



## ニアフィールドの長期力学安定性評価

高治 一彦 奥津 一夫\* 三浦 一彦\*  
 田部井和人\* 納多 勝\*<sup>1</sup> 杉江 茂彦\*<sup>1</sup>  
 高橋 真一\*<sup>1</sup>

東海事業所 環境保全・研究開発センター 処分研究部  
 \* 鹿島建設株式会社  
 \*<sup>1</sup> 株式会社大林組

資料番号 : 5 - 5

Evaluation of Long-term Mechanical Stability of Near Field

Kazuhiko TAKAJI Kazuo OKUTSU\* Kazuhiko MIURA\*  
 Kazuto Tabei\* Masaru NODA\*<sup>1</sup> Shigehiko SUGIE\*<sup>1</sup>  
 Shinichi TAKAHASHI\*<sup>1</sup>

Waste Isolation Research Division, Waste Management and Fuel Cycle  
 Research Center, Tokai Works

\* Kajima Corporation

\*<sup>1</sup> Obayashi Corporation

高レベル廃棄物処分場において、ガラス固化体、オーバーバック、緩衝材及び周辺岩盤からなるニアフィールド環境が、長期にわたって力学的安定性を維持しうかどうかを確認することは、安全評価上重要である。ここでは、想定される種々の現象のうち、岩盤クリープ変形、オーバーバックの腐食膨張、沈下現象を対象としたニアフィールド環境の安定性について、解析的検討を行った。その結果、今回設定した条件下では10,000年を経過してもその安定性に有意な影響を及ぼさないことが示された。

One of the major issue from the viewpoint safety assessment about the high-level radioactive waste repository is that the near-field environment; the vitrified waste, the overpack, the buffer and the surrounding rock maintain the mechanical stability in the long term. To examine the mechanical stability of the near-field environment, the effects of rock creep deformation, the swelling of the overpack corrosion products and overpack sinking in several expected phenomena were analysed. The results of the analysis under established conditions this time indicate on significant effect for ten thousand years.

キーワード

高レベル放射性廃棄物、処分坑道、長期挙動、力学的安定性、オーバーバック、緩衝材、岩盤、クリープ、腐食膨張、沈下

High-level Radioactive Waste Repository, Disposal Tunnel, Long-term Behavior, Mechanical Stability, Overpack, Buffer Material, Rock, Creep, Swelling of Overpack Corrosion Products, Sinking

### 1. はじめに

高レベル廃棄物地層処分システムにおいて、人工バリア（ガラス固化体、オーバーバック、緩衝材）及び周辺岩盤からなるニアフィールド環境が、長期にわたってその構造の健全性を維持し、オーバーバックや緩衝材に求められている放射性核種の隔離や人工バリアの成立性のための機能や役割に有意な影響を及ぼさないかどうかを検討することは、安全評価上重要である。

ニアフィールドにおいては、坑道の掘削に伴って岩盤に応力再分配が起こり、掘削以降、岩盤が

クリープ変形を起こす。また、廃棄体定置後から、緩衝材の膨潤、オーバーバックの自重沈下、腐食膨張、腐食により発生する水素ガスの影響、緩衝材の流出、変質などが発生し、それらの現象が相互に作用することにより、緩衝材や坑道周辺岩盤の応力状態、変形等が経時的に変化することが考えられる。

本稿では、まず、長期にわたりニアフィールドに力学的に影響を及ぼすと考えられる種々の現象をリストアップし、そのうち、応力状態の変化や変形挙動に大きな影響を及ぼすと考えられ、現状

の解析技術やモデル化で対応が可能なものを抽出し、経時変化や相互作用の程度を把握するための解析を実施し、長期力学安定性を検討評価した。本内容は、第2次取りまとめの記載内容<sup>1), 2)</sup>を要約したものである。

## 2. 想定される現象

処分場の建設から埋め戻し後までの各段階を通じて、応力変化や変形に関してニアフィールドに起り得る事象を正確に漏れなく予測することは困難であるが、現状、以下のような現象を想定している。

