JNC TN8400 99-043

ニアフィールドの長期構造安定性評価

（研　究　報　告）

１９９９年１１月

核燃料サイクル開発機構
東　海　事　業　所

本資料の全部または一部を複写・複製・転載する場合は、下記にお問い合わせ下さい。

〒319-1194　茨城県那珂郡東海村大字村松４－３３
核燃料サイクル開発機構　東海事業所
運営管理部　技術情報室

Inquiries about copyright and reproduction should be addressed to:
Technical Information Section,
Administration Division,
Tokai Works,
Japan Nuclear Cycle Development Institute
4-33 Muramatsu, Tokai-mura, Naka-gun, Ibaraki-ken, 319-1194
Japan

© 核燃料サイクル開発機構（Japan Nuclear Cycle Development Institute）
1999

Ⓢ

JNC TN8400 99-043
１９９９年１１月

ニアフィールドの長期構造安定性評価
（研　究　報　告）

報告者：高治　一彦*，杉野　弘幸*
奥津　一夫**，三浦　一彦**，田部井和人**
納多　勝***，高橋　真一***，杉江　茂彦***

要　　旨

処分場地下施設の建設時には，坑道の掘削にともなって岩盤に応力再分配が起こる。また，オーバーパックおよび緩衝材の定置後から，緩衝材の膨潤，オーバーパックの自重沈下，腐食膨張変形，岩盤のクリープ変形等が発生し，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が経時的に変化することが考えられる。これらの応力状態の変化が緩衝材，岩盤に与える影響を確認することが安全評価上，また人工バリアの仕様設定上重要であることから，緩衝材，岩盤の安定性に影響を与える可能性のある種々の現象に対して，経時変化や相互作用の程度を把握するために，岩盤クリープ挙動，オーバーパックの腐食膨張による緩衝材におよぼす力学的な影響，オーバーパックの自重による沈下挙動について，各現象の相互作用を考慮しながら個別に解析を実施し，長期構造力学安定性を検討，評価した。

その結果，基本ケースとした硬岩系岩盤，軟岩系岩盤については，岩の強度，坑道内部の充填物（ベントナイト）の強度，側圧係数等によって，クリープ変形挙動や応力状態の経時変化，ゆるみ領域の拡大する範囲等が異なることが分かった。また，緩衝材の力学的挙動にはオーバーパックの腐食膨張が支配的であり，オーバーパックの自重沈下や基本ケースとした硬岩系岩盤や軟岩系岩盤のクリープ変形はほとんど影響しなかった。また，オーバーパックの腐食膨張によって，緩衝材はオーバーパ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，全体的には安定した状態であることが分かった。

---

*　処分研究部　処分バリア性能研究グループ
**　鹿島建設株式会社
***　株式会社大林組

Evaluation of Long-Term Mechanical Stability of Near Field

Kazuhiko TAKAJI*, Hiroyuki SUGINO*
Kazuo OKUTSU**, Kazuhiko MIURA**, Kazuto TABEI**
Masaru NODA***, Shinichi TAKAHASHI***, Shigehiko SUGIE***

Abstract

In the near field, as tunnels and pits are excavated, a redistribution of stresses in the surrounding rock will occur. For a long period of time after the emplacement of waste packages various events will take place, such as the swelling of the buffer, sinking of the overpack under its own weight, deformation arising from expansion of overpack corrosion products and the creep deformation of the rock mass. The evaluation of what effects these changes in the stress-state will have on the buffer and rock mass is a major issue from the viewpoint of safety assessment. Therefore, rock creep analysis, overpack corrosion expansion analysis and overpack sinking analysis have been made in order to examine the long-term mechanical stability of the near field and the interaction of various events that may affect the stability of the near field over a long period of time.

As the results, rock creep behavior, the variations of the stress-state and the range of the influence zone differ from the rock strength, strength of buffer in the tunnel and side pressure coefficient etc. about the hard rock system and soft rock system established as basic cases. And the magnitude of the stress variations for buffer by the overpack sinking and rock creep deformation is negligible compared with it by the overpack corrosion expansion. Furthermore, though very limited zone of buffer around the overpack is close to the critical state by the overpack corrosion expansion, the engineered barrier system attains a comparatively stable state for a long period of time.

---

* BARRIER PERFORMANCE GROUP
WASTE ISOLATION RESEARCH DIVISION
** KAJIMA CORPORATION
*** OBAYASHI CORPORATION

目　次

1．はじめに …… 1

2．解析評価の流れ …… 2
2.1 想定される現象 …… 2
2.2 解析手法の検討 …… 3

3．岩盤クリープ解析 …… 5
3.1 岩盤の構成モデル …… 5
3.2 解析ケースおよび物性値 …… 6
3.3 解析モデル …… 8
3.4 解析結果 …… 9
3.4.1 変形量 …… 9
3.4.2 応力状態 …… 12

4．オーバーパック腐食膨張解析 …… 24
4.1 緩衝材の構成モデル …… 24
4.2 解析ケースおよび物性値 …… 25
4.3 解析モデル …… 26
4.4 解析結果 …… 26
4.4.1 変形状況 …… 26
4.4.2 応力状態と安定性 …… 27
4.4.3 過剰間隙水圧 …… 32
4.4.4 クリープ変形，形状効果の影響の検討 …… 34

5．オーバーパック沈下解析 …… 38
5.1 緩衝材の構成モデル …… 38
5.2 解析ケースおよび物性値 …… 39
5.3 解析モデル …… 40
5.4 解析結果 …… 41
5.4.1 沈下・変形挙動 …… 41
5.4.2 応力状態と安定性 …… 42
5.4.3 過剰間隙水圧 …… 42

6．まとめ …… 48

参考文献 …… 51

1. はじめに

地層処分研究開発の第２次取りまとめでは，「わが国における地層処分の技術的信頼性を示すこと」という包括的な目標に対して，人工バリアと処分施設の設計，製作・施工，建設などに関しては，「安全性を実現するための信頼性の高い人工バリアならびに処分施設についての設計要件を提示するとともに，これらが現実的な工学技術によって合理的に構築できることを示す」ことが研究開発目標とされている（原子力委員会原子力バックエンド対策専門部会，1997）。核燃料サイクル開発機構では，この目標に対して，わが国の長期的な安定性を備えた幅広い地質環境を考慮しつつ，人工バリアや処分施設の設計の考え方や設計要件を示し，これらに基づいて設計を試み，設計した仕様例に対して，合理的に製作・施工ができることを示すことで対応することとしている。

本報告書は，設計を通じて設定した人工バリアに期待される長期的な性能に有意な影響を及ぼさないことについて解析を行い，その結果を安全評価に資するとともに，人工バリアおよび処分施設の仕様設定に反映させるという人工バリアの埋設後の健全性の観点から，設計上配慮しておく必要があるとしている項目のうち，ニアフィールドの長期的な力学安定性についてまとめたものである。

処分場地下施設の建設時には，坑道の掘削にともなって岩盤に応力再分配が起こる。また，オーバーパックおよび緩衝材の定置後から，緩衝材の膨潤，オーバーパックの自重沈下，腐食膨張変形，岩盤のクリープ変形等が発生し，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が経時的に変化することが考えられる。これらの応力状態の変化が緩衝材，岩盤に与える影響を確認することが安全評価上，また人工バリアの仕様設定上重要であることから，緩衝材，岩盤の安定性に影響を与える可能性のある種々の現象に対して，経時変化や相互作用の程度を把握するために解析を行い，長期構造力学安定性を検討，評価した。

２章では，処分場の建設から埋め戻し以後の長期にわたって，応力変化や変形に関してニアフィールドに起り得る現象を洗い出し，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た。２章において検討課題とした現象のうち，３章では，岩種ごとの岩盤クリープ挙動（変形状況や応力状態）について，４章では，オーバーパックの腐食膨張による，主に緩衝材におよぼす力学的な影響について，５章では，オーバーパックの自重による沈下挙動について，各現象の相互作用を考慮しながら条件等を設定し，解析検討を行った結果について記した。６章で各結果についてまとめ，総合的な評価，課題について記した。

2. 解析評価の流れ

2.1 想定される現象

処分場の建設から埋め戻し以後の長期にわたって，応力変化や変形に関してニアフィールドに起り得る現象は複雑であり，地質環境等に大きく左右されるため，漏れなく予測することは困難であるが，以下のような現象が想定される。

①処分場の建設前
・岩盤は初期応力状態（地圧＋静水圧）にある。

②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。
・軟岩系岩盤では，支保工に掘削による解放荷重の一部が作用する。
・掘削以降，岩盤がクリープ変形し，緩み域が拡大する。
・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。

③人工バリアの設置
・緩衝材にはオーバーパック自重が作用し，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）によるオーバーパ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する。

④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，オーバーパックの自重，岩盤クリープ変形による圧力が作用する。また，オーバーパック，岩盤にこれらの荷重が反力として作用する。
・緩衝材の膨潤により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。

⑤オーバーパックの腐食膨張
・地下水がオーバーパックに接触することにより，オーバーパックの腐食膨張が徐々に進展する。
・オーバーパ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，オーバーパック，岩盤にも反力として

作用する。
・反力の程度により，オーバーパックの破損，岩盤の引張破壊が発生する。

2.2 解析手法の検討

緩衝材の膨潤による岩盤亀裂内への流出や，オーバーパックの腐食によるガス圧の発生等，上記の想定した現象の中には，個別に評価を行っているものもあるが，解析技術上の制約やデータ・モデル化が不十分なため，複合現象としての解析検討が現状では困難なものもある。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 2-1に示す。図には，岩盤，緩衝材，オーバーパックについて，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，発生時点以降，連続的に影響を及ぼす。

まず，岩盤を掘削した時点で，坑道周辺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。人工バリアを設置した時点で，オーバーパックの自重が作用し，オーバーパックが沈下し始める。（ただし，処分坑道の掘削と人工バリアの設置は解析上の時間の取り扱いにおいて同じ（t_1=0 年）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，本解析上は，緩衝材が飽和するまでの不飽和状態をモデル化せず，人工バリアを設置した時点で，飽和しているとする。ただし，飽和に要する時間は，条件によって異なるが（千々松・谷口，1999），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=100 年）で，オーバーパックは腐食膨張変形を開始し，約 4,750 年で全量腐食する（設定根拠は後述）。よって，腐食膨張が終了するのは t_3（=t_2+4,750）= 4,850 年となる。緩衝材は，岩盤やオーバーパ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 2-1に示す①～③の現象を考慮した３ケースに分けて解析を行った。

①（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。

②（緑枠）では主に，①で得られたクリープ変形挙動およびオーバーパ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（修正 Cam-Clay モデル，詳細は後述）を用いた。

③（赤枠）では，オーバーパ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，オーバーパックの腐食膨張変形およ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」という，詳細は後述）を用いた。

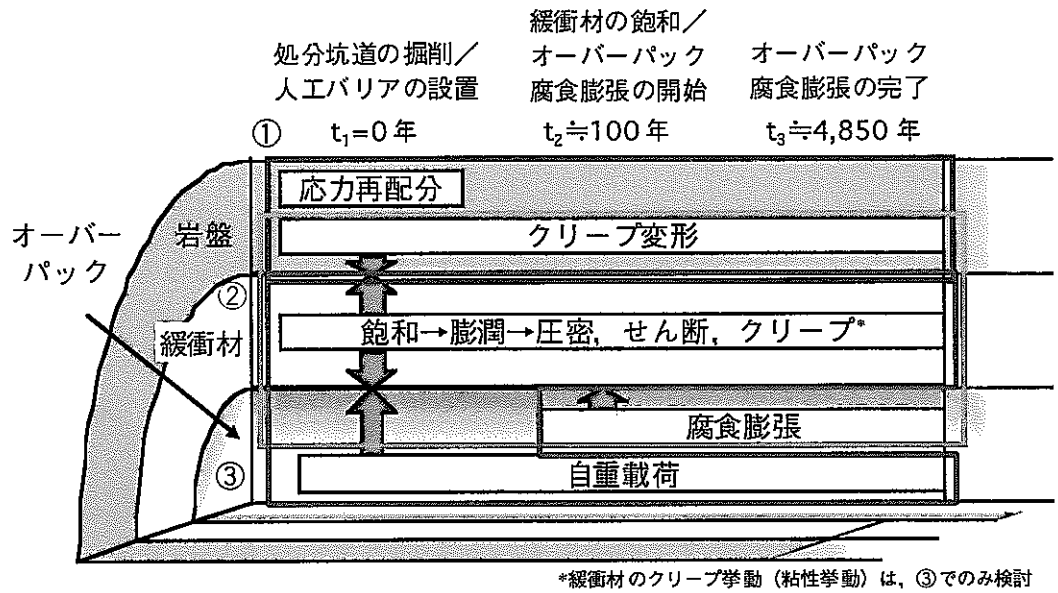


図 2-1　解析検討対象とした現象の時系列

3. 岩盤クリープ解析

3.1 岩盤の構成モデル

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，非線形粘弾性挙動およ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（大久保ほか，1987；大久保・金，1993）。構成モデルの概略を以下に示す。

コンプライアンス λ の増加速度は，そのときの差応力 $\Delta\sigma$ $(=\sigma_1-\sigma_3)$ の n 乗に比例し，コンプライアンスの増加速度は λ の m 乗に比例して加速度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。

$$d\lambda^*/dt = a\cdot\left(\Delta\sigma^*\right)^n\cdot\left(\lambda^*\right)^m \qquad (3\text{-}1)$$
$$a = \left(m/n_0+1\right)^{\{m/(n_0-m+1)\}}/t_0$$

$$\Delta\varepsilon^* = \lambda^*\cdot\Delta\sigma^* \qquad (3\text{-}2)$$

$\lambda^*\left(=\lambda/\lambda_0\right)$，$\Delta\sigma^*\left(=\Delta\sigma/\Delta\sigma_0\right)$，$\Delta\varepsilon^*\left(=\Delta\varepsilon/\Delta\varepsilon_0\right)$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，λ_0 は初期コンプライアンス，$\Delta\sigma_0$ は破壊差応力，また，$\Delta\varepsilon_0=\lambda_0\cdot\Delta\sigma_0$ である。t_0 は，定ひずみ速度試験でひずみが $\Delta\varepsilon_0$ となるまでの所要時間を表す。

破壊条件は，Janach（1977）の式を用い，σ_c を一軸圧縮強度，σ_t を一軸引張強度，σ_3 を周圧とすれば次のように書ける。

$$\Delta\sigma_0 = \sigma_c\left(1+\sigma_3/\sigma_t\right)^{0.5}-\sigma_3 \qquad (3\text{-}3)$$

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

$$n = \left(\Delta\sigma_0/\sigma_c\right)\cdot n_0 \qquad (3\text{-}4)$$

n_0は，一軸応力下でのnの値である。
破壊の進行にともなうポアソン比νの増加を次式で仮定する。

$$\nu = 0.5 - (0.5 - \nu_0)/\lambda^* \qquad (3\text{-}5)$$

ν_0は，弾性領域で求めたポアソン比である。

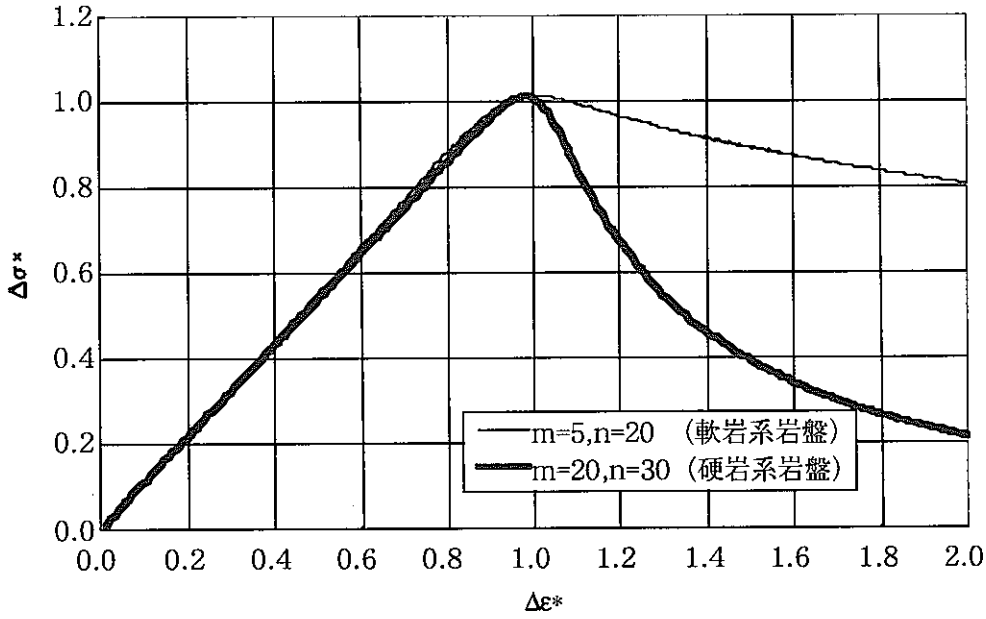
3.2 解析ケースおよび物性値

岩盤の構成モデルに，上記コンプライアンス可変型モデルを組み込んだ専用 FEM コードを用いて，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。対象とした岩種は硬岩系岩盤(HR)と軟岩系岩盤(SR)である（谷口航ほか，1999）。このうち，軟岩系岩盤は SR-C，SR-D，SR-E について検討した。解析に用いた岩盤物性を表 3-1に示す。

これらの物性のうち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および破壊後の挙動を決定するコンプライアンス可変型モデル特有の重要なパラメータである。n_0，m は，クリープ試験，定ひずみ速度試験等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，亀裂等の状況等によって，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（大久保・福井，1997）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。図 3-1に今回の解析で設定したn_0，m での応力—ひずみ関係を示す。

表 3-1 岩盤クリープ解析用岩盤物性値

物性区分（略称）	硬岩系岩盤	軟岩系岩盤		
	HR	SR-C	SR-D	SR-E
飽和密度ρ [Mg m^{-3}]	2.67	2.20	1.95	1.70
一軸圧縮強度 qu [MPa]	115	15	10	5
弾性係数 E [MPa]	37,000	3,500	2,500	1,500
ポアソン比ν [-]	0.25	0.30		
引張強度σ_t [MPa]	8	2.1	1.4	0.7
処分深度 [m]	1000	500		
側圧係数 K_0 [-]	1.0	1.07		
初期鉛直応力 σ_v [MPa]	26.7	11		
初期水平応力 σ_h [MPa]	26.7	11.8		
n_0* [-]	30	20		
m* [-]	20	5		



注）$\Delta\sigma^{*}=\Delta\sigma/\Delta\sigma_{c}$，$\Delta\varepsilon^{*}=\Delta\varepsilon/\Delta\varepsilon_{0}$

図 3-1　今回設定した n_0，m での応力—ひずみ関係

また，図 2-1 より岩盤は，オーバーパックと緩衝材の定置以降，緩衝材の膨潤やオーバーパックの腐食膨張，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。ここでは反力の影響を調べるために，坑道に緩衝材が充填されていないケースおよび，緩衝材が充填されているケースについて検討した。緩衝材は定置後，オーバーパックの腐食膨張，岩盤のクリープ変形等により圧密され剛性が増加すると考えられる。しかし，緩衝材が充填されているケースでは，オーバーパックをモデル化せず，また，初期の膨潤応力も考慮せず，緩衝材を弾性体とし，弾性係数を 30wt%ケイ砂混合体，乾燥密度 1.6Mg m^{-3} の飽和状態における一軸圧縮試験により得られた $E=E_{50}$=3MPa を用いて，緩衝材からの反力を過小に設定したものを基本ケースとした。緩衝材のポアソン比は 0.4 とした。また，SR-C についてのみ，E=30MPa，300MPa のケースについても検討した。ここで，設定した弾性係数の妥当性を検討するために，30wt%ケイ砂混合体の一次元圧密試験結果（高治・鈴木，1999）と弾性体構成式との応力—ひずみ関係の比較を図 3-2に示す。ここで，一次元圧密試験結果との比較であるため，弾性体理論式から側方拘束条件における応力—ひずみ関係を求めると次式のようになる。ここで，σ_1 は軸方向応力，ε_1 は軸ひずみ，ν はポアソン比，E は弾性係数である。

$$\sigma_1=\frac{(1-\nu)}{(1-2\nu)(1+\nu)}E\cdot\varepsilon_1 \qquad (3\text{-}6)$$

