered support method was adopted and ground stability had been secured.