### 処分場の建設前

岩盤は初期応力状態(地圧+静水圧)にある。

### 処分坑道の掘削

坑道の掘削により坑道周辺岩盤では応力の再配分が起り、坑道近傍には緩み域が発生する。

支保工に掘削による解放荷重の一部が作用する(軟岩系岩盤のみ)。

掘削以降、岩盤がクリープ変形し、塑性領域が拡大する。

坑道内の地下水位が下がり、周辺岩盤から坑道に向かって地下水の流れが生じ、坑道周辺岩盤に浸透力が作用する。

### 人工バリアの設置

緩衝材にはオーバーバック自重が作用し、緩衝材は非排水変形し、以降、緩衝材の排水(クリープを含む)によるオーバーバックの沈下が起こる。

緩衝材は長期にわたり、環境条件(温度変化・溶液組成)により経年的に変質し、諸特性に影響を及ぼす可能性がある。

### 緩衝材への地下水の浸潤～飽和

緩衝材は地下水が外周から徐々に浸潤することによって飽和、膨潤し、膨潤応力が発生する。

緩衝材の膨潤により周辺岩盤との間隙や、ブロック方式であれば緩衝材ブロック間のすき間が充填される。

緩衝材には膨潤応力、オーバーバックの自重、岩盤クリープ変形などによる圧力が作用する。また、オーバーバック、岩盤にはこれらの荷重が反力として作用する。

緩衝材が岩盤亀裂内に徐々に流出し、密度が低下する。

坑道内の地下水位が回復し、坑道内に向かう地下水の流れが停止して、浸透力が消散し、静水圧状態となる。

### オーバーバックの腐食膨張

地下水がオーバーバックに接触することにより、オーバーバックの腐食膨張が徐々に進展する。

オーバーバックの腐食により発生するガスが緩衝材中に拡散もしくは蓄積される。

緩衝材にはさらに腐食膨張圧、ガス圧が作用し、オーバーバック、岩盤にも反力として作用する。

反力の程度により、オーバーバックの破損、岩盤の引張破損が発生する。

## 3. 解析・評価の流れ

緩衝材の膨潤による岩盤亀裂内への流出に伴う質量ロスやオーバーバックの腐食膨張によるガス圧の発生など、上記の想定される現象のなかには、(別途、個別現象としての評価を行っているものもあるが<sup>2)</sup>)長期力学安定性の検討において、複合現象としての解析検討が技術上の制約やデータ・モデル化が不十分なため、現状では困難なものがある。そこで、上記の想定される現象のうち、応力状態の変化や変形挙動に大きな影響を及ぼすと考えられ、現状の解析技術やモデル化で対応が可能なものを抽出し、解析を実施することとした。解析で想定した現象を時系列で図1に示す。図には岩盤、緩衝材、オーバーバックについて、それぞれの応力状態や変形に影響を及ぼす現象とそれらの現象が発生するとした時間(図中の矢印で表示)を示している。なお、それぞれの現象は、発生点以降、連続的に影響を及ぼす。

まず、岩盤を掘削した時点で、岩盤に応力の再配分が起こり、弾性変形する。これとともに、岩盤のクリープ変形が起り、徐々に緩み域が拡大する。オーバーバック、緩衝材を定置した時点で、オーバーバックの自重が作用し、オーバーバック

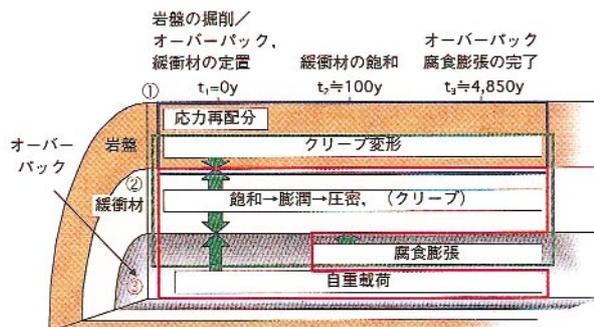


図1 解析検討対象とした現象の時系列

が沈下し始める〔ただし、岩盤掘削とオーバーバック、緩衝材の定置は解析上の時間の取り扱いにおいて同じ ( $t_1 = 0y$ ) とする〕。緩衝材は、地下水の浸潤とともに飽和してゆき、徐々に膨潤応力が発生する(ただし、解析上は緩衝材が飽和するまでの不飽和状態はモデル化せず、オーバーバック、緩衝材を定置した時点で、飽和しているとする。ただし、本来は飽和するまでにある時間を要する<sup>2)</sup>ので、便宜的に100年間の飽和に要する時間を設ける)。飽和が終了した時点 ( $t_2 = 100y$ ) で、オーバーバックは腐食膨張を開始し、約4,750年で全量腐食する(オーバーバック厚さ190mmが腐食速度 $0.04\text{mm}y^{-1}$ で全面腐食すると想定)。よって、腐食膨張が終了するのは $t_3 (= t_2 + 4,750) = 4,850y$ となる。緩衝材は、岩盤やオーバーバックからの上記外力により、圧密、せん断、クリープ挙動を示す。

検討の結果、解析コードやモデル化等の技術的制約上、これらの現象をすべて考慮したワンスルーの解析は困難なため、図1に示す ~ の現象を考慮した3ケースに分けて解析を行った。

(青枠)は、岩盤のクリープ変形挙動による岩盤の力学的な経時変化を検討する解析である。岩盤の構成モデルには、長期にわたる粘性的挙動を表現できる大久保らにより提案された非線形Maxwellモデルの一種であるコンプライアンス可変型モデル(詳細は後述)を用いた。

(緑枠)では主に、で得られたクリープ変形挙動及びオーバーバックの腐食膨張変形を考慮した緩衝材の長期力学安定性を検討した。緩衝材の構成モデルには、弾塑性モデル(以下、修正Cam-Clayモデル。詳細は後述)を用いた。

(赤枠)ではオーバーバックの自重による沈下挙動を検討した。この現象に対しては、オーバーバックの腐食膨張及び岩盤クリープ変形による緩衝材剛性の増大は沈下を抑制する方向に作用すると思われる。よって、保守側の設定とするためこれらの変形を考慮していない。緩衝材の構成モデルには、関口、太田により提案された弾粘塑性モデル(以下、関口-太田モデル。詳細は後述)を用いた。

#### 4. 岩盤クリープ解析

##### 4.1 モデルの概要

坑道の長期力学的安定性を検討するためには、岩盤の時間依存性挙動、粘弾性的挙動を考慮した検討が必要である。岩石は非線形粘弾性挙動を示す材料であるが、岩盤クリープ挙動に関して提案

されている多くの構成方程式は線形粘弾性モデルであり、非線形粘弾性挙動を解析的に扱うことができるものはほとんどないのが現状である。さらに、岩種によってはクリープ変形による坑道周辺岩盤のひずみは数10%になり、ひずみ強度破壊点を超える状態となることも予想されるが、強度破壊点以降の範囲まで適用できるモデルも少ない。ここでは、大久保らが提案した非線形粘弾性挙動及び強度破壊点以降の挙動を数値解析的に表現可能なモデルを用いて岩盤クリープ挙動を検討する。本モデルは、非線形Maxwellモデルに相当し、応力を受ける岩盤の各要素のコンプライアンス(ひずみ/応力に相当)が、時間の経過とともに次第に増加してゆくと仮定したモデルである。このモデルを用いた解析は、有限要素法により、各要素のコンプライアンスを順次増加させた繰り返し計算を行うことによって、比較的簡単に時間依存性挙動をシミュレートすることができる<sup>3), 4)</sup>。構成モデルの概略を以下に示す。