図より，E=3MPa のケースは全般にわたって圧密試験結果を下回っており，同じ変形に対して応力の発生が小さくなる保守側の設定であることが確認できる。また，E=30MPa のケースは，ひずみが 20%を超えたあたりで関係が逆転していることが分かる。E=300MPa のケースは，緩衝材が過度に剛なケースである。

解析ケースについて表 3-2にまとめる。

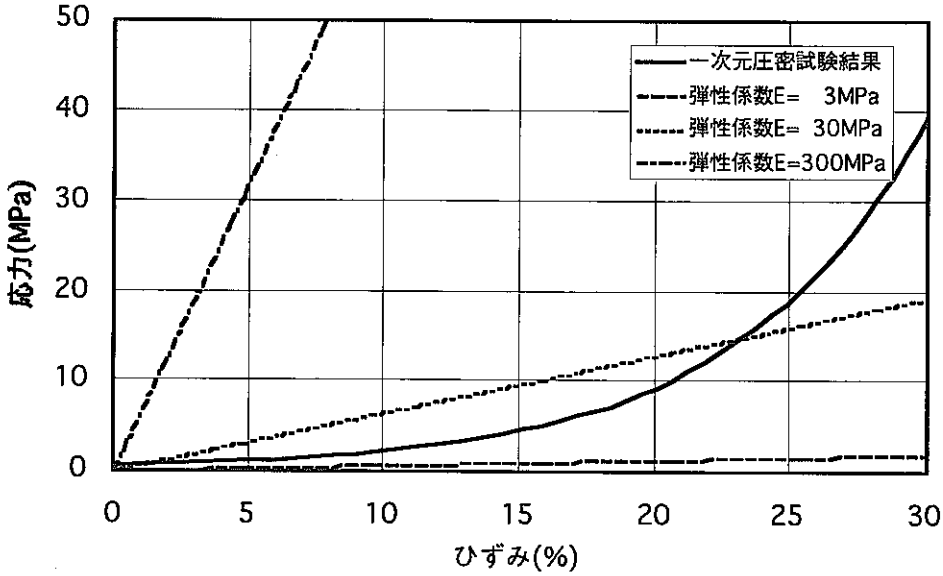


図 3-2　一次元圧密試験結果と弾性体構成式による応力—ひずみ関係の比較

表 3-2　岩盤クリープ解析の解析ケース

岩種		硬岩系岩盤		軟岩系岩盤							
略称		HR		SR-C				SR-D		SR-E	
ケース名		HR-0	HR-3	SRC-0	SRC-3	SRC-30	SRC-300	SRD-0	SRD-3	SRE-0	SRE-3
緩衝材	弾性係数 E [MPa]	0*	3	0*	3	30	300	0*	3	0*	3
	ポアソン比 [-]	—	0.4	—	0.4			—	0.4	—	0.4

* 緩衝材弾性係数が 0 は，緩衝材が充填されていないケースを意味する

3.3 解析モデル

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 2.2m （黒木ほか，1999）とした。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可能性があるため，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堀りを考え内径を 2.8m とした。また，実際の処分場環境は坑道が連設されており，隣接する坑道間の影響を受けると思われるが，本解析では単一坑道として取扱い，解析対象範囲は 2.2m の坑道径の 5 倍（11m）とした。解析モデル図を図 3-3に示す。

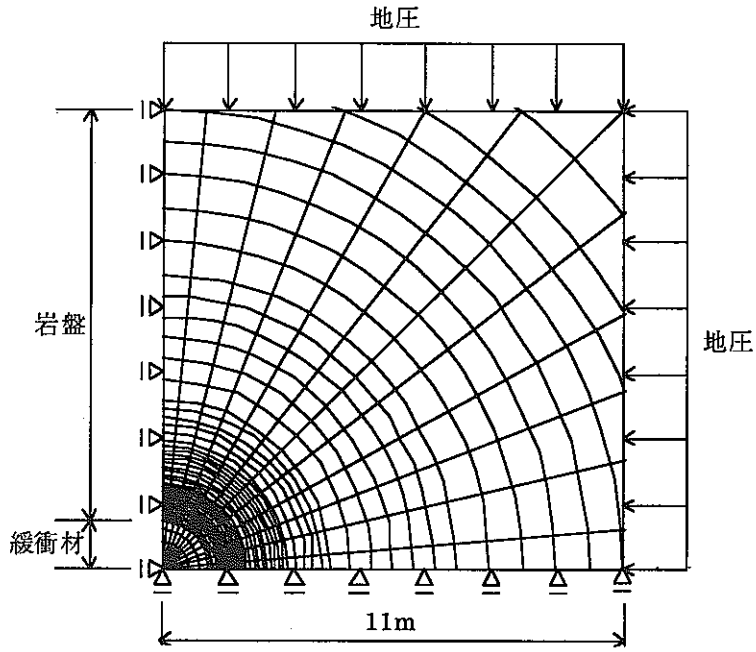


図 3-3　岩盤クリープ解析モデル

3.4 解析結果

3.4.1 変形量

人工バリアの設置後，0 秒～10,000 年における各ケースの絶対変形量およびクリープによる変形量を表 3-3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形量を示す。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。このうち，クリープ変形量について，岩種ごとに経時変化でグラフ化したもの図 3-4(a)～(d)に示す。

これらの図表より，硬岩系岩盤では，緩衝材の有無に関わらず空洞掘削時の弾性変形は 1.50mm であり，10,000 年経過してもクリープ変形量は 10^{-4}mm オーダーの微小な値であった。

軟岩系岩盤では，緩衝材がないケースと緩衝材の弾性係数が 3MPa のケースでは掘削時の弾性変形量は大きく変わらないが，クリープ変形量は年数を経るにつれて次第にその差が広がってゆき，緩衝材が充填されることによってクリープ変形量が抑制されていることがわかる。さらに SR-C では，緩衝材の弾性係数が 30MPa，300MPa と大きくなるに従ってクリープ変形量は大幅に小さくなってゆき，300MPa ではほとんどクリープ変形が発生しなかった。また，軟岩系岩盤では，いずれのケースでも側壁に比べて天端で変形量が若干大きくなっているが，これは，側圧係数が 1.07 であるために，天端の周方向に最も応力が集中し，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。基本ケースとした 3MPa のケースについて，SR-C の空洞掘削時の弾性変形は天端で 7.8mm，側壁で 9.0mm，10,000 年後のクリープ変形は天端で 21.8mm，側壁で 15.9mm，SR-D の空洞掘削時の弾性変形は天端で 10.9mm，側壁で 12.5mm，10,000 年後のクリープ変形は天端で 80.5mm，側壁で 54.0mm，SR-E の空洞掘削時の弾性変形は天端で 18.0mm，側壁で 20.8mm，10,000 年後のクリープ変形は天端で 490.3mm，側壁で 356.0mm であった。ただし SR-E は，後述の応力状態からも

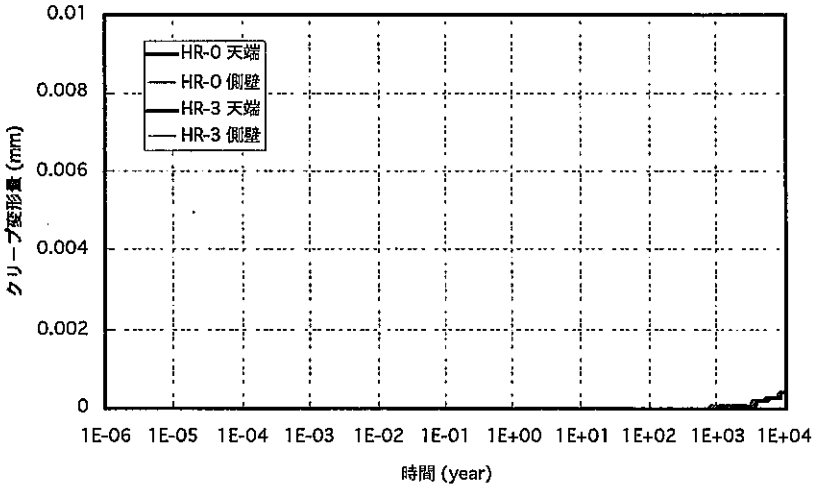
わかるように掘削と同時に大変形が発生し，解析解が収束していないため，変形や応力の絶対量は精度が下がっていることを注記しておく。

表 3-3 絶対変形量およびクリープによる変形量

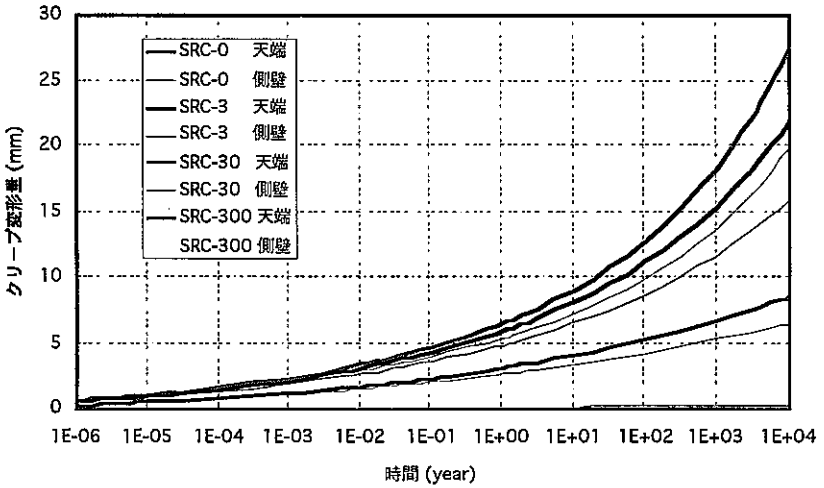
	硬岩系岩盤				軟岩系岩盤							
	HR-0		HR-3		SRC-0		SRC-3		SRC-30		SRC-300	
時間［年］	天端	側壁	天端	側壁	天端	側壁	天端	側壁	天端	側壁	天端	側壁
0	1.5 (0.0)	1.5 (0.0)	1.5 (0.0)	1.5 (0.0)	7.8 (0.0)	9.0 (0.0)	7.8 (0.0)	9.0 (0.0)	7.5 (0.00)	8.7 (0.00)	5.5 (0.0)	6.5 (0.0)
1	1.5 (0.0)	1.5 (0.0)	1.5 (0.0)	1.5 (0.0)	14.3 (6.5)	14.3 (5.3)	13.7 (5.9)	13.8 (4.9)	10.6 (3.1)	11.3 (2.6)	5.5 (0.0)	6.5 (0.0)
10	1.5 (0.0)	1.5 (0.0)	1.5 (0.0)	1.5 (0.0)	16.8 (9.0)	16.2 (7.20)	15.9 (8.1)	15.4 (6.5)	11.6 (4.1)	12.0 (3.4)	5.5 (0.0)	6.5 (0.0)
100	1.5 (0.0)	1.5 (0.0)	1.5 (0.0)	1.5 (0.0)	20.5 (12.7)	18.8 (9.8)	18.9 (11.1)	17.6 (8.6)	12.7 (5.3)	12.9 (4.2)	5.5 (0.0)	6.5 (0.0)
1,000	1.5 (0.0)	1.5 (0.0)	1.5 (0.0)	1.5 (0.0)	26.0 (18.2)	22.6 (13.6)	23.2 (15.4)	20.5 (11.6)	14.2 (6.7)	13.9 (5.2)	5.6 (0.1)	6.6 (0.1)
10,000	1.5 (0.0)	1.5 (0.0)	1.5 (0.0)	1.5 (0.0)	35.3 (27.5)	28.9 (19.9)	29.6 (21.8)	24.9 (15.9)	16.0 (8.5)	15.1 (6.4)	5.7 (0.2)	6.7 (0.2)

	軟岩系岩盤							
	SRD-0		SRD-3		SRE-0		SRE-3	
時間［年］	天端	側壁	天端	側壁	天端	側壁	天端	側壁
0	10.9 (0.0)	12.6 (0.0)	10.9 (0.0)	12.5 (0.0)	18.2 (0.0)	21.0 (0.0)	18.0 (0.0)	20.8 (0.0)
1	38.9 (28.0)	33.2 (20.6)	33.2 (22.4)	29.1 (16.6)	837.0 (818.8)	639.3 (618.3)	243.4 (225.4)	163.4 (142.6)
10	51.5 (40.5)	41.7 (29.1)	41.1 (30.2)	34.4 (21.9)	932.6 (914.4)	724.0 (703.1)	313.2 (295.1)	214.0 (193.2)
100	73.5 (62.6)	56.3 (43.8)	51.9 (41.0)	41.5 (29.0)	1010.2 (992.0)	798.4 (777.4)	394.1 (376.0)	279.5 (258.7)
1,000	116.4 (105.5)	84.5 (71.9)	67.4 (56.6)	51.5 (39.0)	1076.5 (1058.3)	866.7 (845.8)	458.3 (440.2)	333.7 (312.9)
10,000	178.3 (167.3)	127.8 (115.2)	91.4 (80.5)	66.5 (54.0)	1130.8 (1112.6)	925.4 (904.5)	508.4 (490.3)	376.8 (356.0)

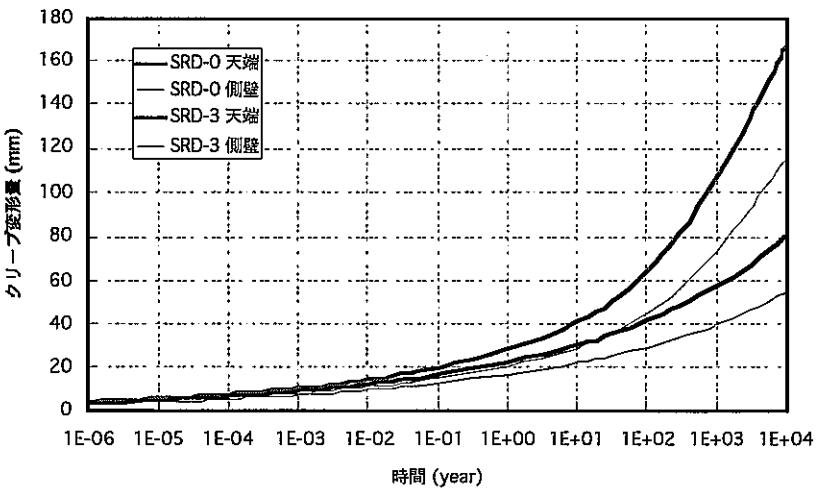
() 内の値はクリープによる変形量



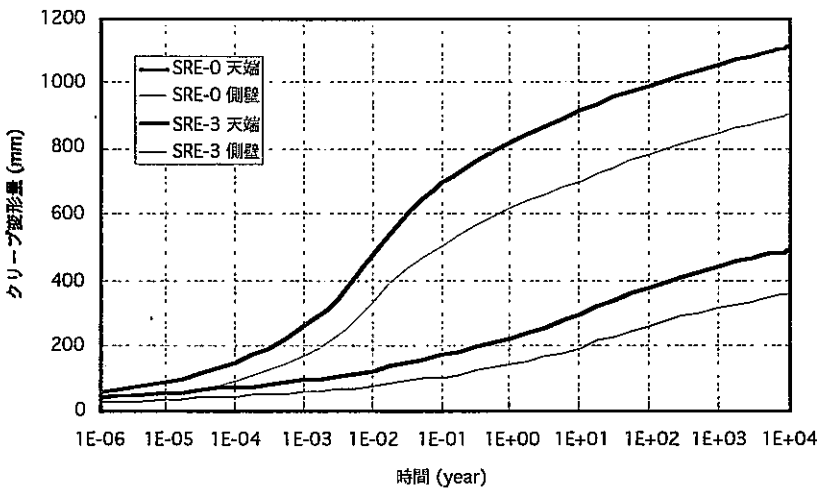
(a) HR



(b) SR-C



(c) SR-D



(d) SR-E

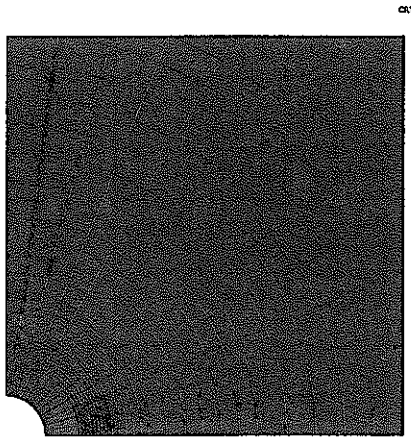
図 3-4　岩種ごとのクリープ変形量経時変化

3.4.2 応力状態

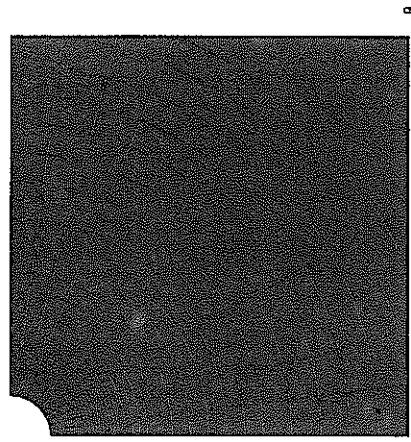
各ケースのある時間ごとのコンプライアンス分布図(SRC-30，SRC-300 は除く)を図 3-5～図 3-12に，岩盤内応力分布の経時変化を図 3-13～図 3-22に示す。なお，応力分布図の凡例中のXは周方向応力，Yは半径方向応力である。

硬岩系岩盤では，図 3-5，図 3-6，図 3-13，図 3-14より，クリープ変形量同様，緩衝材の有無に関わらず応力分布にも経時的な変化は見られず，剛性が低下し始める領域（ここでは，コンプライアンスが 1 以上となる領域と定義し，「影響領域」と称する）も確認されなかった。

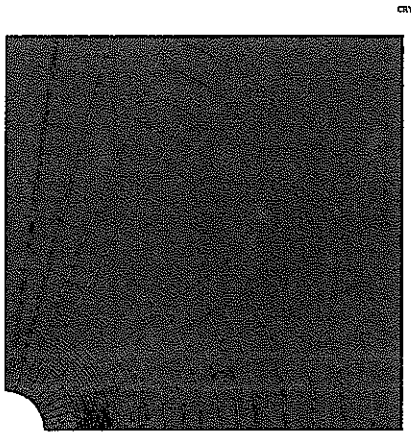
軟岩系岩盤では，コンプライアンス分布図，応力状態経時変化図より，コンプライアンスが増大（剛性が低下）する領域，ピーク強度を超えた領域は，年数を経るにつれて広がってゆくが，クリープ変形量同様，緩衝材がないケースと緩衝材の弾性係数が 3MPa のケースでは次第にその領域の差が広がってゆき，緩衝材が充填されることによって抑制されていることがわかる。また，前述のように，側圧係数の影響を受け，天端のコンプライアンスの増大の程度が，側壁に比べて大きいことがわかる。基本ケースとした 3MPa のケースについて，10,000 年後の影響領域は，SR-C で坑道半径の 3 倍程度，SR-D で 6 倍程度であった。SR-E は，前述のように，掘削直後から影響領域が大きく広がる影響を受け，その後の解析結果の精度が落ちる結果となってはいるが，ほぼ解析領域全体に影響領域がおよび，短時間で破壊に至っていることがわかる。