コンプライアンスの増加速度は、その時の差応力 ( $= \sigma_1 - \sigma_3$ ) の $n$ 乗に比例し、コンプライアンスの増加速度は  $\sigma$  の $m$ 乗に比例して加速的に大きくなると考え、基礎方程式を次のように仮定する。

$$d \sigma / dt = a \cdot (\sigma - \sigma_0)^n \cdot (\sigma - \sigma_0)^m \dots\dots$$

$$a = \{m / (n_0 + 1)\}^{m / (n_0 - m + 1)} / t_0$$

$$\sigma_0 = \sigma_c \cdot \sigma_t \dots\dots$$

$$\sigma_0 = (\sigma_c / \sigma_t) \cdot (\sigma_c / \sigma_t) \cdot (\sigma_c / \sigma_t)$$

はそれぞれ規格化したコンプライアンス、差応力、差ひずみで、 $\sigma_0$ は初期コンプライアンス、 $\sigma_c$ は破壊差応力、また、 $t_0$ は、定ひずみ速度試験でひずみが  $\sigma_0$ となるまでの所要時間を表す。

破壊条件は、Janachの式を用い、 $\sigma_c$ を一軸圧縮強度、 $\sigma_t$ を一軸引張強度、 $\sigma_3$ を周圧とすれば次のように書ける。

$$\sigma_0 = \sigma_c (1 + \sigma_3 / \sigma_t)^{0.5} - \sigma_3 \dots\dots$$

$n$ は、周圧の増加に伴い破壊強度  $\sigma_0$ が増加すると、次式に従って増加する。

$$n = (\sigma_0 / \sigma_c) \cdot n_0 \dots\dots$$

$n_0$ は、一軸応力下での $n$ の値である。

破壊の進行に伴うポアソン比  $\nu$ の増加を次式で仮定する。

$$\nu = 0.5 - (0.5 - \nu_0) \cdot \dots$$

$\nu_0$ は、弾性領域で求めたポアソン比である。

#### 4.2 解析条件及び物性値

対象岩種は硬岩系岩盤（HR）と軟岩系岩盤（SR）である。岩盤をコンプライアンス可変型モデル、緩衝材を弾性体とし、本モデルを組み込んだ専用FEMコードにより2次元平面ひずみモデルで解析を実施した。評価期間は10,000年である。

岩盤、緩衝材の物性値を表1に示す。 $n_0$ 、 $m$ 以外の岩盤物性値は、第2次取りまとめドラフトの硬岩系岩盤、軟岩系岩盤のデータセットを用いている<sup>1), 2)</sup>。また、 $n_0$ は、ひずみ速度と一軸圧縮強度との関係を表す値、 $m$ は、強度破壊後の応力-ひずみ関係を表す値であり、岩種ごとの粘性挙動及び破壊後の挙動を決定する重要な定数である。 $n_0$ 、 $m$ は、クリープ試験、定ひずみ速度試験などから求められるものであり、1種類の試験から求めることができるが、精度を要する際は複数の試験を行ってクロスチェックすることが望ましい。この2つのパラメータは、岩種、岩の生成履歴、亀裂等の状況などによって、大きくばらつくものであるため、設計用に設定された岩盤データセットに対して、 $n_0$ 、 $m$ を特定することは難しい。ここでは、大久保らによる研究成果<sup>5)</sup>から硬岩系岩盤、軟岩系岩盤それぞれの $n_0$ 、 $m$ を設定した。

また岩盤は、オーバーバックと緩衝材の定置以降、緩衝材の膨潤やオーバーバックの腐食膨張、岩盤自体のクリープ変形により、緩衝材からの反

力を受ける。しかし本解析では、緩衝材からの反力を過小に設定することにより、クリープ変形や応力状態の変化にとっては保守側の評価となることから、空洞内部の剛性を低く（一軸圧縮試験により得られた弾性係数<sup>2), 6)</sup>）設定し、また、初期の膨潤応力も考慮しなかった。

解析は廃棄体横置方式の処分坑道を対象とした。硬岩系岩盤については支保を考慮しないため、内径を  $\phi = 2.2\text{m}$ とした。また、軟岩系岩盤のケースについては、支保の長期安定性を期待できないため、保守側の設定として、解析上は支保はないものとし、さらに、掘削径は支保のための余掘りを考え  $\phi = 2.8\text{m}$ とした。

#### 4.3 解析結果

掘削～人工バリアの設置後、0秒～10,000年における絶対変位量及びクリープによる変位量を表2に示す。表中、上段の値は絶対変位量、下段の( )内の値はクリープによる変位量を示す。すなわち、0年における上段の値はクリープを計算する前の弾性変形量を示している。また、硬岩系岩盤、軟岩系岩盤それぞれの10年、1,000年、10,000年におけるコンプライアンスの分布図を図2、図3に示す。

表2より、硬岩系岩盤では、空洞掘削時の弾性変形は1.50mmであり、その後10,000年経過してもクリープ変形はほとんどみられなかった（クリープ変形量0.00mm）。また、図2より、応力分布にも経時的な変化はみられず、影響領域（コンプライアンスが1以上となる領域）も確認されなかった。したがって、今回設定した硬岩系岩盤については空洞掘削後も長期にわたって周囲の岩盤状態は安定であるといえる。

軟岩系岩盤では、空洞掘削時の弾性変形は天端で7.8mm、側壁で9.0mmであった。クリープ変形

表1 解析用岩盤・緩衝材物性値

	対象岩盤	硬岩系岩盤(HR)	軟岩系岩盤(SR)
	飽和密度 $[\text{Mg m}^{-3}]$		2.67
有効間隙率 $n_0$ [%]		2.0	30
一軸圧縮強度 $\sigma_c$ [MPa]		115	15
弾性係数E [MPa]		37,000	3,500
ポアソン比 $[\text{-}]$		0.25	0.30
粘着力c [MPa]		15	3.0
内部摩擦角 $[\text{deg}]$		45	28
引張強度 $\sigma_t$ [MPa]		8	2.1
設定処分深度h [m]		1,000	500
側圧係数 $K_0$ $[\text{-}]$		1.0	1.07
初期鉛直応力 $\nu_v$ [MPa]		26.7	11
初期水平応力 $\nu_h$ [MPa]		26.7	11.8
m $[\text{-}]$		20	5
$n_0$ $[\text{-}]$		30	20
対象緩衝材仕様	ケイ砂30wt%混合体		
乾燥密度 $\rho_d$ $[\text{Mg m}^{-3}]$	1.60		
弾性係数 $E_{50}$ [MPa]	3(w=22%)		
ポアソン比 $[\text{-}]$	0.4		

表2 絶対変位及びクリープによる変位量

(単位: mm)

時間(年)	硬岩系岩盤(HR)		軟岩系岩盤(SR)	
	天端	側壁	天端	側壁
0	1.50 (0.00)	1.50 (0.00)	7.77 (0.00)	8.95 (0.00)
1	1.50 (0.00)	1.50 (0.00)	13.7 (5.89)	13.8 (4.87)
10	1.50 (0.00)	1.50 (0.00)	15.9 (8.10)	15.4 (6.49)
100	1.50 (0.00)	1.50 (0.00)	18.9 (11.1)	17.6 (8.65)
1,000	1.50 (0.00)	1.50 (0.00)	23.2 (15.4)	20.5 (11.6)
10,000	1.50 (0.00)	1.50 (0.00)	29.6 (21.8)	24.9 (15.9)

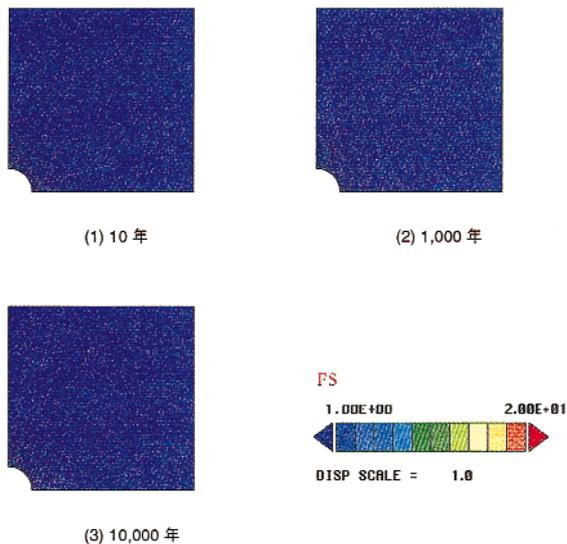


図2 コンプライアンス分布図 [ 硬岩系岩盤 ]

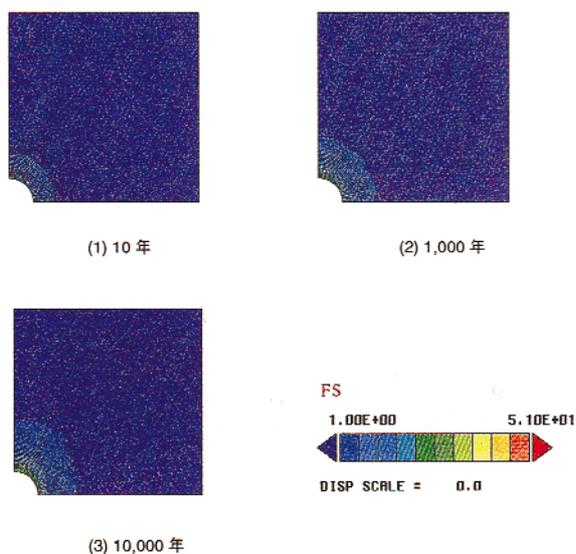


図3 コンプライアンス分布図 [ 軟岩系岩盤 ]

は年々増加し、10,000年後では天端で21.8mm、側壁で15.9mmであった。天端と側壁でクリープ変形量に差が生じるのは側圧係数の影響である。すなわち、側圧により天端の周方向に最も応力が集中することにより、側壁に比べコンプライアンスがより増大するためである。また、図3より、年数を経るごとに周辺岩盤のコンプライアンスが増大し（剛性が低下）影響領域が広がっているのがわかる。10,000年後における影響領域は、半径の3倍程度まで広がる結果となった。

影響領域の拡大については、地層処分システムの安全評価上、透水性の増加としてとらえ、その

影響を感度解析的に検討している<sup>7)</sup>。

## 5. オーバーバック腐食膨張解析

### 5.1 モデルの概要

本解析では、緩衝材の構成モデルとして、塑性理論に基づいた粘性土の代表的な構成式である修正Cam-Clayモデルを用いた<sup>8)</sup>。以下にモデルの概要を示す。

土材料のひずみを弾性成分  $\dot{\epsilon}_{ij}^E$  と塑性成分  $\dot{\epsilon}_{ij}^P$  とに分けられるものと仮定する。そのうち、弾性成分（速度型）については、次式により有効応力  $p$  と関係づけている。

$$\dot{\epsilon}_{ij}^E = \frac{\kappa}{3(1+e_0)} \frac{\dot{p}}{p} \delta + \frac{1}{2G} \dot{S}_{ij} \quad \dots\dots D$$

また、塑性ひずみ成分は、降伏曲面が滑らかな場合、関連流れ則を適用することにより、有効応力との関係において、次のように表せる。

$$\dot{\epsilon}_{ij}^P = \Lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (\Lambda > 0) \quad \dots\dots$$

ここで、 $f$ は降伏関数、 $\Lambda$ は正のパラメータで、応力速度（あるいはひずみ速度）に依存するスカラー量である。塑性変形に対する構成式は、降伏関数 $f$ を与えることにより求められる。

修正Cam-Clayモデルでは、外力による消散エネルギーと内部摩擦による内部消散エネルギーの関係から、体積ひずみの塑性成分  $\dot{\epsilon}_V^P$  を硬化パラメータとすると、一般の降伏関数は次のようになる。