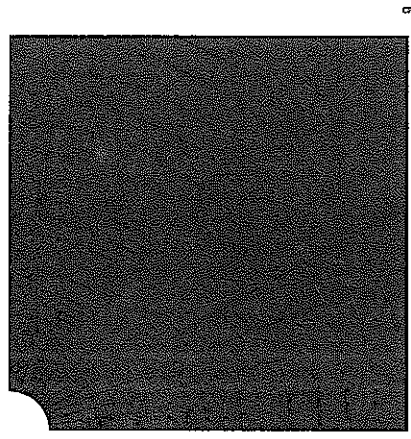
(1) 1 秒後



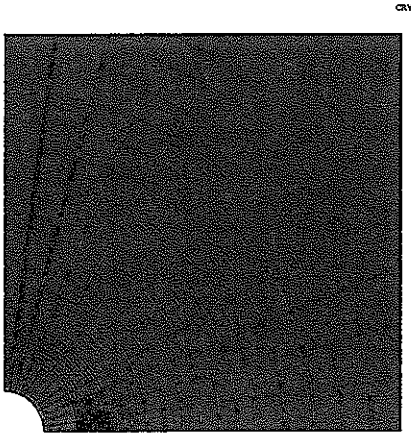
(2) 10 年後



(3) 100 年後



(4) 1,000 年後



(5) 10,000 年後

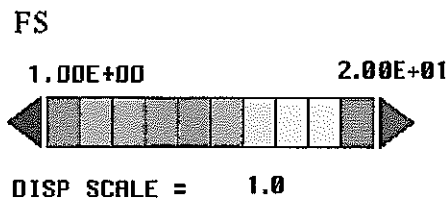
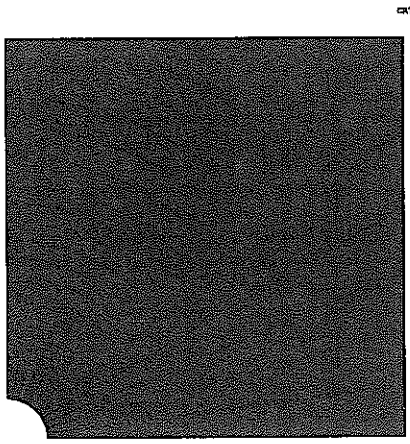
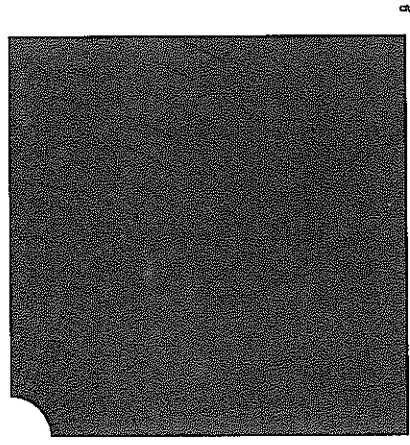


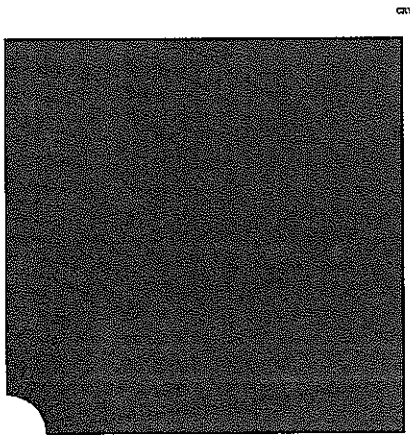
図 3-5 コンプライアンス分布図 [HR-0]



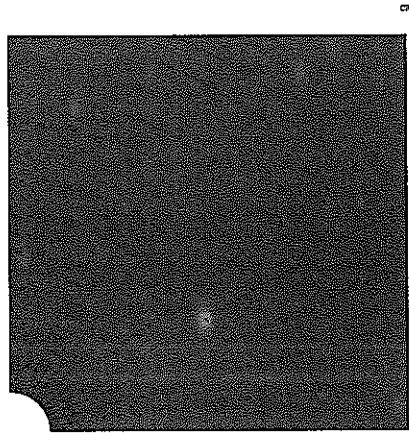
(1) 1 秒後



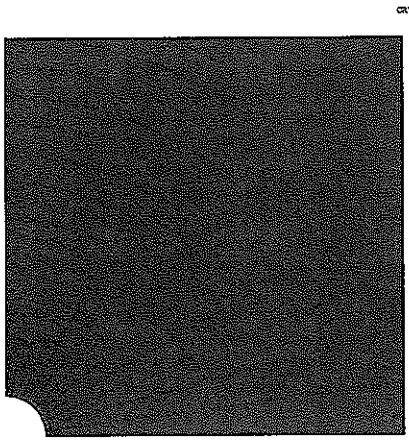
(2) 10 年後



(3) 100 年後



(4) 1,000 年後



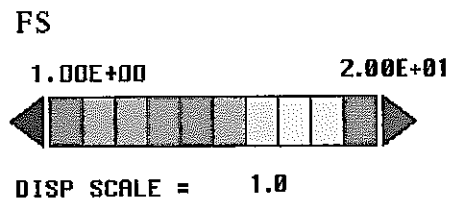
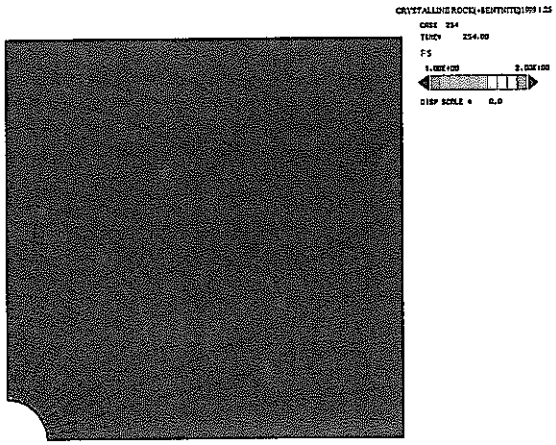
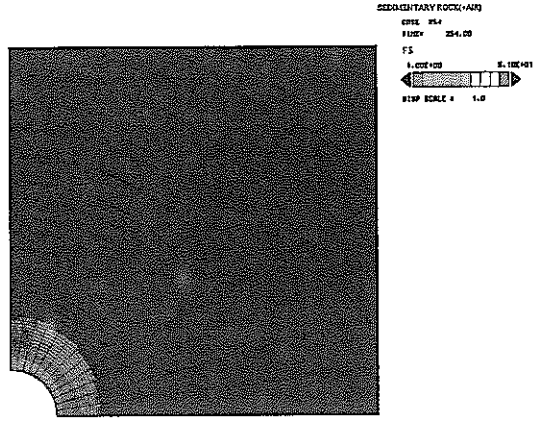


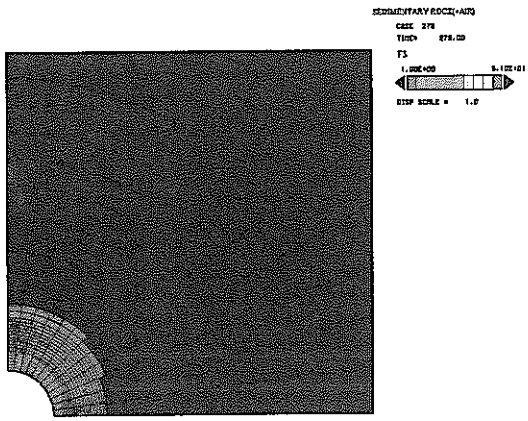
図 3-6 コンプライアンス分布図 [HR-3]



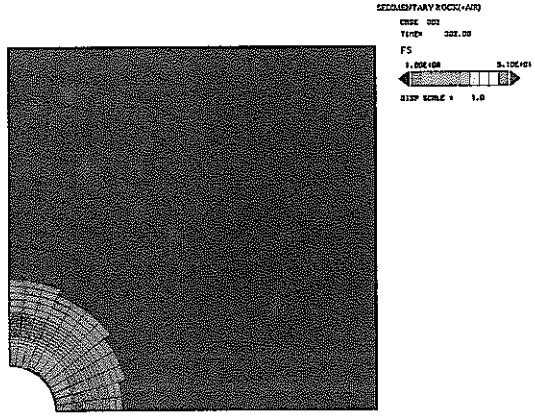
(1) 1 秒後



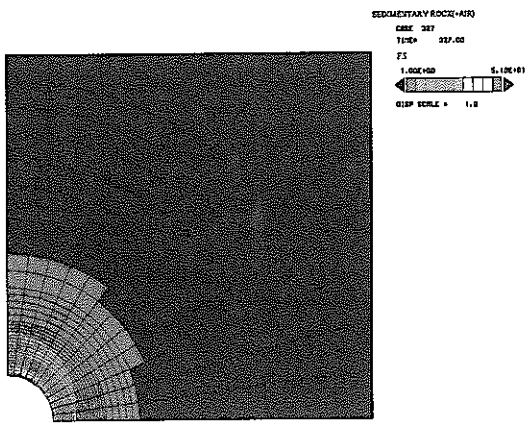
(2) 10 年後



(3) 100 年後



(4) 1,000 年後



(5) 10,000 年後

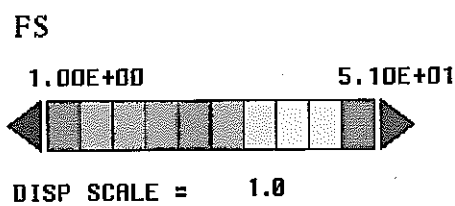
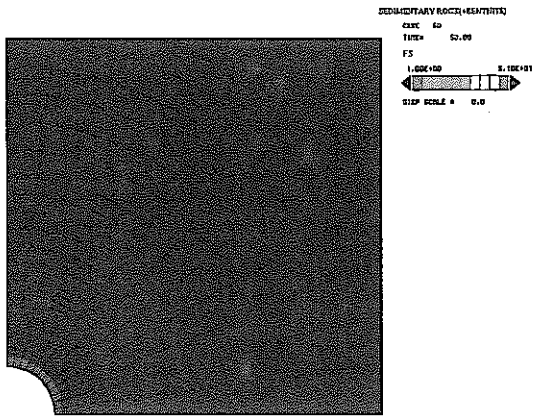
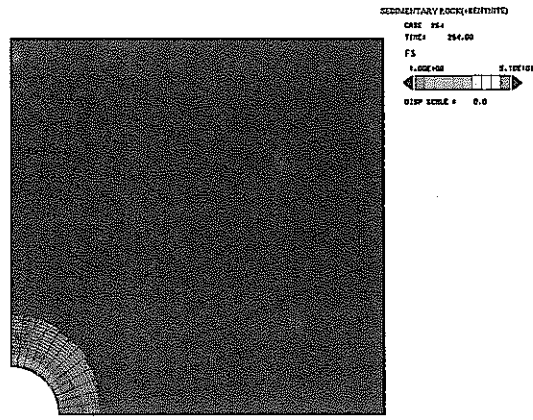


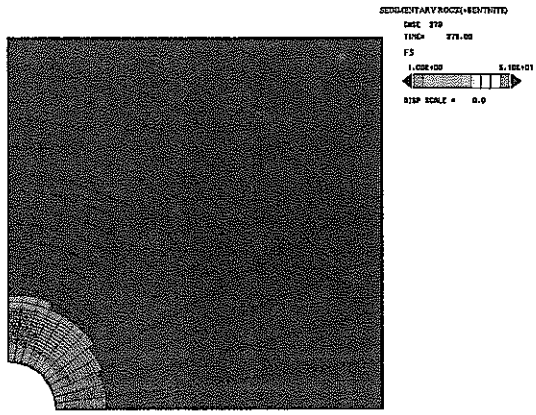
図 3-7 コンプライアンス分布図 [SRC-0]



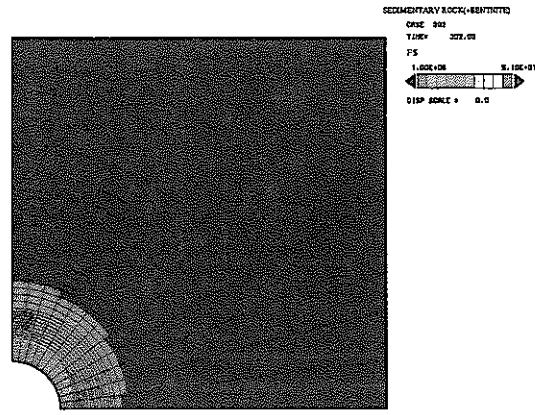
(1) 1 秒後



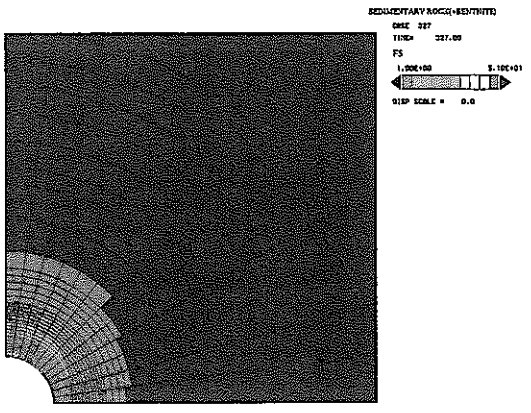
(2) 10 年後



(3) 100 年後



(4) 1,000 年後



(5) 10,000 年後

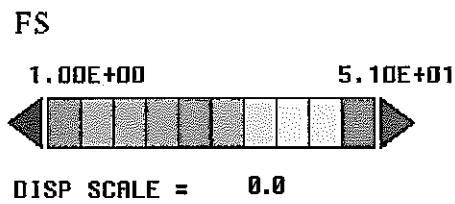
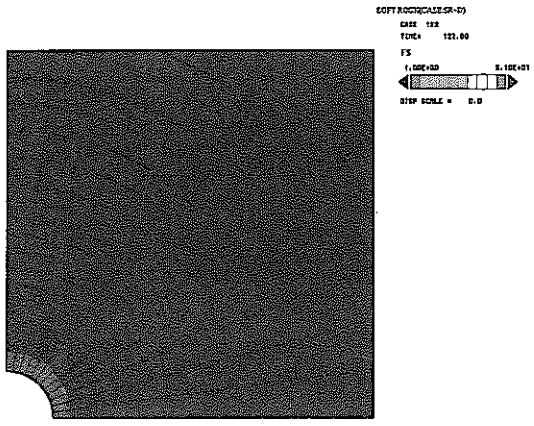
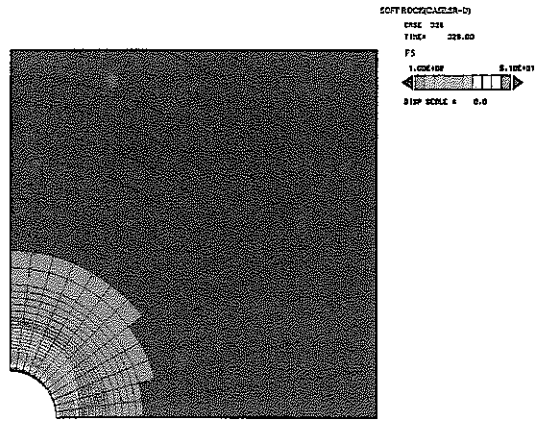


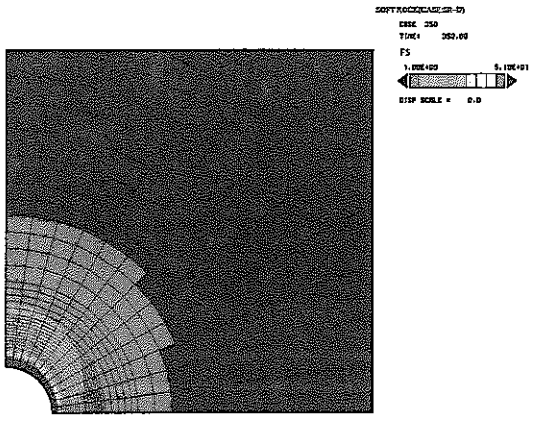
図 3-8 コンプライアンス分布図 [SRC-3]



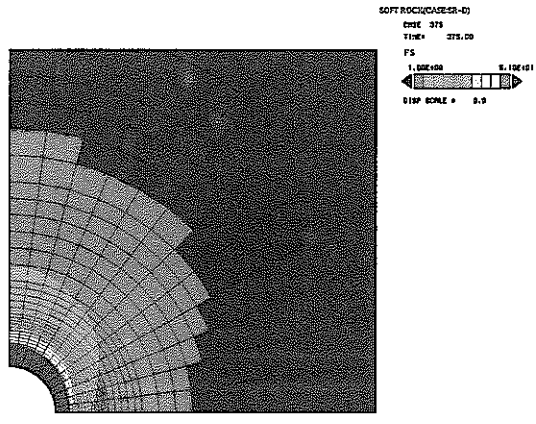
(1) 1 秒後



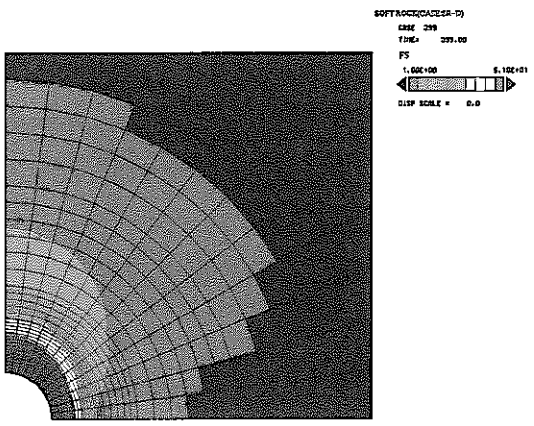
(2) 10 年後



(3) 100 年後



(4) 1,000 年後



(5) 10,000 年後

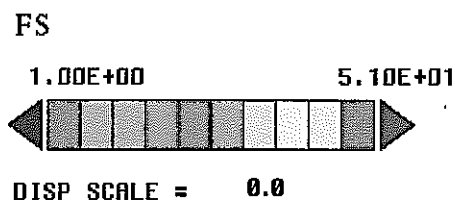
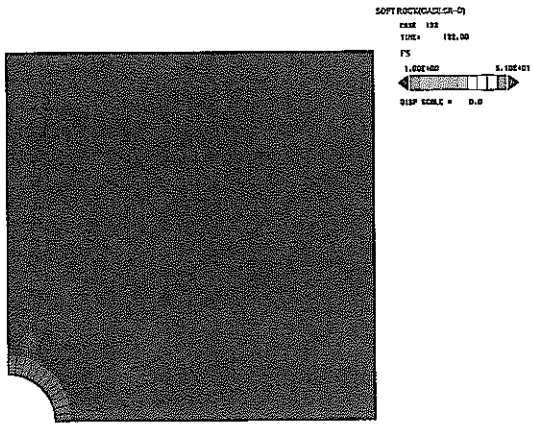
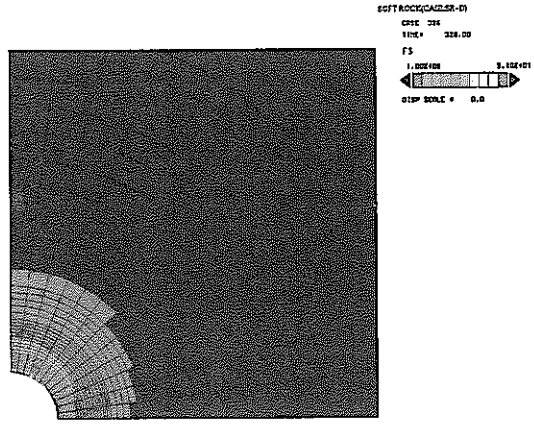


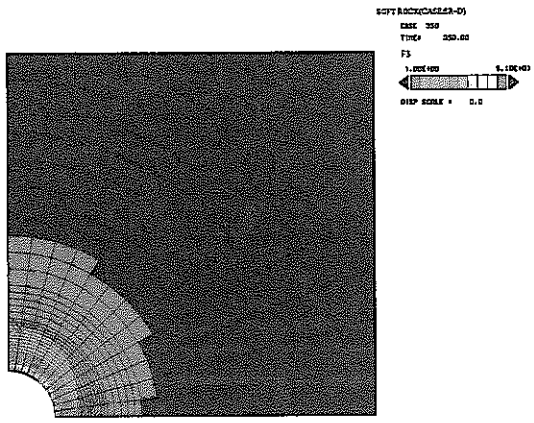
図 3-9 コンプライアンス分布図 [SRD-0]