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \ln \left\{ \frac{p(M^2 + \eta^2)}{p_0(M^2 + \eta_0^2)} \right\} = \epsilon_V^P \quad \dots\dots$$

最終的に全体のひずみ（速度型） $\dot{\epsilon}_{ij}$  は上記の弾性成分  $\dot{\epsilon}_{ij}^E$  と粘塑性成分  $\dot{\epsilon}_{ij}^P$  の和として、

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^E + \dot{\epsilon}_{ij}^P \quad \dots\dots$$

で与えられる。

上式  $\sim$  の標記で、 $\kappa$  は圧縮指数、膨潤指数、 $e_0$  は初期間隙比、 $G$  はせん断弾性係数、 $S_{ij}$  は偏差応力、 $M$  は限界状態パラメータ、 $\eta$  は応力比である。以上の関係から、修正Cam-Clayモデルにおける応力とひずみの関係が求まる。

### 5.2 解析条件及び物性値

本解析では、緩衝材を修正Cam-Clayモデル、オーバーバックを弾性体とし、岩盤はモデル化し

ていないが、表 2 に示す岩盤クリープ変形量を緩衝材外周からの強制変位で与えるため、硬岩系岩盤想定モデル（以下、単に硬岩系岩盤）と、軟岩系岩盤想定モデル（以下、単に軟岩系岩盤）の 2 ケースについて検討した。硬岩系岩盤では、クリープ変形がなかったため、軸対象モデルでオーバーバックの 3 次元的な形状を考慮（特に偶角部の影響）し、軟岩系岩盤では、同表に示す異方性を考慮したクリープ変形を与えるため、2 次元平面ひずみモデルとした。解析コードはABAQUS<sup>9)</sup>、評価期間は10,000年である。

荷重、変形の時間的な取り扱い方は以下のとおりである。

緩衝材の設置時 ( $t_1 = 0$ 年) に、膨潤応力に相当する内圧を作用させる。また、軟岩系岩盤については、上述のように岩盤クリープ変形量を強制変位で与える。

緩衝材の飽和までに100年要するとする。

1,000年間のオーバーバックの腐食代が約4cmであることから<sup>2)</sup>腐食速度を $0.04\text{mm}\cdot\text{y}^{-1}$ とし、 $t_2 = 100\text{y}$ から腐食膨張が開始し、相似形に体積の 3 倍膨張すると仮定する<sup>10)</sup>。腐食に要する期間は前述のように4,750年となる。解析上オーバーバックの腐食膨張挙動は、想定した体積膨張が生じるように温度荷重を与え、熱膨張により模擬した。

解析用物性値を表 3 に示す。オーバーバックは、炭素鋼の物性値（単位体積重量は、ガラス固化体を含めて算出）、緩衝材はケイ砂30wt%混合体について、各種試験より得られた物性値<sup>2), 6)</sup>を用いた。

緩衝材外周（岩盤との接触部）は排水条件（過剰間隙水圧 $u = 0$ ）とした。

表 3 オーバーバック腐食膨張解析用物性値一覧

対象	項目	単位	定数	
オーバーバック	弾性係数	MPa	$2.1 \times 10^5$	
	ポアソン比		0.3	
	単位体積重量	$\text{tm}^{-3}$	6.63	
緩衝材	土粒子骨格 弾塑性性	圧縮指数	0.27	
		膨潤指数	0.16	
		限界状態パラメータ	0.63	
		ポアソン比	0.4	
		初期間隙比	0.70	
		先行圧密時の静止土圧係数	1.0	
	初期	現在の静止土圧係数		1.0
		初期有効応力	MPa	0.5
	間隙水	単位体積重量	$\text{tm}^{-3}$	1.0
		透水係数	$\text{ms}^{-1}$	$4.5 \times 10^{-13}$
初期全水頭		m	0	

### 5.3 解析結果

オーバーバックの腐食代が腐食する1,100年後、及び10,000年後の緩衝材の応力比分布を図 4、図 5 に示す。

腐食膨張が進むにつれて、緩衝材の応力比は増加し、10,000年後の応力比の最大値は硬岩系岩盤で0.60、軟岩系岩盤で0.49となった。硬岩系岩盤では、限界状態 ( $M=0.63$ ) に近い値を示したが、応力比が特に大きな範囲はオーバーバック周辺（特に偶角部）に限定されている。軟岩系岩盤では、岩盤のクリープ変形を与えており、側圧係数による変形の異方性も考慮しているが、天端と側壁の変形量の差は 6 mm程度であることから、応力状態に顕著な異方性は生じていない。また、軟岩系岩盤に比べ、硬岩系岩盤の応力比の最大値が 0.1程度高くなっているのは、硬岩系岩盤は軸対称モデルで解析しており、オーバーバックの偶角部に、より大きなせん断力が発生したためである。軟岩系岩盤については、クリープ変形がないケースについても解析を行ったが、応力比分布はクリープを考慮した結果とほとんど変わらなかった。したがって、軟岩系岩盤については、岩盤のクリープ変形及びその異方性が緩衝材に及ぼす影響が小さいことから、偶角部の影響を考慮しても、応

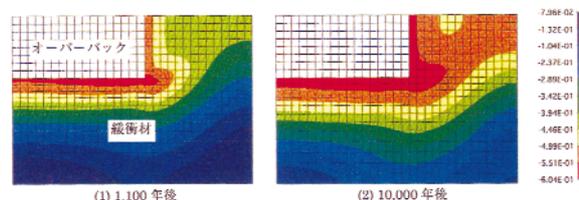


図 4 応力比分布図 [ 硬岩系岩盤 ]

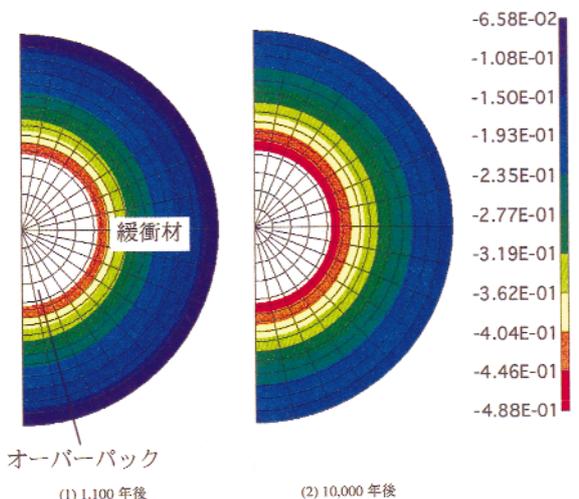


図 5 応力比分布図 [ 軟岩系岩盤 ]

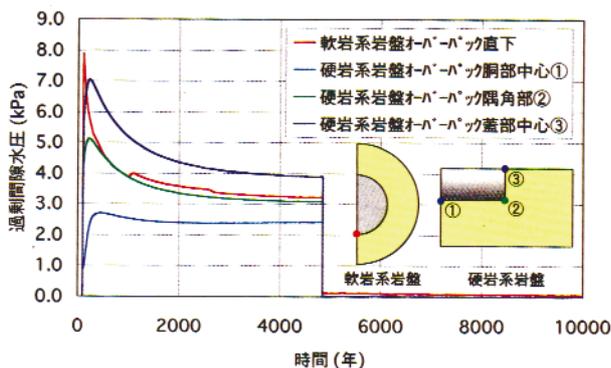


図6 過剰間隙水圧の経時変化

力比分布は硬岩系岩盤の結果と大きくは変わらないと予想される。

軟岩系岩盤はオーバーバック直下、硬岩系岩盤はオーバーバック胴部中心、隅角部、蓋部中心の緩衝材の過剰間隙水圧の経時変化を図6に示す。硬岩系岩盤、軟岩系岩盤とも、腐食膨張変形の開始とともに過剰間隙水圧が上昇し始め、あるピークを示した後漸減し、腐食膨張終了後にただちに消散し、圧密が終了する。硬岩系岩盤では排水距離が最も長い蓋部中心で最大値約7.0kPa（腐食膨張開始後約130年）となり、軟岩系岩盤では、岩盤クリープ変形の影響を含むため、過剰間隙水圧は硬岩系岩盤より若干大きくなり、最大値7.9kPa（腐食膨張開始後約8年）となった。ただし両ケースとも、過剰間隙水圧は静水圧と比べると非常に小さい値であるといえる。

以上のことから、今回の解析ではオーバーバックの腐食膨張により緩衝材はオーバーバック周辺のごく限られた部分が限界状態に近い値を示したが、全体的には人工バリアは長期にわたり比較的安定した状態であるといえる。

## 6. オーバーバック沈下解析

### 6.1 モデルの概要

オーバーバックの沈下挙動を評価するためには、緩衝材の粘性的挙動を考慮したモデルによる検討が望ましい。土を弾粘塑性体とした構成モデルは種々提案されているが<sup>(1)</sup>、本解析では、緩衝材の構成モデルとして、非定常流動曲面型弾粘塑性モデル（関口 - 太田モデル）を用いた<sup>(2)</sup>。このモデルは、粘性土の排水による体積変化（圧密）とせん断による体積変化（ダイレタンシー）に加え、土粒子の骨格構造自体のクリープ変形が表現でき、また、初期に異方圧密された異方的力学挙動も表現可能である。適用実績も多く、モデルに

要求される材料定数を自前の試験から比較的容易に得ることができる。以下にモデルの概要を示す。土材料のひずみを弾性成分と粘塑性成分とに分けられるものと仮定する。そのうち、弾性成分（速度型）については、式により有効応力と関係づけている。

また、粘塑性ひずみ成分（速度型）は、関連流れ則を適用することにより、有効応力との関係において、次のように表せる。

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{VP} = \Lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \dots\dots$$

ここで、 $\Lambda$  は比例定数である。また、 $F$  は粘塑性ポテンシャル関数であり、体積ひずみの粘塑性成分  $v_p$  を硬化パラメータとし、正規圧密粘土の二次圧密特性と負のダイレタンシーの時間依存性に着目すると次のようにおくことができる。

$$F = \alpha \cdot \ln \left\{ 1 + \frac{v_0 \cdot t}{\alpha} \exp(f/\alpha) \right\} = \epsilon_v^{VP} \dots\dots$$

上式中の  $t$  は載荷後の経過時間、 $f$  は次式で表される塑性ポテンシャル関数である。

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln(p/p_0) + D \cdot \eta^* \dots\dots$$

最終的に全体のひずみ（速度型） $\dot{\epsilon}_{ij}$  は上記の弾性成分  $\dot{\epsilon}_{ij}^E$  と粘塑性成分  $\dot{\epsilon}_{ij}^{VP}$  の和として、

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^E + \dot{\epsilon}_{ij}^{VP} \dots\dots$$

で与えられる。

上式 ~ の標記で、 $\lambda$  は圧縮指数、膨潤指数、 $e_0$  は初期間隙比、 $\kappa$  は二次圧密係数、 $v_0$  は初期体積ひずみ速度、 $D$  はダイレタンシー係数である。また、式中の応力に関するパラメータを以下に示す。

$$\eta^* = \sqrt{\frac{3}{2}} (\eta_{ij} - \eta_{ij0}) (\eta_{ij} - \eta_{ij0}) \dots\dots$$

$$\eta_{ij} \text{ は応力比、 } \eta_{ij} = \frac{s_{ij}}{p}, \quad \eta_{ij0} = \frac{s_{ij0}}{p_0}$$

$$p \text{ は平均有効応力、 } p = \frac{1}{3} \sigma_{ij} \cdot \delta_{ij}, \quad p_0 = \frac{1}{3} \sigma_{ij0} \cdot \delta_{ij}$$

$$s_{ij} \text{ は偏差応力、 } s_{ij} = \sigma_{ij} - \delta_{ij} \cdot p, \quad s_{ij0} = \sigma_{ij0} - \delta_{ij} \cdot p_0$$