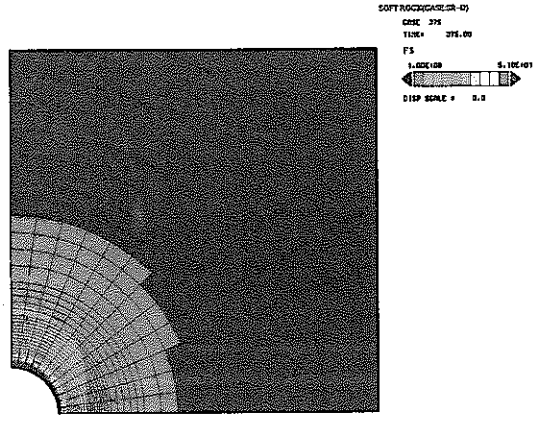
(1) 1 秒後



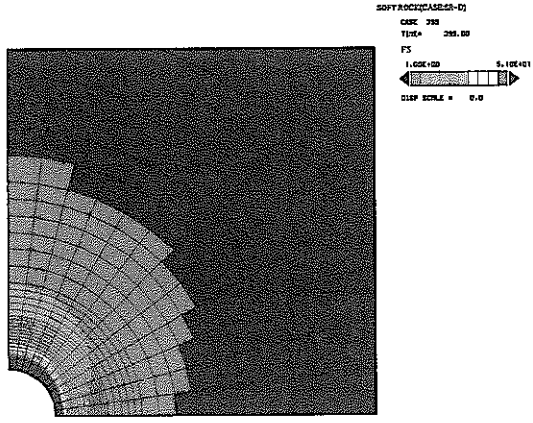
(2) 10 年後



(3) 100 年後



(4) 1,000 年後



(5) 10,000 年後

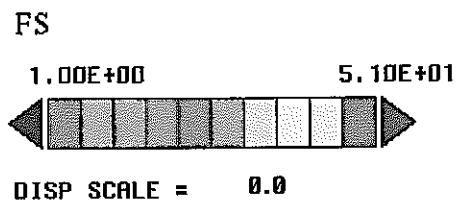
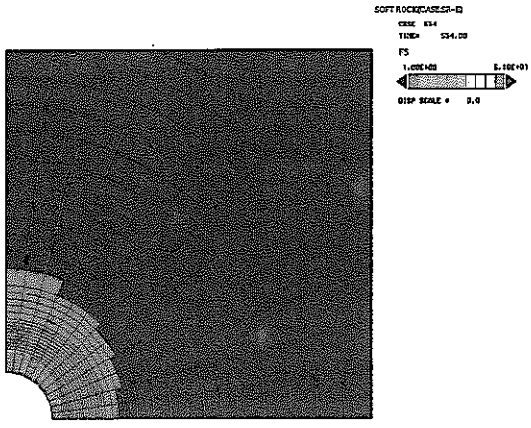
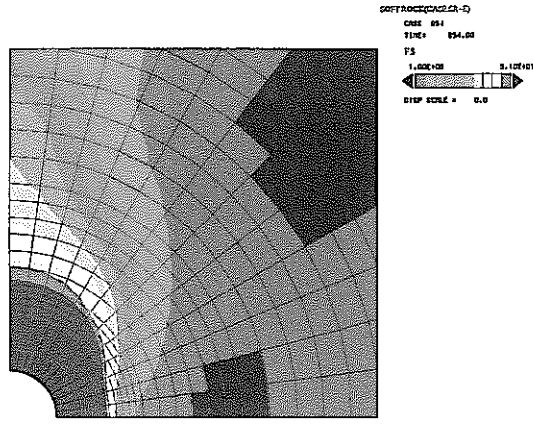


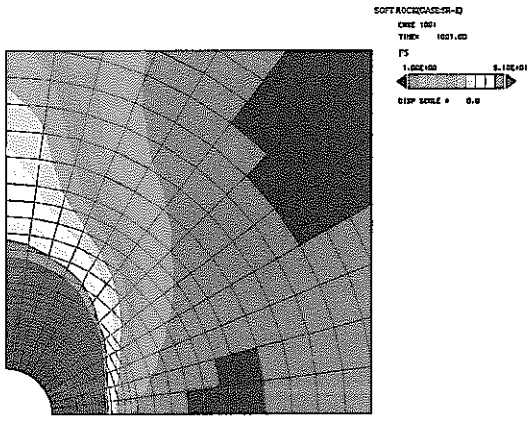
図 3-10 コンプライアンス分布図 [SRD-3]



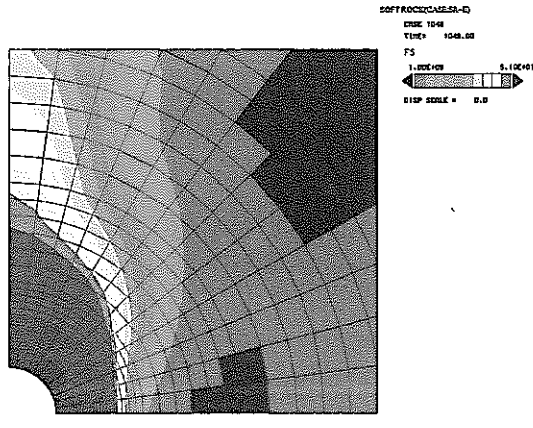
(1) 1 秒後



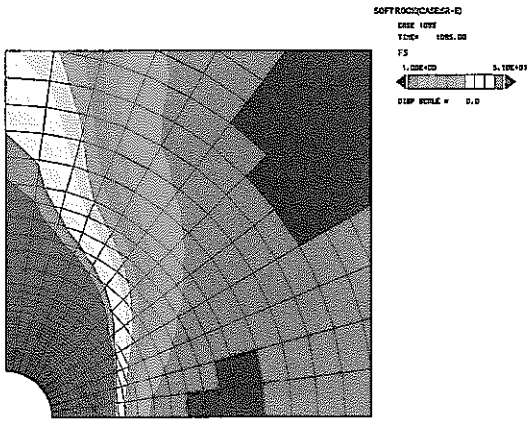
(2) 10 年後



(3) 100 年後



(4) 1,000 年後



(5) 10,000 年後

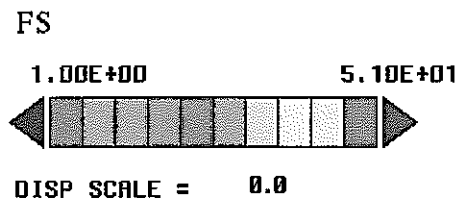
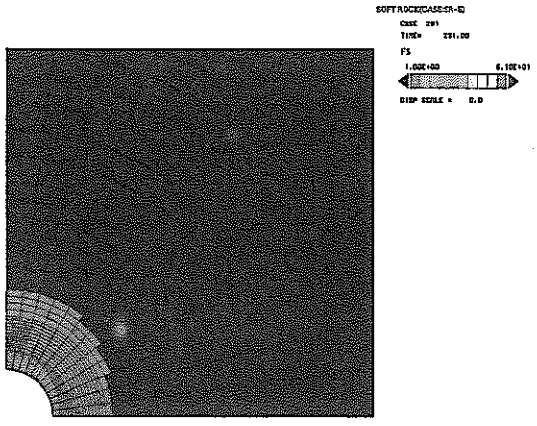
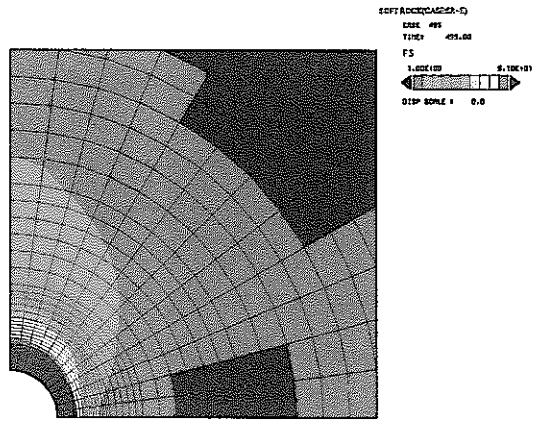


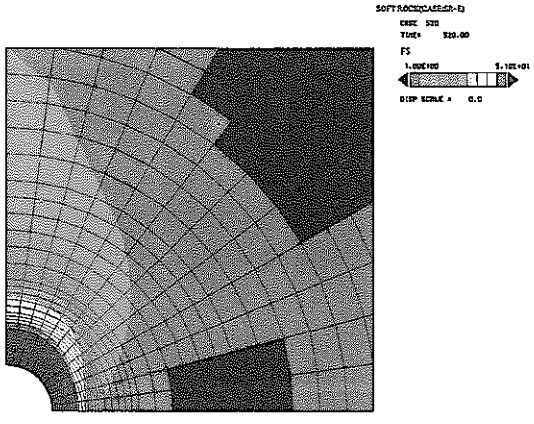
図 3-11 コンプライアンス分布図 [SRE-0]



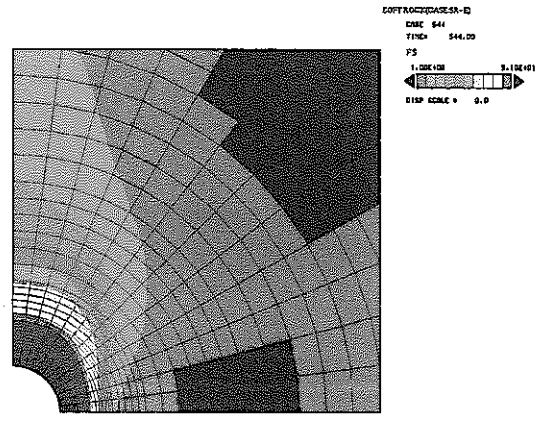
(1) 1 秒後



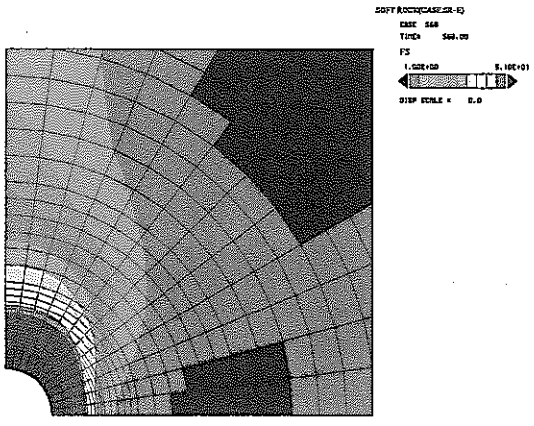
(2) 10 年後



(3) 100 年後



(4) 1,000 年後



(5) 10,000 年後

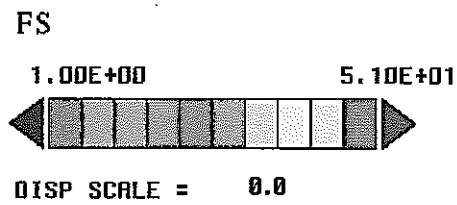


図 3-12 コンプライアンス分布図 [SRE-3]

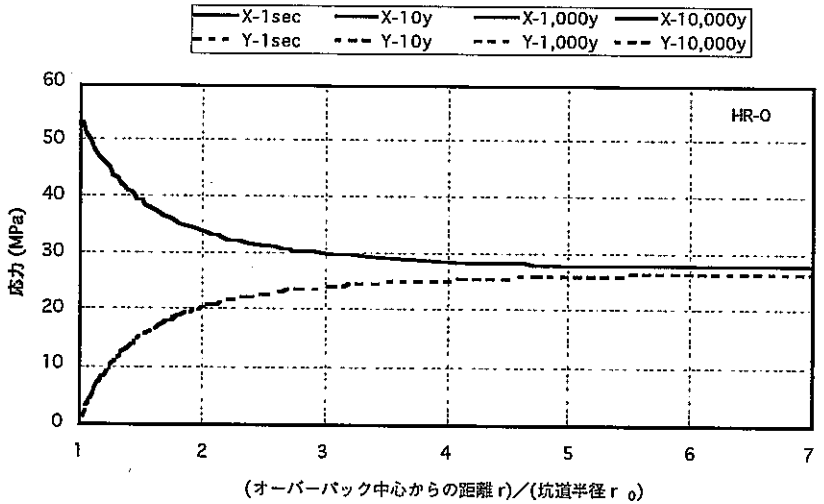


図 3-13 応力分布の経時変化 [HR-0]

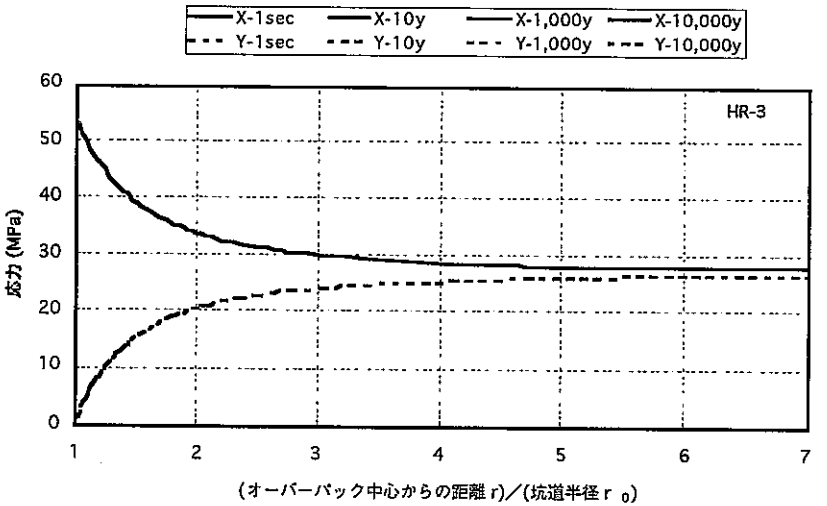


図 3-14 応力分布の経時変化 [HR-3]

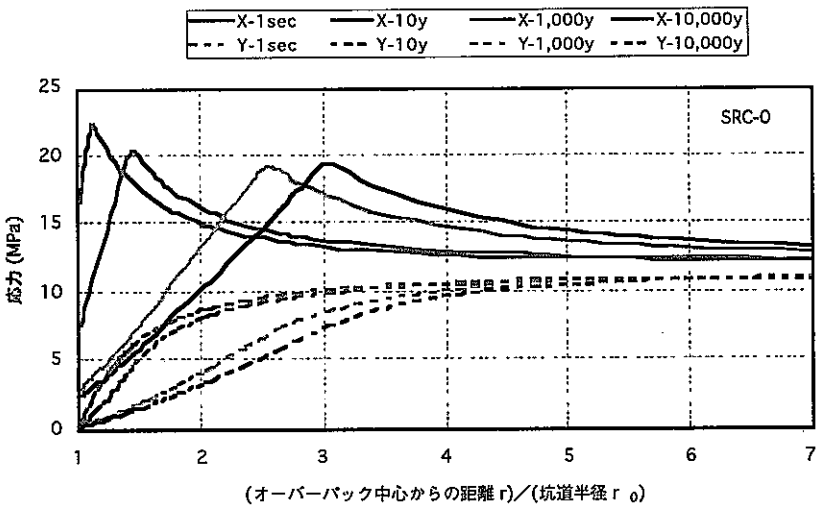


図 3-15 応力分布の経時変化 [SRC-0]

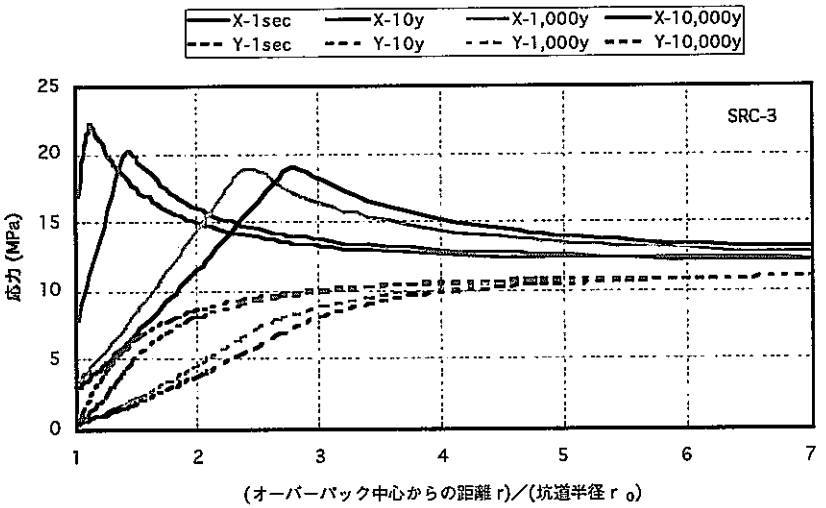


図 3-16 応力分布の経時変化 [SRC-3]

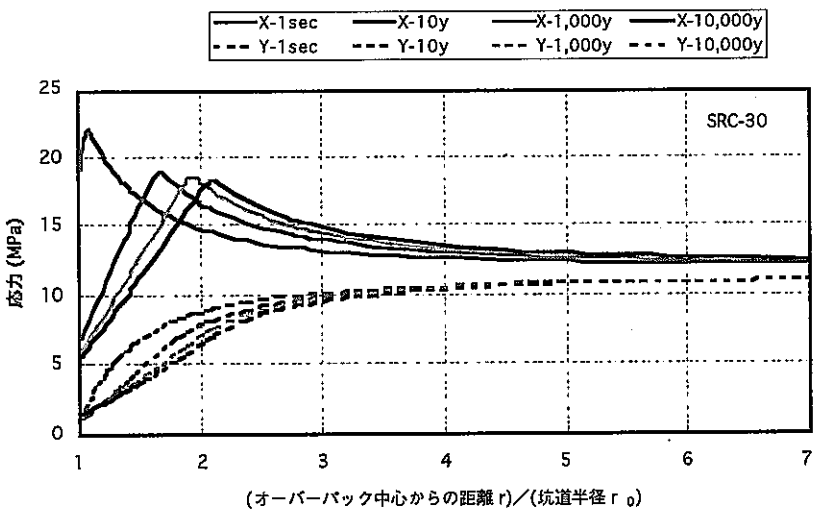


図 3-17 応力分布の経時変化 [SRC-30]

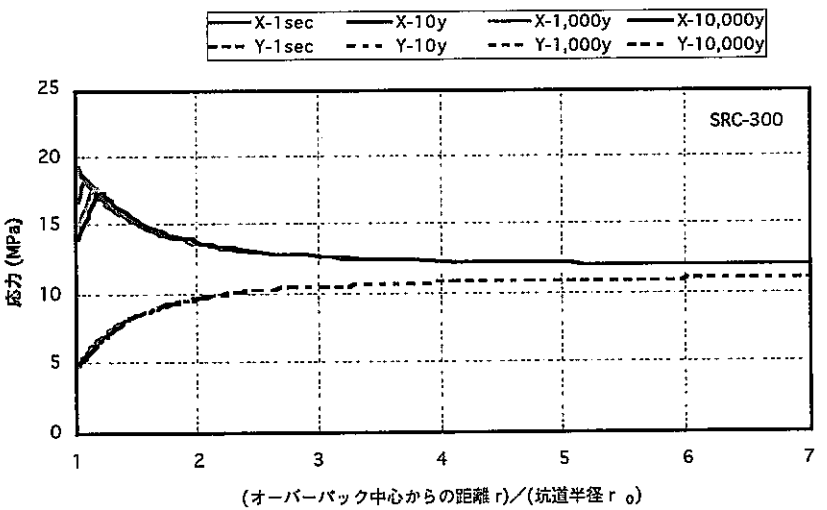


図 3-18 応力分布の経時変化 [SRC-300]

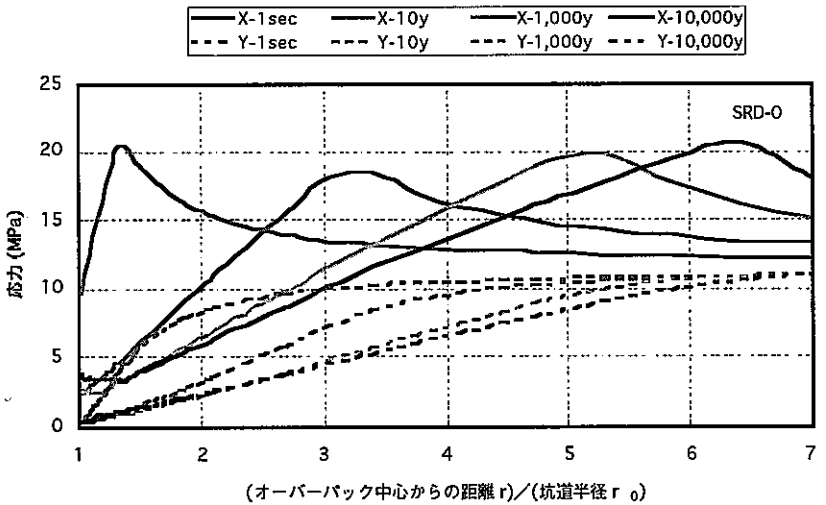


図 3-19 応力分布の経時変化［SRD-0］

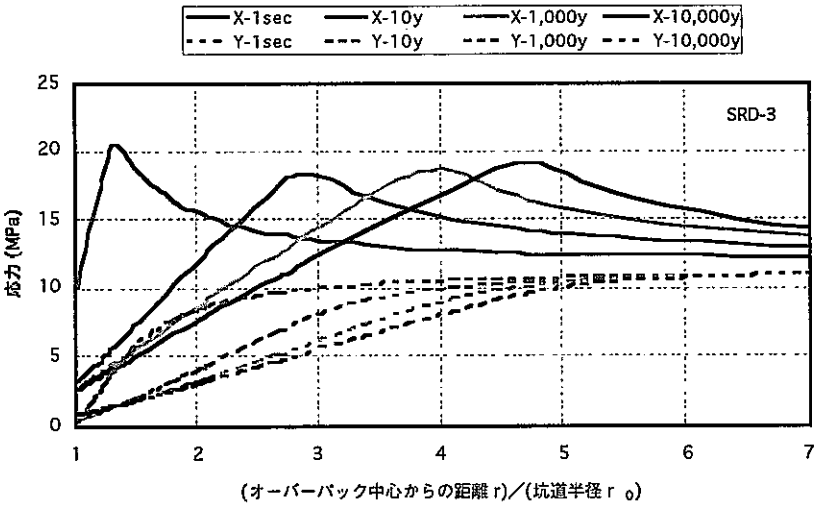


図 3-20 応力分布の経時変化［SRD-3］

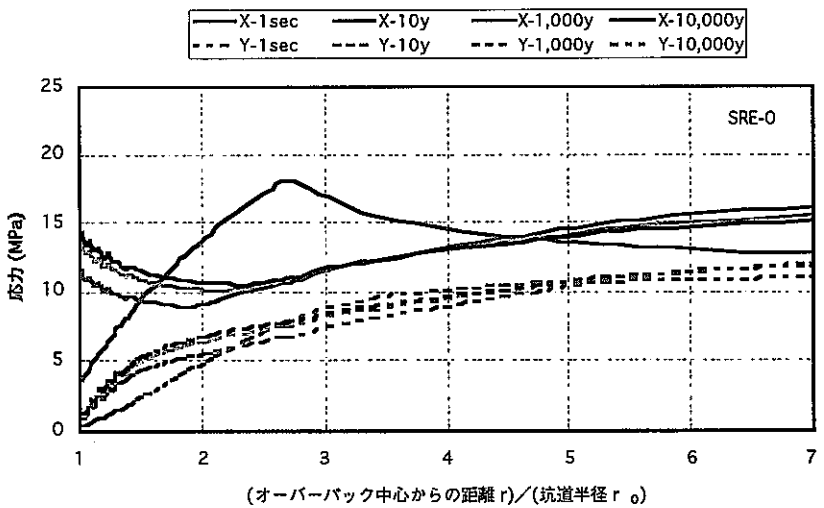


図 3-21 応力分布の経時変化［SRE-0］

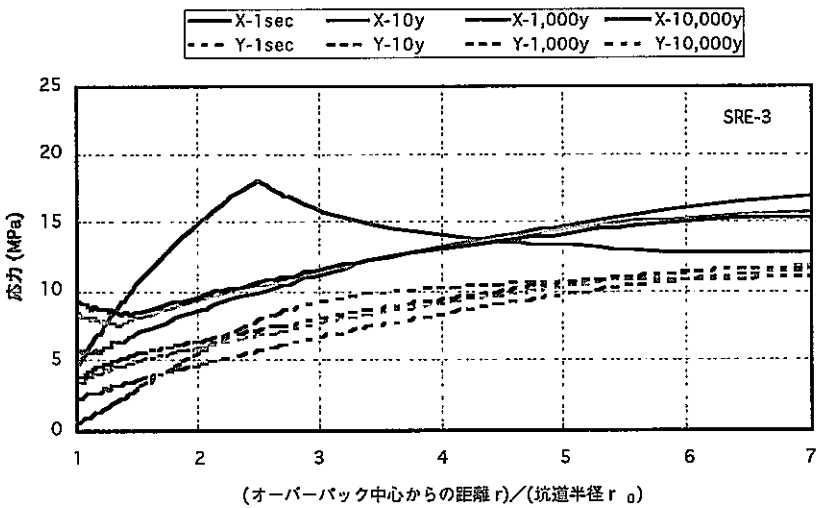


図 3-22 応力分布の経時変化［SRE-3］

4. オーバーパック腐食膨張解析

4.1 緩衝材の構成モデル

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表的な構成式である修正 Cam-Clay モデルを用いた（Schofield and Wroth, 1968；Roscoe and Burland, 1968）。以下にモデルの概要を示す。

土材料のひずみを，弾性成分 ε_{ij}^{E} と塑性成分 ε_{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。

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{E}=\frac{\kappa}{3(1+e_0)}\frac{\dot{p}}{p}\delta_{ij}+\frac{1}{2G}\dot{S}_{ij} \tag{4-1}$$

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。

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{P}=\Lambda\frac{\partial f}{\partial\sigma_{ij}} \qquad (\Lambda>0) \tag{4-2}$$

ここで，f は降伏関数，Λ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 ε_{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。

$$f=\frac{\lambda-\kappa}{1+e_0}\ln\left\{\frac{p\left(M^2+\eta^2\right)}{p_0\left(M^2+\eta_0{}^2\right)}\right\}=\varepsilon_V^P \tag{4-3}$$

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

$$\dot{\varepsilon}_{ij}=\dot{\varepsilon}_{ij}^{E}+\dot{\varepsilon}_{ij}^{P} \tag{4-4}$$

で与えられる。

上式（4-1）～（4-4）の標記で，λ，κ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，η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。

4.2 解析ケースおよび物性値

本解析では，緩衝材を修正 Cam-Clay モデル，オーバーパックを弾性体とした。岩盤はモデル化していないが，表 3-3 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」という）と，軟岩系岩盤想定モデル（以下，単に「軟岩系岩盤」という）について検討した。なお，硬岩系岩盤は緩衝材弾性係数が 3MPa のケース（HR-3），軟岩系岩盤は設定深度において現実的な支保を施工することが可能（黒木ほか，1999）な下限の物性値である SR-C を対象とし，緩衝材弾性係数が 3MPa のケース（SRC-3）をクリープ変形量として用いた。硬岩系岩盤では，結果的にはクリープ変形がなかったため，軸対称モデルでオーバーパックの３次元的な形状を考慮（とくに偶角部の影響）し，軟岩系岩盤では，同表に示す天端，側壁の変形量の違い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（Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc.，1997），評価期間は 10,000 年である。

荷重の時間的な取り扱い方は以下の①～③に示すとおりである（図 2-1 参照）。なお，実際のオーバーパックの腐食膨張，緩衝材の膨潤，緩衝材の圧密変形挙動等の現象は，緩衝材の不均質性や地圧の異方性等により，必ずしも一様に起こるものとは限らないが，この不均一性を評価設定することは現時点では困難であるため，全て均一な現象として捉えることとした。

①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。
②緩衝材の飽和までに 100 年要するとする。
③t_2=100 年からオーバーパックの腐食膨張が開始する。

また，炭素鋼オーバーパックの 1,000 年間の腐食による侵食深さの最大値が 31.8mm（谷口直樹ほか，1999），オーバーパックの設計上設定した 1,000 年間の腐食代が 40mm であることから（本間ほか，1999）腐食速度を 0.04mm y^{-1} とし，厚さ 190mm のオーバーパックが，4,750 年で全量腐食することとした。腐食生成物は相似形に体積の３倍膨張するものとして（須田ほか，1992），約 150mm の膨張量を想定した。解析上，オーバーパ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。オーバーパック部分の線膨張係数を 10.7×10^{-6}／℃　と仮定した場合，設定上昇温度Ｔは以下の値となる。

＜軸対称＞　　Ｔ＝膨張量の変形量／線膨張係数／膨張前の半径
　　＝　15.0／(10.7×10^{-6})／41　＝　34,191 (℃)
＜平面ひずみ＞Ｔ＝膨張量の変形量／（１＋ν）／線膨張係数／膨張前の半径
　　＝　15.0／(1+0.3)／(10.7×10^{-6})／41　＝　26,301 (℃)

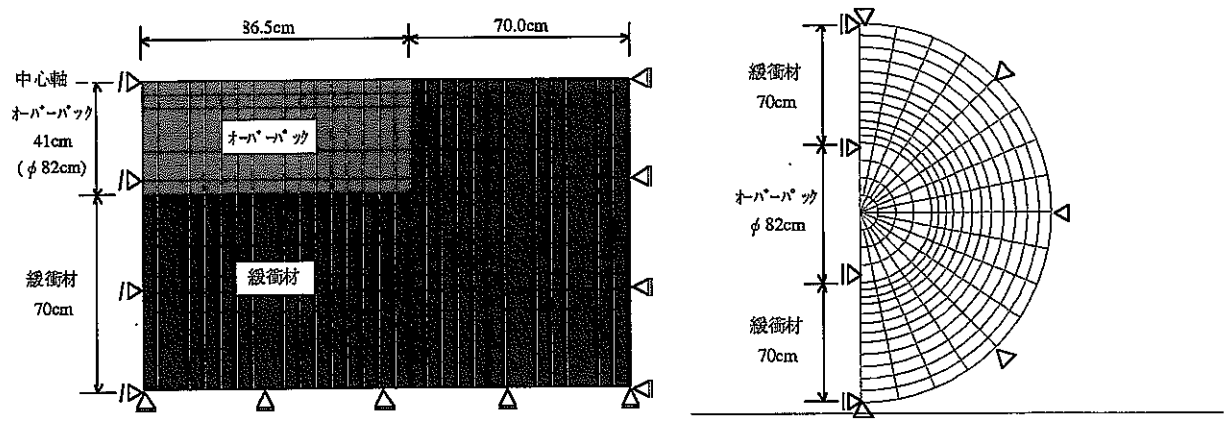
また，緩衝材にとって保守側の設定となるため，腐食生成物はオーバーパックと同じ剛性とした。解析用物性値を表 4-1に示す。オーバーパックは，炭素綱の物性値（単位体積重量は，ガラス固化体を含めて算出），緩衝材は乾燥密度 1.6Mg m^{-3} の 30wt%ケイ砂混合体について，各種試験より得られた物性値を用いた。

表 4-1 腐食膨張解析用物性値

対象			項目	単位	定数	備考
オーバーパック			弾性係数	MPa	2.1×10^{5}	
			ポアソン比	—	0.3	
			密度	Mg m^{-3}	6.63	ガラス固化体=0.5t，炭素鋼単体=7.85t m^{-3} とし，オーバーパック仕様より算出
緩衝材	土粒子骨格	弾塑性	圧縮指数	—	0.27	高治・鈴木（1999）参照
			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	初期を正規圧密状態と仮定
			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（膨潤応力）	MPa	0.5	鈴木・藤田（1999）参照
	間隙水		密度	Mg m^{-3}	1.0	
			透水係数	m s^{-1}	4.5×10^{-13}	松本ほか（1997）参照
			初期全水頭	—	0	

4.3 解析モデル

解析モデルを図 4-1に示す。拘束条件は図示のとおりであり，また，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）とする非定常圧密解析を行った。



(1) 硬岩系岩盤（軸対称）　　(2) 軟岩系岩盤（2 次元平面ひずみ）

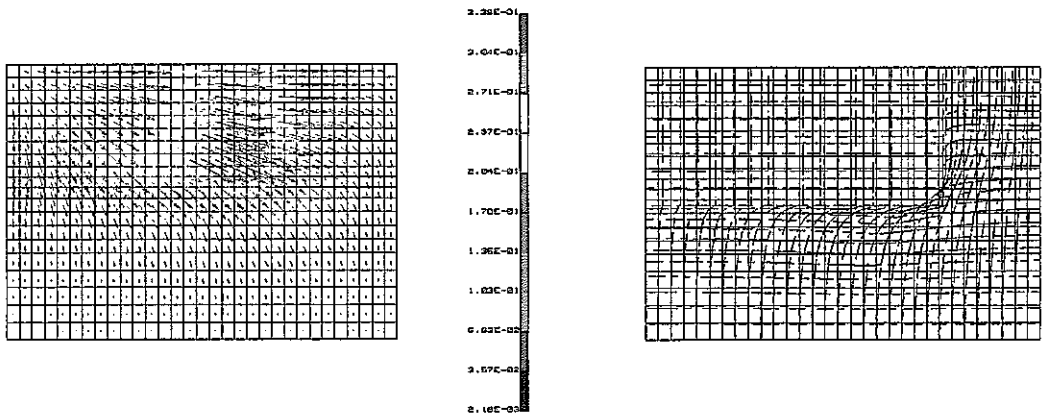
図 4-1 腐食膨張解析モデル

4.4 解析結果

4.4.1 変形状況

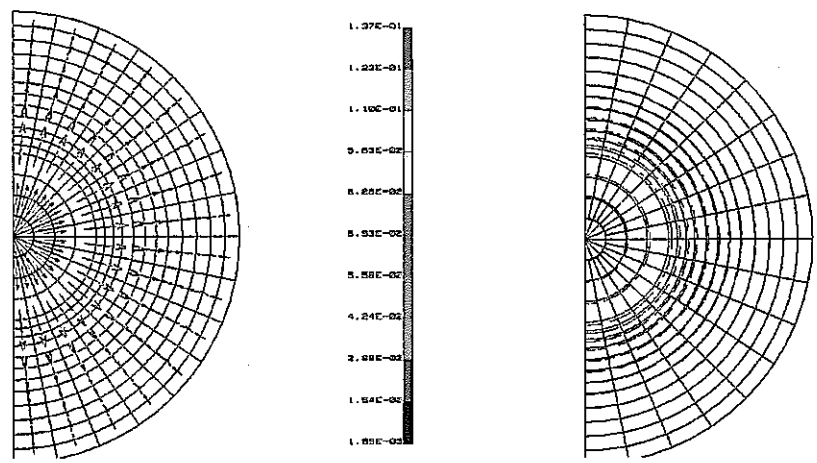
硬岩系岩盤，軟岩系岩盤それぞれの 10,000 年後の変形状況をベクトルとメッシュで図

4-2，図 4-3に示す。各々変形量は理解しやすいように拡大して表示している。そのため，メッシュ表示の中で上隅角部では図化処理上メッシュが重複しているような表現となっていることを付記する。図より，硬岩系岩盤（軸対称モデル）では，オーバーパックが相似形に膨張する条件で解析を進めた結果を受けて，オーバーパック隅角部で最大変位が生じ，その変位量は 35.0cm となっている。軟岩系岩盤（２次元平面ひずみモデル）では，緩衝材外周部付近で，岩盤のクリープ変形の考慮による中心部に向かう内部変位が生じており，また，中心部に近い他の部分は外周に向かい相似形状となる変形となっている。



(1) 変形ベクトル図　　(2) 変形メッシュ図

図 4-2 10,000 年後の変形状況 [硬岩系岩盤]



(1) 変形ベクトル図　　(2) 変形メッシュ図

図 4-3 10,000 年後の変形状況 [軟岩系岩盤]

4.4.2 応力状態と安定性

オーバーパック腐食膨張に伴う変形量の吸収している緩衝材の応力状態を検討するため，応力状態の分布を以下に整理した。

図 4-4～図 4-6は硬岩系岩盤の，オーバーパックの腐食代が腐食する 1,100 年後，4,850 年後（腐食膨張終了時），10,000 年後（各々腐食膨張開始より 1,000 年後，4,750 年後，9,900 年後に相当）の緩衝材の平均有効応力，せん断応力，応力比の分布図である。平均有効応

力は，腐食膨張が進むと大きくなり，その分布状況はいずれの時期でも隅角部付近で大きな値を示している。4,850 年後と 10,000 年後の平均有効応力の分布状態はほぼ同じ大きな変化はない。せん断応力も腐食膨張が進むと大きくなり，その分布状況は，平均有効応力の分布と同様，いずれの時期でも隅角部付近で大きな値を示している。また，応力比（＝せん断応力／平均有効応力）は，緩衝材が限界状態（最大応力比 M=0.63）となった時に破壊の状態を示すものである。平均有効応力，せん断応力同様，オーバーパック外周部周辺緩衝材の応力比が大きい結果となっている。その中でも隅角部に近い要素ほど応力比が高くなっており，最大値は

1,100 年後 ：0.589
4,850 年後 ：0.604
10,000 年後：0.603

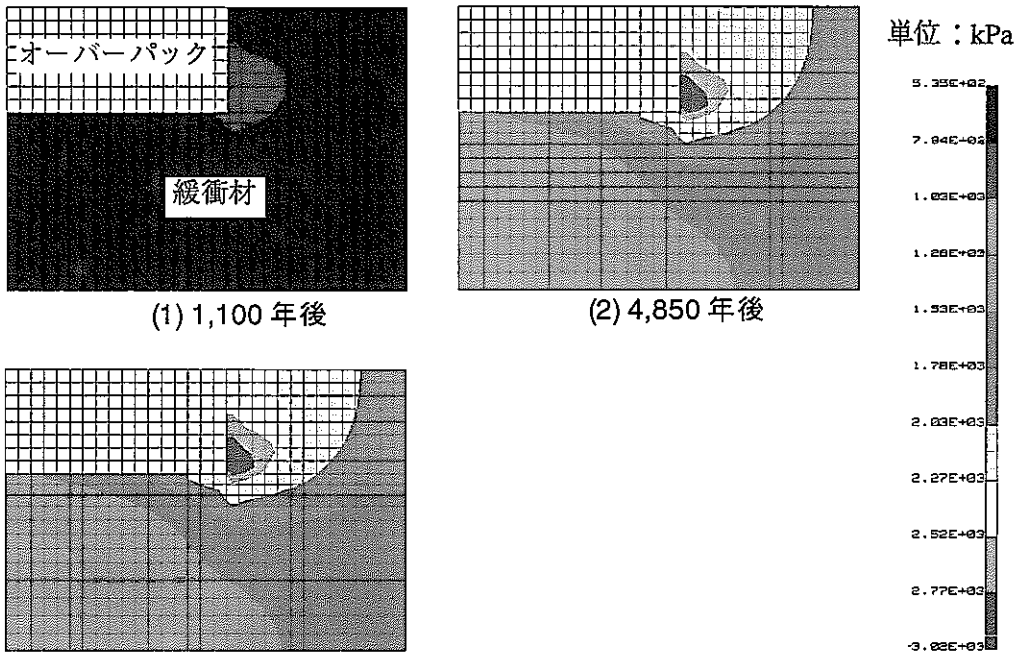
で，いずれも限界状態（最大応力比 M=0.63）に近い状態を示している。

図 4-7～図 4-9は軟岩系岩盤の 1,100 年後，4,850 年後，10,000 年後の緩衝材の平均有効応力，せん断応力，応力比の分布図である。平均有効応力は，腐食膨張が進むと大きくなり，その分布状況はいずれの時期でもオーバーパック近傍で大きな値を示している。軟岩系岩盤では，岩盤のクリープ変形を考慮しているので，腐食膨張変形終了後も平均有効応力のみ増加しているのがわかる。せん断応力も腐食膨張が進むと大きくなり，その分布状況は，平均有効応力の分布と同様，いずれの時期でもオーバーパック近傍で大きな値を示している。また，応力比は，全般的にはオーバーパック外周部周辺緩衝材で大きい結果となっており，最大値は 0.49 であった。