添え字の“0”は初期値を表す。また、 $\delta_{ij}$  はクロネッカーのデルタである。

以上の関係から、関口 - 太田モデルにおける応

力とひずみの関係が求まる。

## 6.2 解析条件及び物性値

本解析では、緩衝材を関口 - 太田モデル、オーバーバックを弾性体とし、オーバーバックの定置方式の違いから、緩衝材に作用する自重による応力が異なるため、処分孔竖置き方式と処分坑道横置き方式の両方式について検討した。また、前述のように、オーバーバックの腐食膨張及び岩盤クリープ変形による緩衝材剛性の増大は沈下を抑制する方向に作用することから、保守側の設定とするためこれらの変形を考慮していない。竖置き方式は軸対象モデル、横置き方式は2次元平面ひずみモデル、解析コードはDACSAR<sup>13)</sup>、評価期間は10,000年である。

解析用物性値は、緩衝材の粘性物性値以外は表3と同じである。粘性物性値である二次圧密係数、初期体積ひずみ速度 $v_0$ は、クリープ試験結果<sup>2), 6)</sup>を逆解析的にフィッティングさせることにより、 $= 5.0 \times 10^{-4}$ 、 $v_0 = 2.0 \times 10^{-8}$  (1/hour)と設定した。

緩衝材外周(岩盤との接触部)を排水条件(過剰間隙水圧 $u = 0$ )とした。また、緩衝材と岩盤及びオーバーバックの境界部の剥離、すべりを考慮するため、ジョイント要素を設けた。ジョイント要素の剥離は、直応力が0以下となった場合に生じるものとし(No Tension)、すべりは、せん断応力が緩衝材のせん断強度に達した場合に生じるものとした。ここでは、せん断強度は、飽和ケイ砂混合体の一軸圧縮強度の1/2(0.15MPa)とした。

## 6.3 解析結果

解析結果によるといずれのケースでも、オーバーバックと緩衝材、並びに緩衝材と岩盤(外周)との境界部では、すべりや剥離は生じなかった。オーバーバック中心位置での沈下量の経時変化を図7に示す。竖置き方式では、自重载荷直後にオーバーバックには1.0mm程度、横置き方式では0.3mm程度の瞬時沈下が生じており、また、10,000年経過時の沈下量は、竖置きモデルでは5.1mm程度、横置き方式では2.6mm程度となった。また、図にはオーバーバック直下の間隙水圧の経時変化も併せて示す。竖置き方式では、約1年で過剰間隙水圧が最大値(約27kPa)に達し、約100年で消散している。横置き方式では、载荷直後に最大値(約15kPa)に達し、約10年で消散している。竖置き方式は横置き方式に比べて緩衝材のボリュームが大きく、緩衝材内部で間隙水圧の再配分と消散が交互に生じるため、過剰間隙水圧

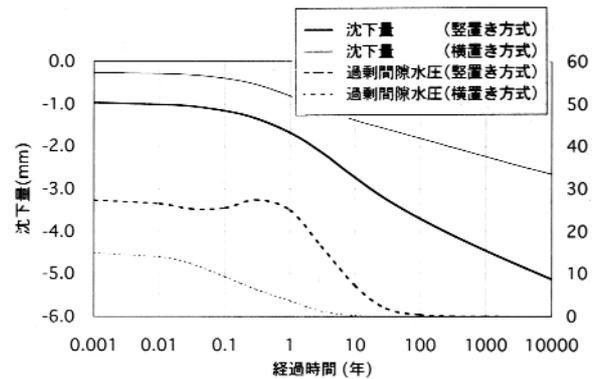


図7 沈下量、過剰間隙水圧の経時変化

の消散が遅れるものと考えられる。オーバーバック腐食膨張解析に比べ、過剰間隙水圧の最大値が1オーダー高くなっているのは、沈下現象は瞬時的に緩衝材にオーバーバックの荷重がかかるのに対し、腐食膨張変形は非常にゆっくりとした変形であるため、水圧の消散を伴いながら緩衝材に荷重がかかるためである。ただし、沈下解析における過剰間隙水圧の上昇は、オーバーバック直下に限られている。いずれにしても、静水圧と比べると、非常に小さい値であるといえる。

10,000年経過時の沈下量コンターを図8、図9に示す。これらの図より、オーバーバック近傍、特に上方、下方で緩衝材の沈下(青色部)が発生しており、また、沈下に伴う側方流動によりオーバーバック側方の緩衝材では隆起(赤色部)が生じていることが分かる。

本解析によるオーバーバックの沈下量は、緩衝材により大きな荷重がかかる竖置き方式でも10,000年経過時で5.1mm程度であり、さらに長時

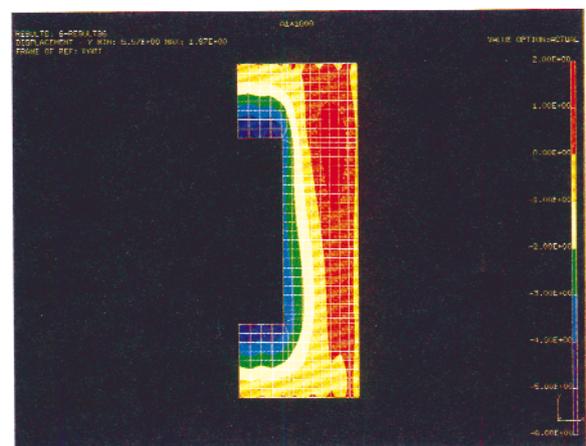


図8 緩衝材の沈下量コンター  
(処分孔竖置き方式：10,000年経過時)