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 6mm 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。これは，半径方向の変位量としては同量のオーバーパック腐食膨張量を想定しているが，平面ひずみ解析では，奥行き方向の変形が発生しない分，せん断変形が少なく，かつ軸対称モデルで解析を行った硬岩系岩盤ではオーバーパックの隅角部に，より大きなせん断力が発生するためである。したがって，軟岩系岩盤においても 3 次元的な形状を考慮した評価が必要である。これについては，4.4.4に後述する

図 4-10には，硬岩系岩盤の，特に大きな応力比を示したオーバーパック胴部中心直下とオーバーパック隅角部，および軟岩系岩盤のオーバーパック直下の緩衝材の応力経路を示す。この図からも，腐食膨張の発生とともに平均有効応力，せん断応力ともに増加しているのがわかる。硬岩系岩盤では，オーバーパック胴部中心部直下および隅角部で平均有効応力，せん断応力の大きさは異なっているが，増加経路としては，ともに破壊状態を示す限界状態線（C.S.L.）に沿いながら大きくなっている。よって，オーバーパック近傍のごく限られた部分は，破壊に近い挙動を示しているといえる。軟岩系岩盤も同様に C.S.L.に漸近した後，C.S.L.に沿いながら大きくなっており，若干ではあるが腐食膨張の終了後には，せん断応力は増加せず，平均有効応力のみが増加する経路がみられる。これは，前述のように，腐食膨張完了後も継続する周辺境界の岩盤クリープ変形の影響により平均応力

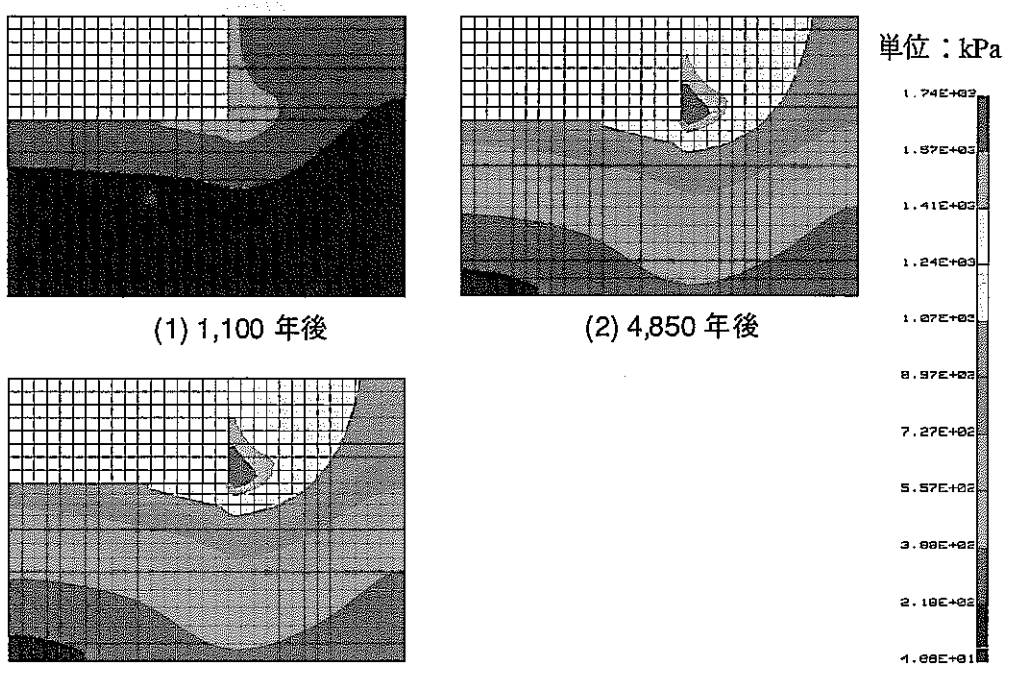
のみが増加したことによるものである。これらの結果は，オーバーパック近傍のごく限られた部分の挙動であるが，仮に，緩衝材と岩盤の境界部がこのような応力状態になったとしても，岩盤に対しては，硬岩系，軟岩系岩盤とも，初期地圧（硬岩系岩盤 26.7MPa，軟岩系岩盤 11.0MPa）を越え，岩盤に引張応力が作用するような内圧とはならない。



(1) 1,100 年後　(2) 4,850 年後

(3) 10,000 年後

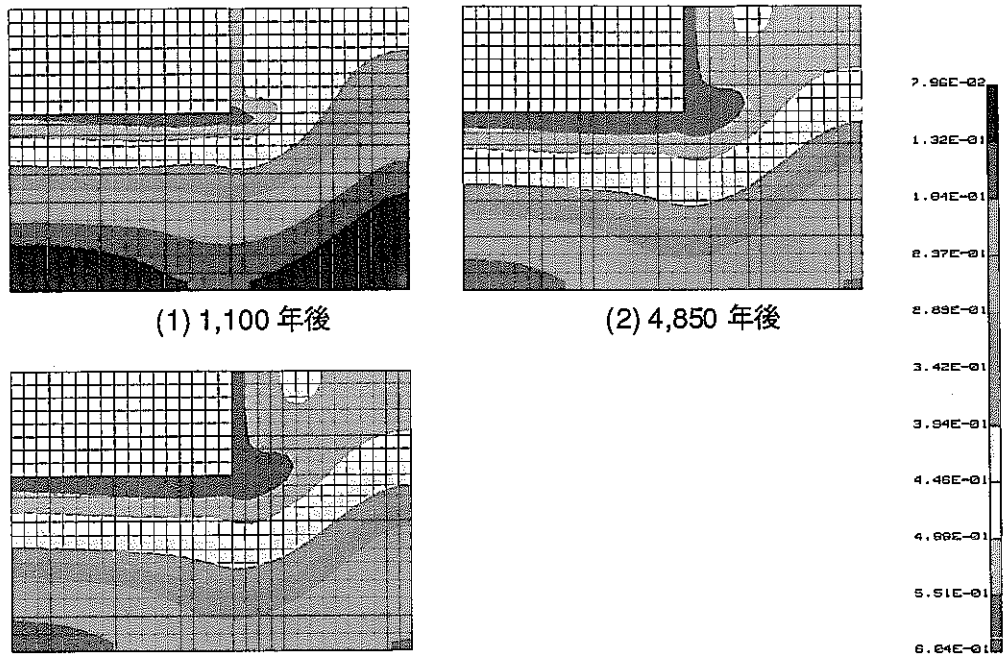
図 4-4 平均有効応力分布図 [硬岩系岩盤]



(1) 1,100 年後　(2) 4,850 年後

(3) 10,000 年後

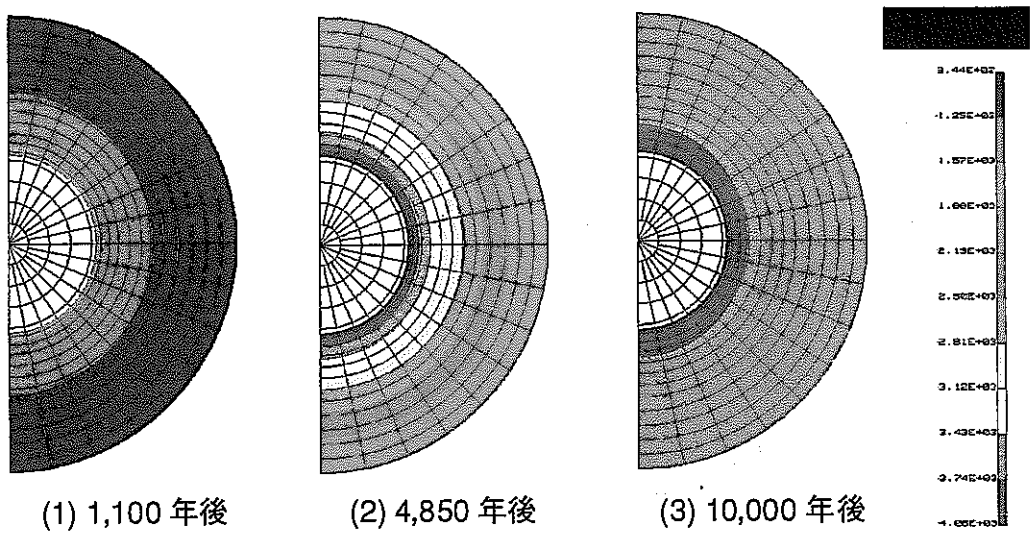
図 4-5 せん断応力分布図 [硬岩系岩盤]



(1) 1,100 年後　　(2) 4,850 年後

(3) 10,000 年後

図 4-6 応力比分布図 [硬岩系岩盤]



(1) 1,100 年後　　(2) 4,850 年後　　(3) 10,000 年後

図 4-7 平均有効応力分布図 [軟岩系岩盤]

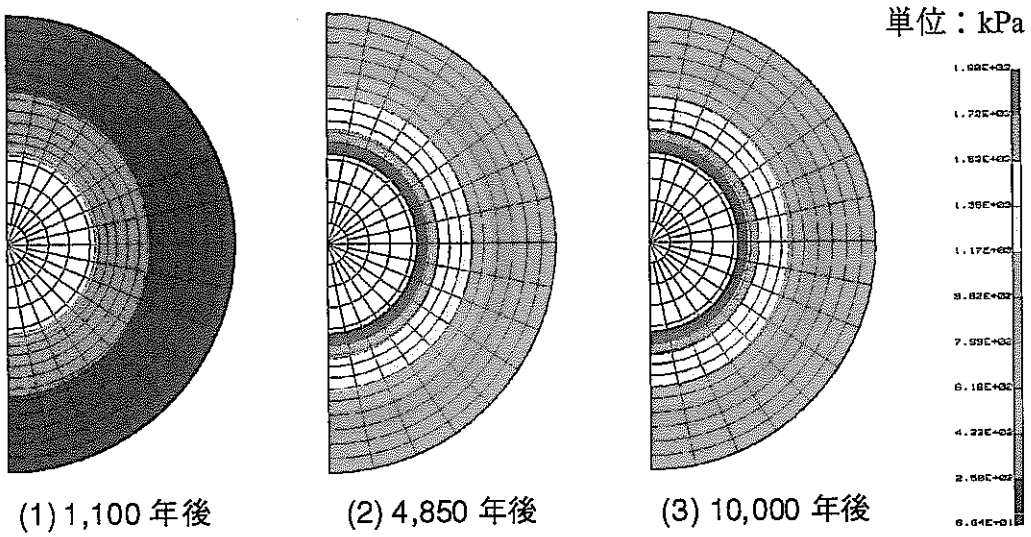


図 4-8 せん断応力分布図 [軟岩系岩盤]

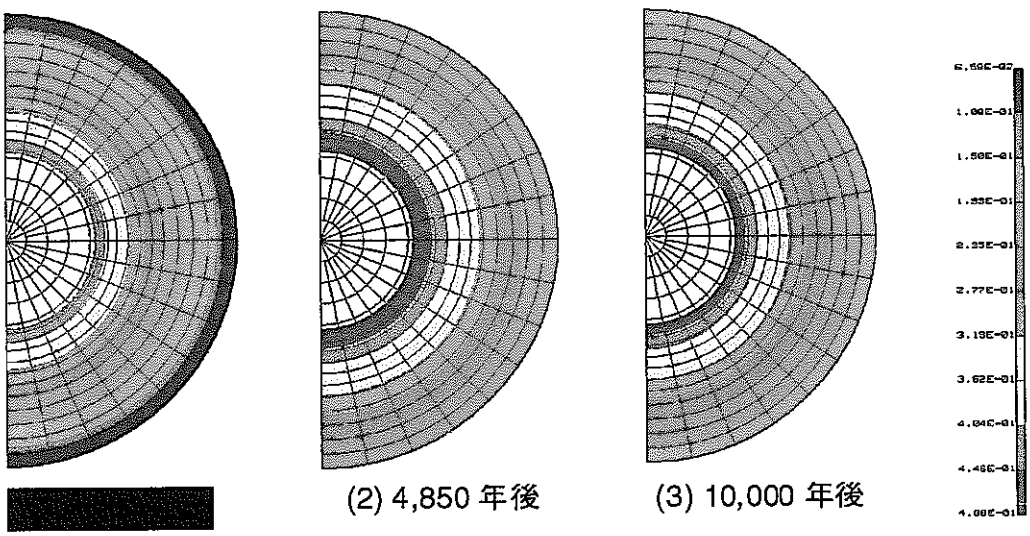


図 4-9 応力比分布図 [軟岩系岩盤]

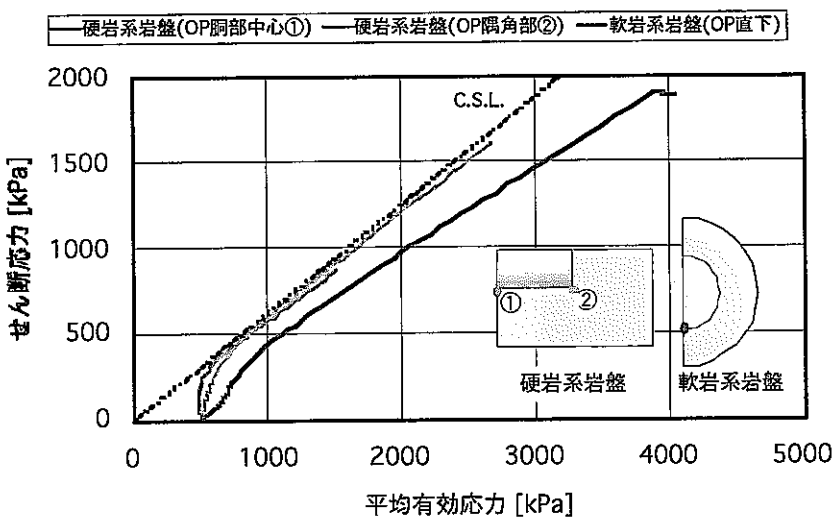


図 4-10 緩衝材の応力経路

4.4.3 過剰間隙水圧

図 4-11，図 4-12は，硬岩系岩盤，軟岩系岩盤それぞれの 200 年後，600 年後，1,100 年後，4,850 年後，4,850.1 年後，4,850.3 年後（各々腐食膨張開始より 100 年後，500 年後，1,000 年後，4,750 年後，4,750.1 年後，4,750.3 年後に相当）の過剰間隙水圧の分布を示す。硬岩系岩盤では，過剰間隙水圧の挙動は，排水経路の長さが大きく影響し，排水境界までの距離が最も長いオーバーパック蓋部中心で最も大きくなっている。軟岩系岩盤では，オーバーパック周辺ほど過剰間隙水圧の発生が大きく，同心円上の分布となっている。いずれのケースも，腐食膨張終了後（4,850 年後）急激に消散していることがわかる。

図 4-13は，硬岩系岩盤のオーバーパック胴部中心，偶角部，蓋部中心および，軟岩系岩盤のオーバーパック直下における腐食膨張開始後（t_2=100 年以降）の緩衝材の過剰間隙水圧の経時変化である。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。いずれにしろ，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。

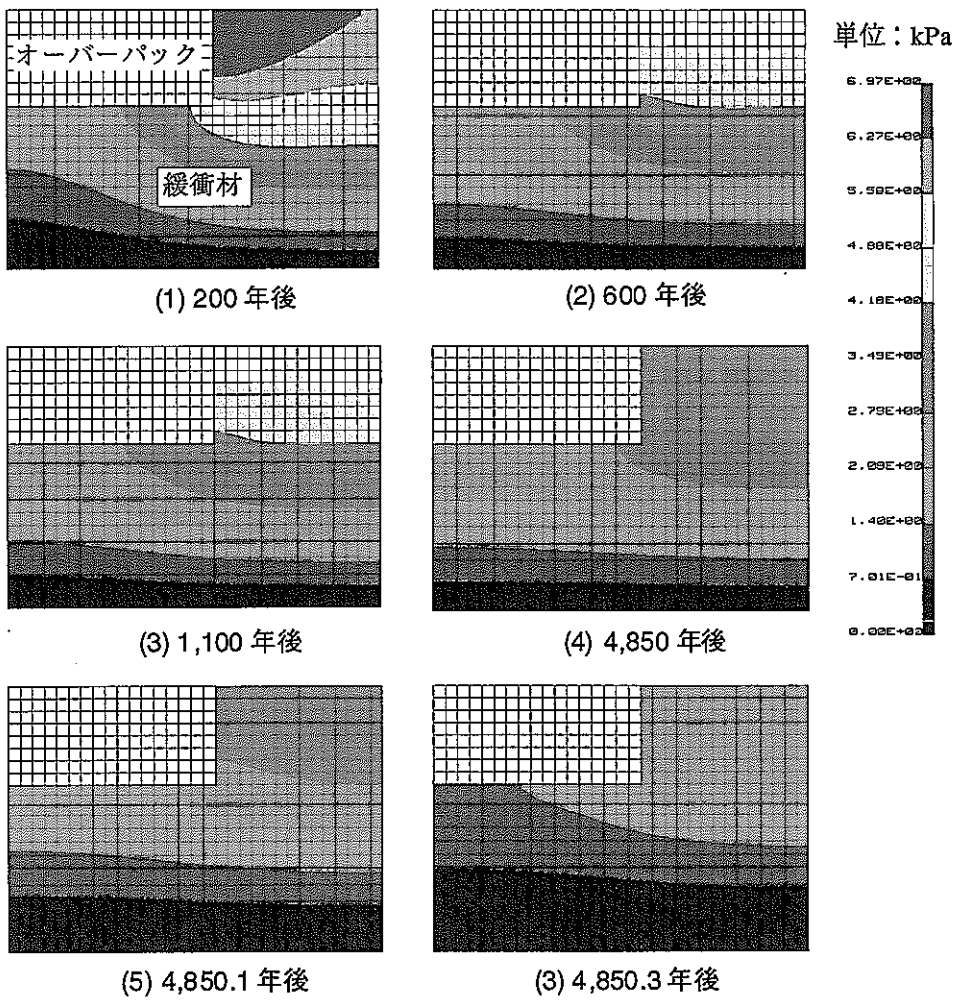
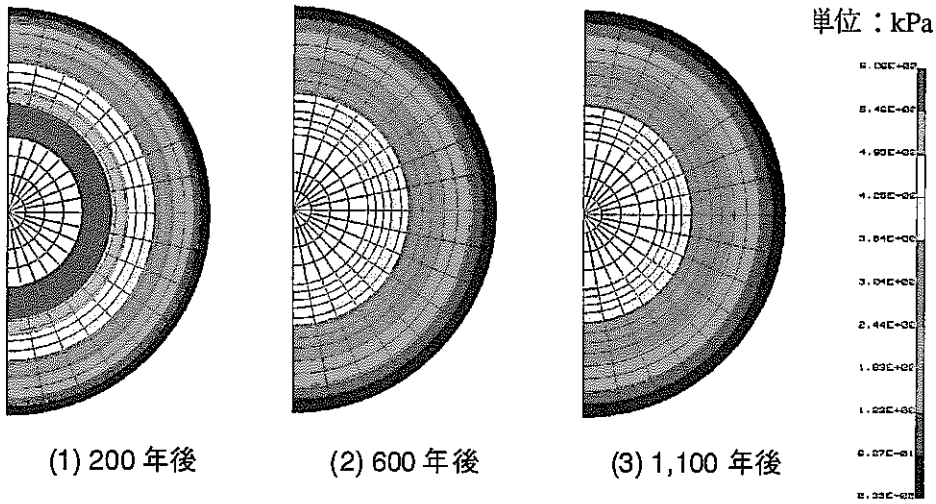


図 4-11 過剰間隙水圧分布図 [硬岩系岩盤]



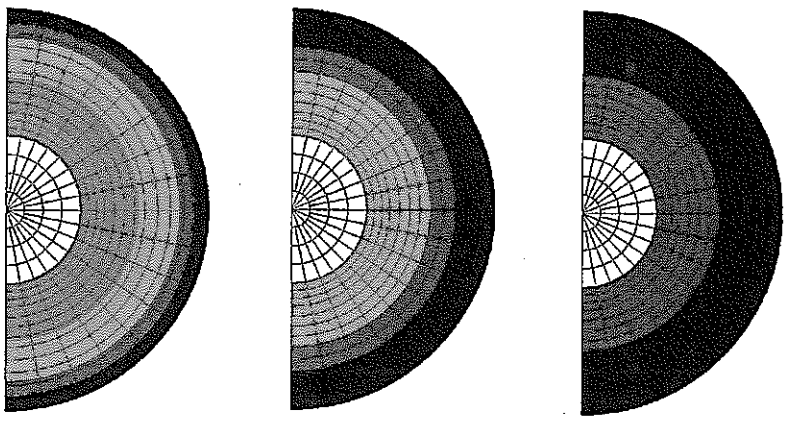


図 4-12 過剰間隙水圧分布図 [軟岩系岩盤]

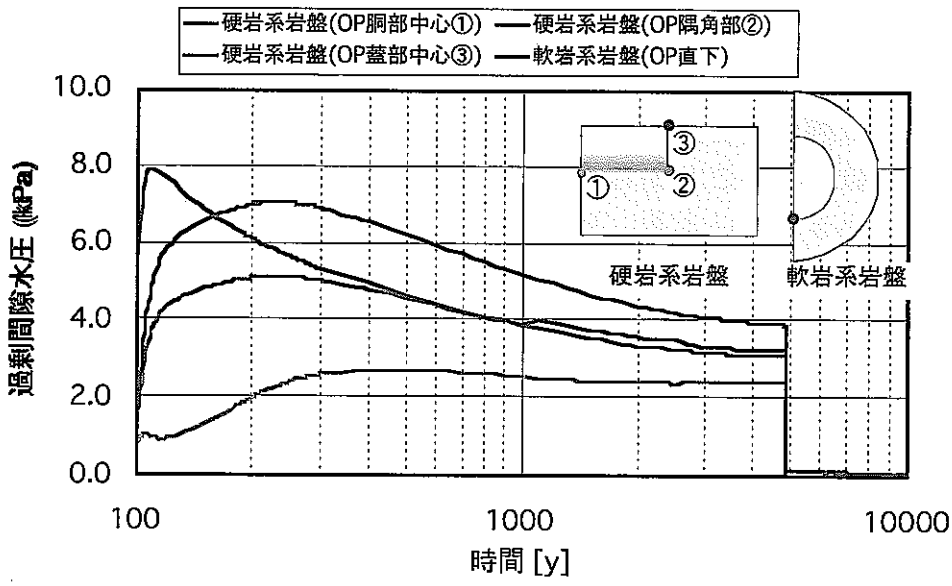


図 4-13 過剰間隙水圧の経時変化

4.4.4 クリープ変形，形状効果の影響の検討

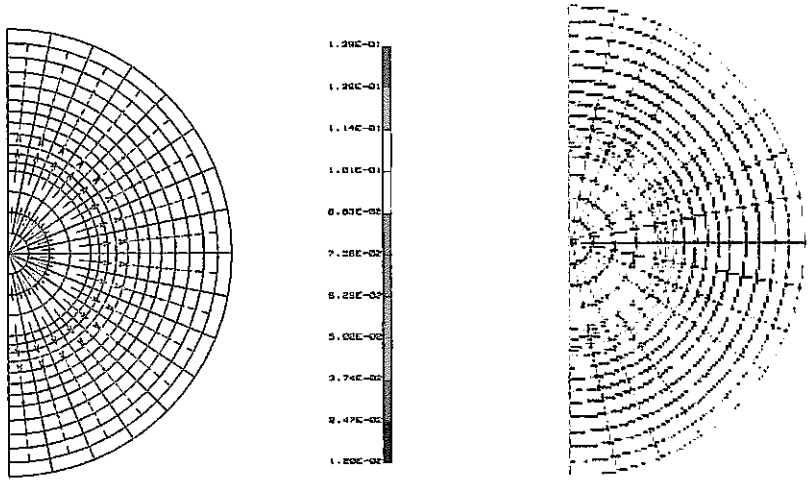
参考ケースとして，軟岩系岩盤のクリープ変形の影響についての比較のため，また，軸対称モデルと２次元平面ひずみモデルとの比較にもなるため，岩盤クリープ変形を考慮しない２次元平面ひずみモデルのケース（以下，「参考ケース」という）についても解析を行った。

図 4-14は，10,000 年後の変形状況をベクトルとメッシュで示す。緩衝材外周部は固定条件であることを受けて，緩衝材の変形はすべてオーバーパック中心から外周部に向かい相似形状となる変形となっている。

図 4-15～図 4-17は，オーバーパックの腐食代が腐食する 1,100 年後，4,850 年後（腐食膨張終了時），10,000 年後の緩衝材の平均有効応力，せん断応力，応力比の分布図である。軟岩系岩盤の結果と同様な挙動であるが，岩盤クリープ変形を考慮していないため，4,850 年後と 10,000 年後の平均有効応力が変化していない点が異なる。応力比の最大値は，4,850 年後，10,000 年後とも 0.50 となった。また，オーバーパック直下の緩衝材の応力経路を図 4-18示す。図中には，先に示した岩盤クリープ変形を考慮した軟岩系岩盤の結果も付記した。図より，増加経路の初期部分，最終状態で若干岩盤クリープ変形の影響の差異がみられるが，応力比は大きく変わらない結果となった。

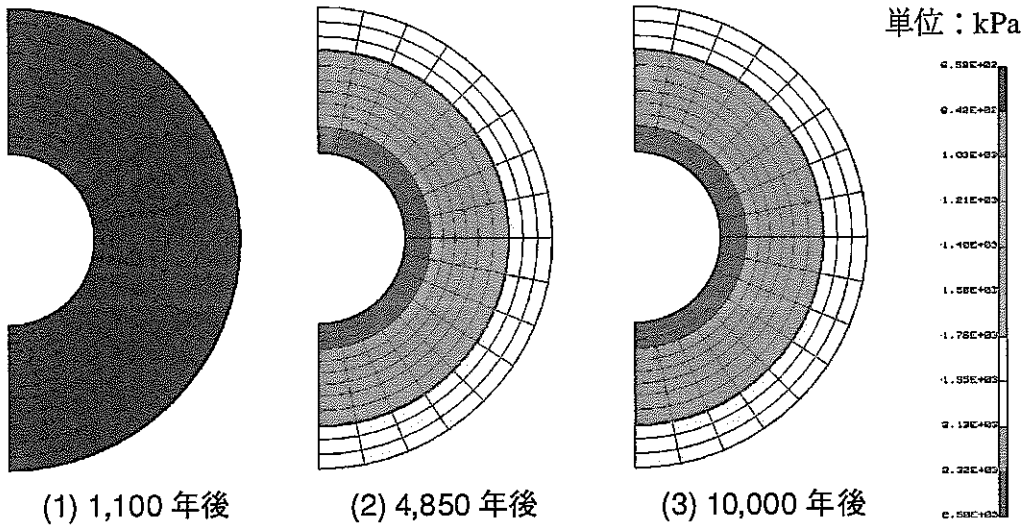
図 4-19は，200 年後，600 年後，1,100 年後，4,850 年後，4,850.1 年後，4,850.3 年後の過剰間隙水圧の分布，図 4-20は，腐食膨張開始後（t_2=100 年以降）の，オーバーパック直下における緩衝材の過剰間隙水圧の経時変化である。経時変化図についても，応力経路同様，岩盤クリープ変形を考慮した軟岩系岩盤の結果も付記した。全般にわたって岩盤クリープ変形の影響の差異がみられ，最大値は２倍程度参考ケースの方が低くなったが，両ケースとも非常に微小な値であるといえる。

以上の参考ケースの結果から，２次元平面ひずみでクリープを考慮した軟岩系岩盤ケースに比べ，平均有効応力，せん断応力の最終的な絶対値は若干異なるものの，応力比分布はほとんど変わらなかったこと，両者の過剰間隙水圧の発生量は絶対量は２倍程度異なるものの，相対的には静水圧と比較しても微小であること，また，前述のようにクリープ変形の異方性の影響は小さいことから，軟岩系岩盤における今回の解析条件下での岩盤クリープの影響は概ね小さいといえる。したがって，軟岩系岩盤において岩盤クリープ変形を考慮し，かつ，オーバーパックの３次元的な形状（偶角部の影響）を考慮しても，緩衝材の応力挙動はオーバーパックの腐食膨張がより支配的となるため，硬岩系岩盤の結果と大きくは変わらないと予想される。



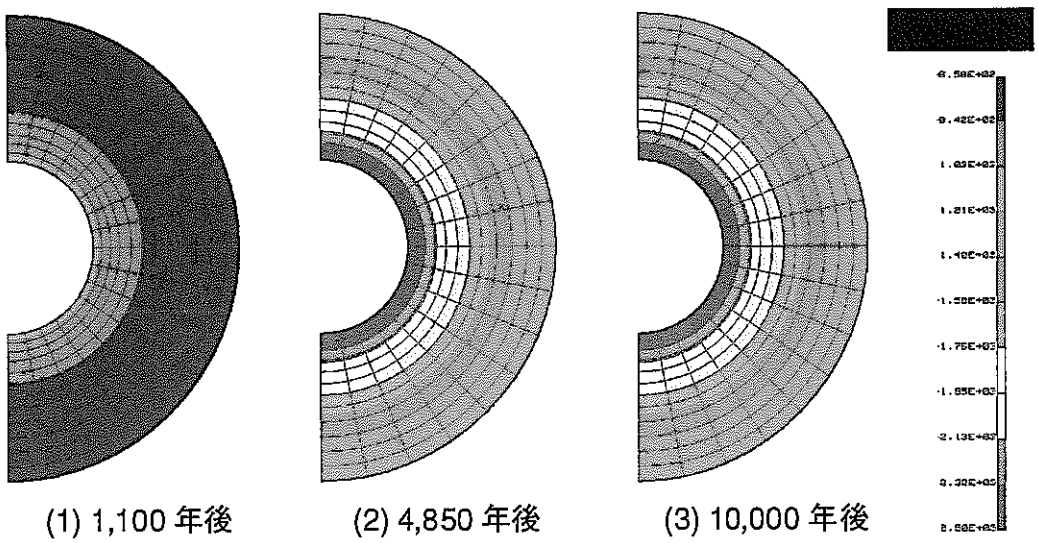
(1) 変形ベクトル図　　(2) 変形メッシュ図

図 4-14 10,000 年後の変形状況 [参考ケース]



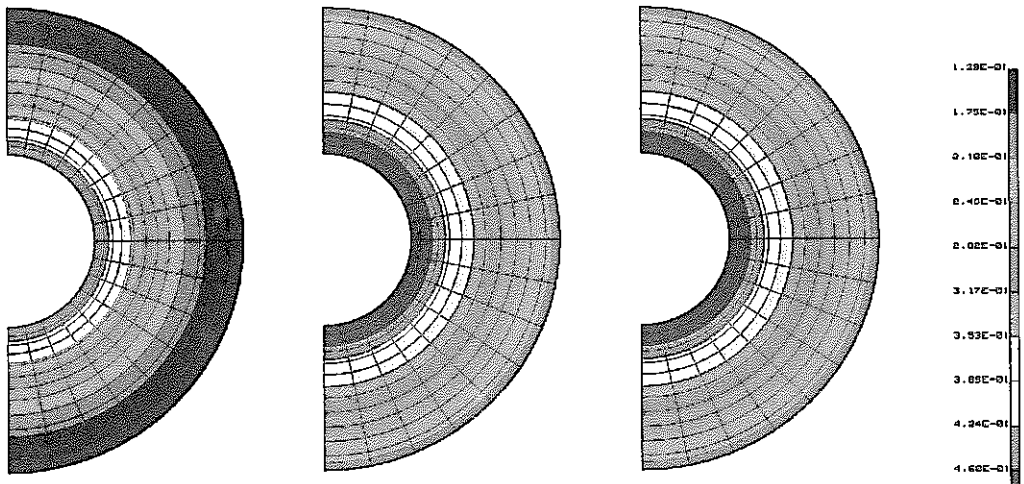
(1) 1,100 年後　　(2) 4,850 年後　　(3) 10,000 年後

図 4-15 平均有効応力分布図 [参考ケース]



(1) 1,100 年後　　(2) 4,850 年後　　(3) 10,000 年後

図 4-16 せん断応力分布図 [参考ケース]



(1) 1,100 年後　　(2) 4,850 年後　　(3) 10,000 年後

図 4-17 応力比分布図 [参考ケース]

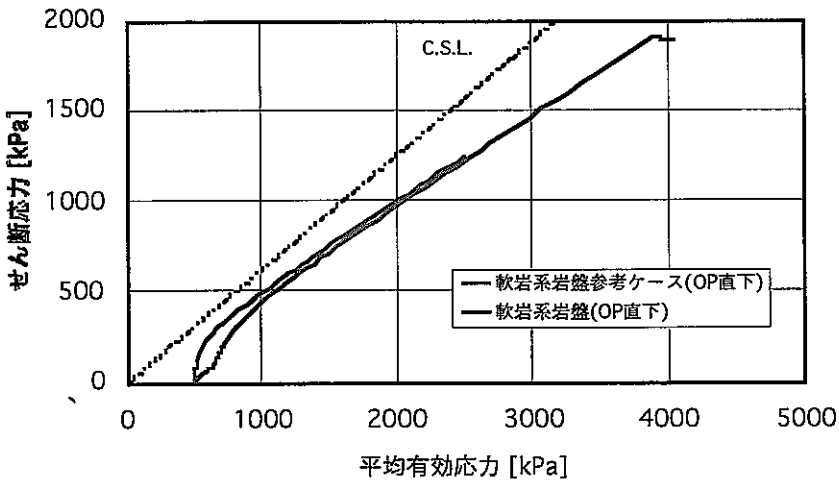
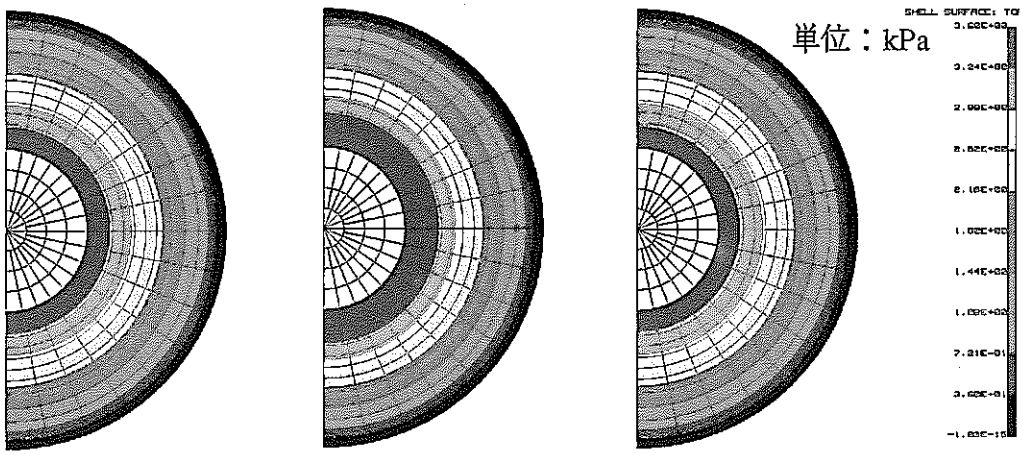
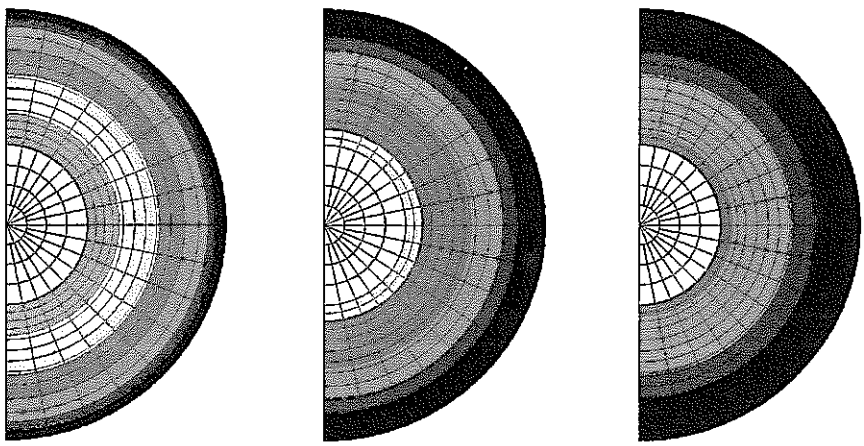


図 4-18 緩衝材の応力経路



(1) 200 年後　　(2) 600 年後　　(3) 1,100 年後



(1) 4,850 年後　　(2) 4,850.1 年　　(3) 4,850.3 年後

図 4-19 過剰間隙水圧分布図 [参考ケース]

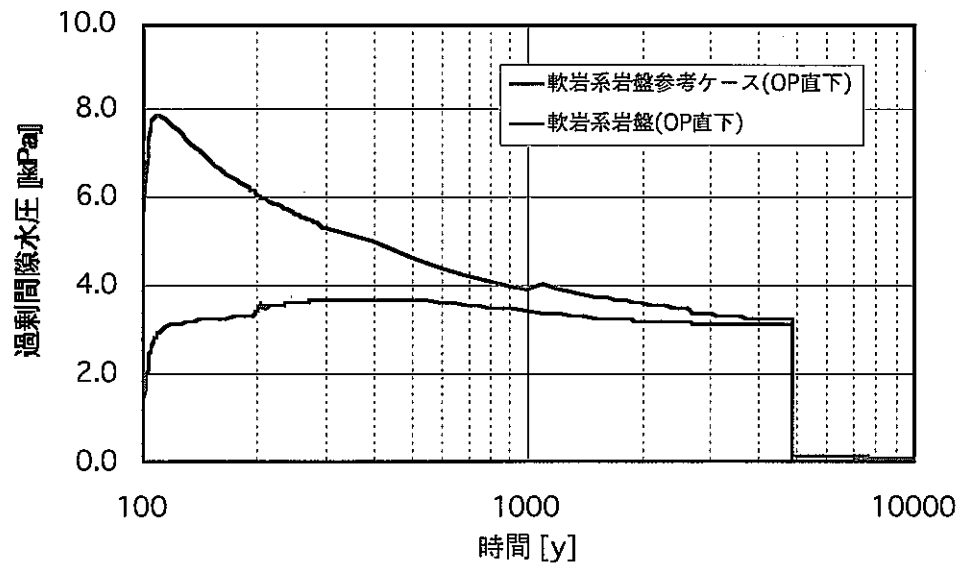


図 4-20 過剰間隙水圧の経時変化

5. オーバーパック沈下解析

5.1 緩衝材の構成モデル

オーバーパ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（松井・阿部，1984），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（Sekiguchi and Ohta, 1977）。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（ダイレイタンシー）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事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，(4-1)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。

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{VP} = \Lambda \frac{\partial F}{\partial \dot{\sigma}_{ij}} \tag{5-1}$$

ここで，Λ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 ε_v^{VP} 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イ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。

$$F = \alpha \cdot \ln\left\{1 + \frac{\dot{v}_0 \cdot t}{\alpha} \exp(f/\alpha)\right\} = \varepsilon_V^{VP} \tag{5-2}$$

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。

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln(p/p_0) + D \cdot \eta^* \tag{5-3}$$

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

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \dot{\varepsilon}_{ij}^{E} + \dot{\varepsilon}_{ij}^{VP} \tag{5-4}$$