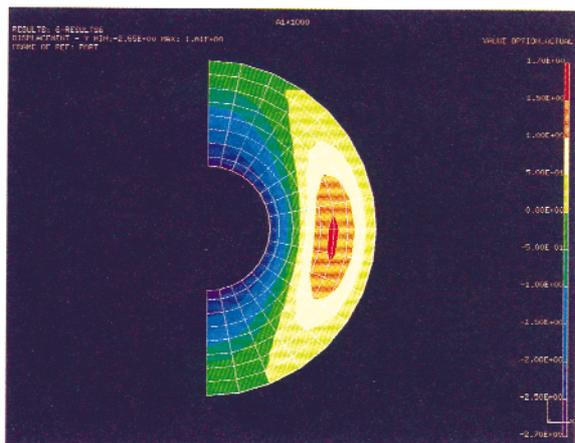


図9 緩衝材の沈下量コンター  
(処分坑道横置き方式：10,000年経過時)

間経過しても、沈下量は時間の対数にほぼ比例しているため、収束する傾向にある。オーバーバックの沈下による緩衝材厚さの減少は、オーバーバックの腐食膨張によるそれに比べるとはるかに影響が小さいといえる。また、沈下による緩衝材応力比は10,000年経過時においても、最大でも $10^{-2}$ オーダーであり、オーバーバックの腐食膨張による応力変化に比べ、無視しうる値であった。

よって、今回の解析結果では、オーバーバックの沈下は人工バリアシステムに有意な影響を与えないといえる。

## 7. おわりに

長期力学安定性評価では、ニアフィールドに長期にわたり起り得る現象を整理した上で、解析技術やモデル化で対応が可能なものを抽出し、岩盤クリープ解析、オーバーバックの腐食膨張解析、沈下解析の3ケースに分けて解析を行った。その結果を以下にまとめる。

岩盤の構成モデルとしてコンプライアンス可変型モデルを用いて、硬岩系、軟岩系岩盤について岩盤クリープ解析を実施した。硬岩系岩盤では10,000年経過してもクリープ変形は起らず、軟岩系岩盤では10,000年経過時に16～22mm程度のクリープ変形が発生した。

緩衝材の構成モデルとして修正Com-Clayモデルを用いて、上記岩盤クリープ変形及びオーバーバックの腐食膨張による緩衝材の力学的な経時変化解析を実施した。10,000年後の緩衝材の応力比の最大値は0.60となり、限界状態(0.63)に近い値となったが、応力比が大きくなる範囲はオーバーバック周辺(特に隅角部)

に限られた。また、軟岩系岩盤について、緩衝材の力学的挙動には、岩盤クリープ変形はあまり影響を及ぼさなかった。

緩衝材の構成モデルとして関口-太田モデルを用いて、オーバーバックの沈下挙動解析を実施した。10,000年経過時の沈下量は、縦置き方式では5.1mm、横置き方式では2.6mmという微小な値であった。

今回検討の対象とした現象の範囲内では、物性値や境界条件、モデル化を極力保守側の設定とし、その健全性について評価を行った。

今後は、長期力学安定性に及ぼしうる緩衝材の流出や変質、高温環境下での岩盤、緩衝材の挙動などの現象も考慮し、モデル化についてのさらに詳細な検討、モデルの信頼性を高めるための岩盤及び緩衝材の長期データ、高温環境下のデータ等を取得し、化学的特性を含めた、実現象に則した複合的な解析手法が整備されれば、さらに信頼性の高い評価が可能となる。

## 参考文献

- 1) 核燃料サイクル開発機構：“わが国における高レベル放射性廃棄物 地層処分の技術的信頼性，地層処分研究開発第2次取りまとめ - 総論レポート -”，JNC TN1400 99-020 (1999)。
- 2) 核燃料サイクル開発機構：“わが国における高レベル放射性廃棄物 地層処分の技術的信頼性，地層処分研究開発第2次取りまとめ - 分冊2 地層処分の工学技術 -”，JNC TN1400 99-022 (1999)。
- 3) 大久保誠介，西松裕一 他：“非線形粘弾性モデルによる坑道変形のシミュレーション”，日本鉱業会誌，Vol.103，p.293-296 (1987)。
- 4) 大久保誠介，金 豊年：“非線形粘弾性モデルによる円形坑道周辺岩盤挙動のシミュレーション”，資源と素材，Vol.109，p.209-214 (1993)。
- 5) 例えば，大久保誠介，福井勝則：“コンプライアンス可変型構成方程式の定数について”，資源と素材，Vol.113，p.561-564 (1997)。
- 6) 高治一彦：“圧縮ベントナイトの力学特性”，サイクル機構技報，No.2，p.9-17，JNC TN1340 99-002 (1999)。
- 7) 核燃料サイクル開発機構：“わが国における高レベル放射性廃棄物 地層処分の技術的信頼性，地層処分研究開発第2次取りまとめ - 分冊3 地層処分システムの安全評価 -”，JNC TN1400 99-023 (1999)。
- 8) Roscoe, K.H., Burland, J.B.: “On the generalized stress-strain behavior of ‘wet’ clay”, Engineering Plasticity, Cambridge University Press, p.535-609 (1968)。
- 9) Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc.: “ABAQUS/Standard User's Manual version 5.7” (1997)。
- 10) 須田久美子，Sudhir, M 他：“腐食ひびわれ発生限界量に関する解析的検討”，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14，No.1，p751-756 (1992)。
- 11) 松井 保，阿部信晴：“土の構成式入門 5.弾塑性体理論と適用(その3)”，土と基礎，Vol.32，No.1，p.71-79 (1984)。
- 12) Sekiguchi, H., Ohta, H.: “Induced anisotropy and time dependency in clays”, Constitutive Equations of Soils, Proc. Specialty Session 9, 9th ICSMFE, Tokyo, pp.306-315 (1977)。
- 13) Iizuka, A., Ohta, H.: “A determination procedure of input

parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis",  
soil and Foundations, Vol.27, No.3, pp.71-87 (1987).