で与えられる。

上式(5-1) ～(5-4) の標記で，λ，κは圧縮指数，膨潤指数，e_0は初期間隙比，αは二次圧密係数，$\dot{v}_0$は初期体積ひずみ速度，Dはダイレイタンシー係数である。また，(5-3) 式中の応力に関するパラメータを以下に示す。

$$\eta^* = \sqrt{\frac{3}{2}(\eta_{ij} - \eta_{ij0})(\eta_{ij} - \eta_{ij0})} \tag{5-5}$$

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

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

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

添え字の”0”は初期値を表す。また，δ_{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。

5.2 解析ケースおよび物性値

本解析では，緩衝材を関口-太田モデル，オーバーパックを弾性体とし，オーバーパ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，処分孔竪置き方式と処分坑道横置き方式（動力炉・核燃料開発事業団，1992）の両方式について検討した。また，前述のように，オーバーパックの腐食膨張およ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。処分孔竪置き方式は軸対称モデル，処分坑道横置き方式は2次元平面ひずみモデル，解析コードはDACSAR（太田・飯塚，1983；Iizuka and Ohta，1987），評価期間は10,000年である。解析用物性値を表 5-1に示す。オーバーパックは，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），緩衝材は乾燥密度 1.6Mg m^{-3} の30wt%ケイ砂混合体について，各種試験より得られた物性値を用いた。粘性物性値である二次圧密係数α，初期体積ひずみ速度$\dot{v}_0$は，クリープ試験結果（高治・鈴木，1999）の軸ひずみ－時間関係を逆解析的に，粘性定数値を種々変化させてフィッティングさせることにより，α=5.0× 10^{-4}，$\dot{v}_0$=2.0×10^{-8} h^{-1}と設定した（図 5-1参照）。なお，逆解析に用いたクリープ試験データは，有効拘束圧 2.94MPa，破壊応力の 30%のクリープ応力載荷のものを用いた。

表 5-1　沈下解析用物性値

対象			項目	単位	定数	備考
オーバーパック			弾性係数	MPa	2.1×10^{5}	
			ポアソン比	—	0.3	
			密度	$Mg\ m^{-3}$	6.63	ガラス固化体=0.5t，炭素鋼単体=7.85t m^{-3}とし，オーバーパック仕様より算出
緩衝材	土粒子骨格	弾塑性	圧縮指数	—	0.27	高治・鈴木（1999）参照
			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	初期を正規圧密状態と仮定
			先行圧密時の静止土圧係数	—	1.0	
		粘性				
		初期	現在の静止土圧係数	—	1.0	
			初期有効応力（膨潤応力）	MPa	0.5	鈴木・藤田（1999）参照
	間隙水		密度	$Mg\ m^{-3}$	1.0	
			透水係数	$m\ s^{-1}$	4.5×10^{-13}	松本ほか（1997）参照
			初期全水頭	—	0	

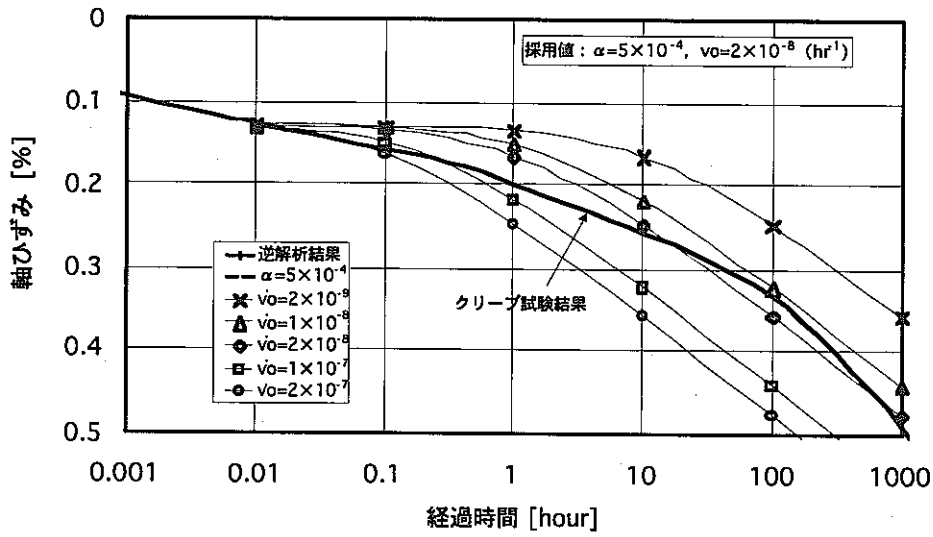
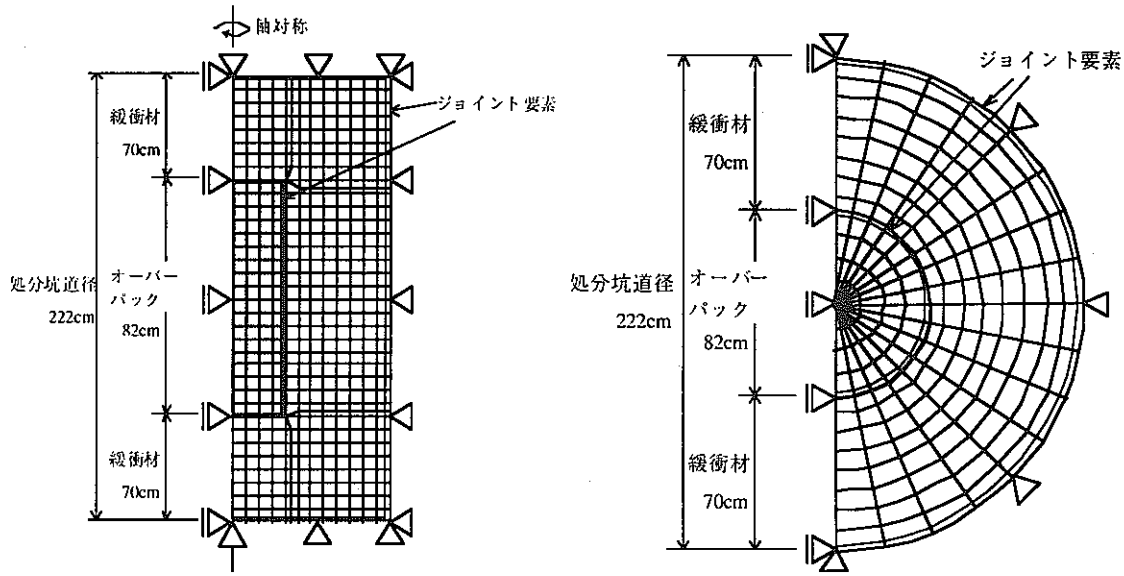


図 5-1　三軸非排水クリープ試験の軸ひずみ～経過時間関係

5.3 解析モデル

解析モデルを図 5-2に示す。変形の対称性を考慮してサイトの半分の領域をモデル化し，対称軸上の節点の水平方向の変位および，最外周の節点の水平・鉛直方向を拘束した。また，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。さらに，緩衝材と岩盤および，オーバーパックの境界部のはく離・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（モールクーロンの破壊基準）に達した場合に生じるものとした。ここで，緩衝材のせん断強度は，飽和ケイ砂混合体の一軸圧縮強度の 1/2（0.15MPa）とした（高治・鈴木，1999）。ジョイント要素の直ば

ね剛性（Kn）とせん断ばね剛性（Ks）は，はく離・すべりが生じない場合では，節点のずれが生じないようにKn=Ks≒10^7 kN/m^2/mと大き目の値とし，はく離・すべりが判定された場合には，Kn，Ksを10 kN/m^2/m（0に近い値を近似）に低下させて，それ以後のはく離・すべり挙動を表現することとした。



(1) 処分孔竪置き方式　　(2) 処分坑道横置き方式

図 5-2　沈下解析モデル

5.4 解析結果

5.4.1 沈下・変形挙動

解析結果によると，オーバーパックと緩衝材，ならびに緩衝材と岩盤（外周）との境界部では，すべりや剥離は生じなかった。

オーバーパック中心位置での沈下量の経時変化を図 5-3に示す。処分孔竪置き方式では，自重載荷直後にオーバーパックには1.0mm程度，処分坑道横置き方式では0.3mm程度の瞬時沈下が生じている。その後，沈下量—時間曲線は排水クリープ（圧密）の特徴である逆S字カーブを描き，10,000年経過時の沈下量は，処分孔竪置き方式では5.1mm程度，処分坑道横置き方式では2.6mm程度となった。さらに長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，オーバーパックの沈下は収束する傾向にある。オーバーパックの沈下による緩衝材厚さの減少は，オーバーパックの腐食膨張によるそれに比べると影響が小さいといえる。

次に，10,000年経過時の竪置き方式，横置き方式それぞれの変形図，沈下量コンターを図 5-4～図 5-7に示す。竪置き方式の変形図（図 5-4）の変形量は，モデルスケールの 30倍，横置き方式の変形図（図 5-5）の変形量は，モデルスケールの20倍に強調している。これらの図より，オーバーパック近傍，特に上方・下方で緩衝材の沈下（コンター図では図 5-6，図 5-7の青色部）が発生している。また，沈下にともなう緩衝材の流動により，オーバーパック側方の緩衝材の上部において隆起（コンター図では図 5-6，図 5-7の赤色部）が生じている。

5.4.2 応力状態と安定性

竪置き方式，横置き方式のオーバーパック自重の載荷直後および10,000年経過時のせん断応力コンター，応力比コンターを図 5-8～図 5-11に示す。

竪置き方式のせん断応力コンター（図 5-8：軸差応力で表現）より，載荷直後のせん断応力の発生は，オーバーパックの上方と下方位置で明確である。10,000 年経過時では，オーバーパックの下方で生じていたせん断応力が消散している。一方，オーバーパックの上方では，せん断応力が増しており緑色部が拡大している。また，オーバーパックの側方では，青色のせん断応力発生部が認められる。これは，緩衝材の上向きの流動によるものと推測される。次に，応力比コンター（図 5-9：軸差応力/平均有効応力）より，30wt%ケイ砂混合体の限界状態応力比 0.63 に対して，載荷直後および 10,000 年経過時の応力比はいずれも 10^{-2} オーダーの小さな値でとなった。

横置き方式では，せん断応力コンター（図 5-10）より，載荷直後の瞬時沈下に伴い，オーバーパック側方付近でせん断応力が発生している。10,000 年経過時には，せん断応力の発生位置が上方に移動しており，その値は僅かではあるが増えている。この原因としては，竪置き方式同様，沈下に伴う緩衝材の側方流動によるものと推測される。次に，応力比コンター（図 5-11）より，30wt%ケイ砂混合体の限界状態応力比 0.63 に対して，竪置き方式同様，載荷直後および 10,000 年経過時の応力比はいずれも 10^{-2} オーダーの小さな値であった。

5.4.3 過剰間隙水圧

図 5-12，図 5-13に竪置き方式，横置き方式のオーバーパック自重の載荷直後の過剰間隙水圧コンターを示す。両方式とも，オーバーパックの直下の緩衝材で大きな間隙水圧が生じている。図 5-3には，オーバーパックの沈下量とともに，過剰間隙水圧の経時変化を併せて示している。この図より，竪置き方式では，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，載荷直後に最大値（約 15kPa）に達し，約 10 年で消散している。竪置き方式は横置き方式に比べて緩衝材の体積が大きく，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，過剰間隙水圧の消散が遅れるものと考えられる。また，オーバーパ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パ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，水圧の消散をともな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，オーバーパック直下に限られている。いずれにしろ，静水圧と比べると，非常に小さい値であるといえる。

なお，過剰間隙水圧が消散した後から10,000年までの残留沈下量は，竪置き方式で1.5mm程度，横置き方式で1.3mm程度であり，この残留沈下量が，純粋な土粒子骨格のクリープ変形（変形の時間遅れ）に相当する。

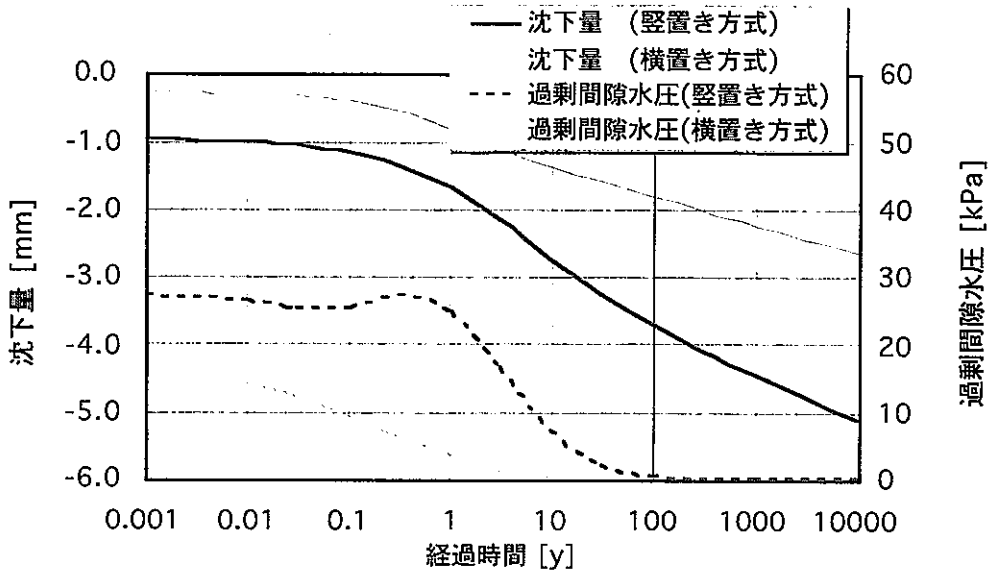


図 5-3　沈下量，過剰間隙水圧と時間の関係

図 5-4　緩衝材の変形図
（竪置き方式：10,000 年経過時）
＊変形量をモデルスケールの 20 倍で表示

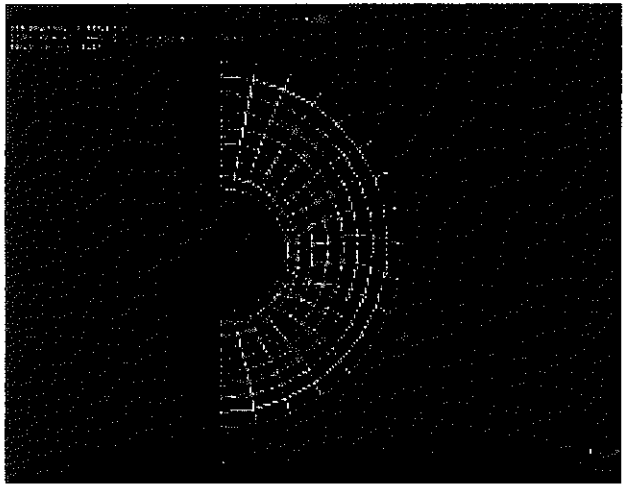


図 5-5　緩衝材の変形図
（横置き方式：10,000 年経過時）
＊変形量をモデルスケールの 30 倍で表示

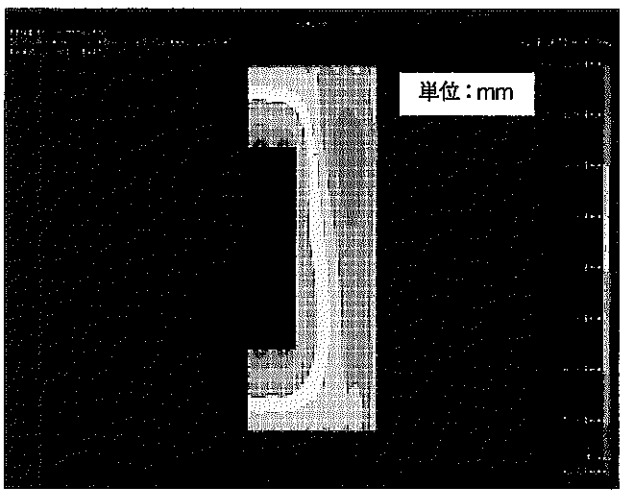


図 5-6　緩衝材の沈下量コンター
（竪置き方式：10,000 年経過時）

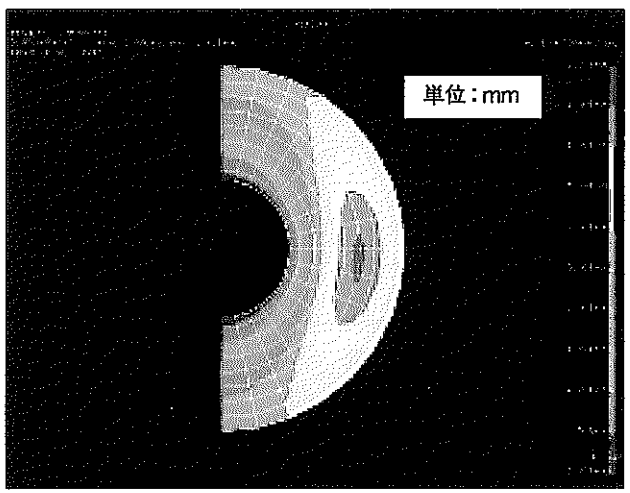
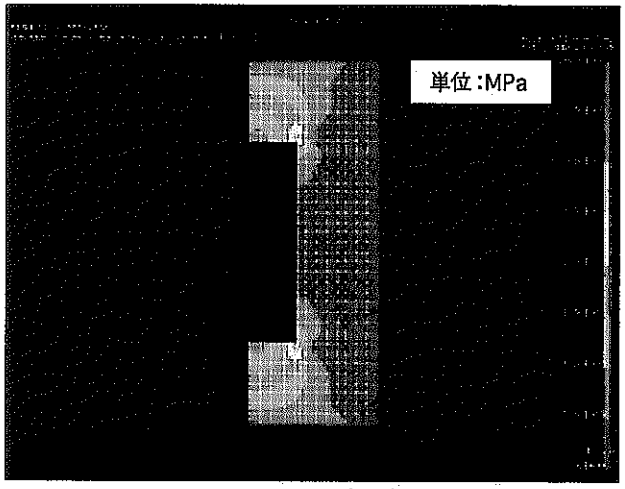
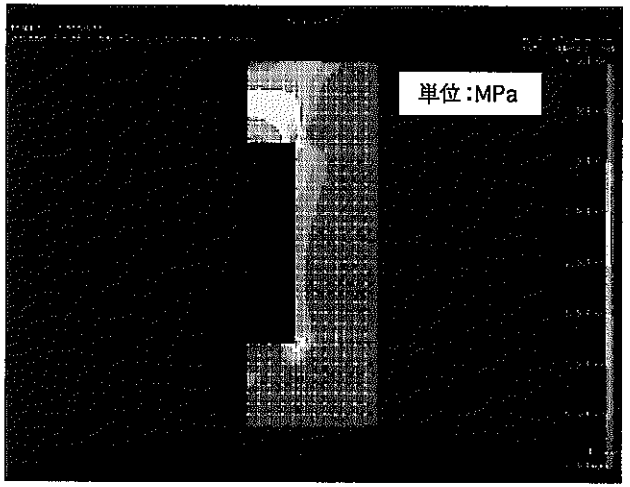


図 5-7　緩衝材の沈下量コンター
（横置き方式：10,000 年経過時）

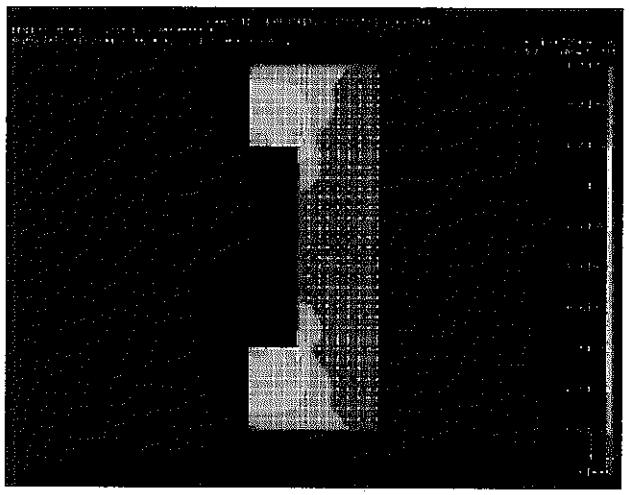


(a) オーバーパック自重の載荷直後

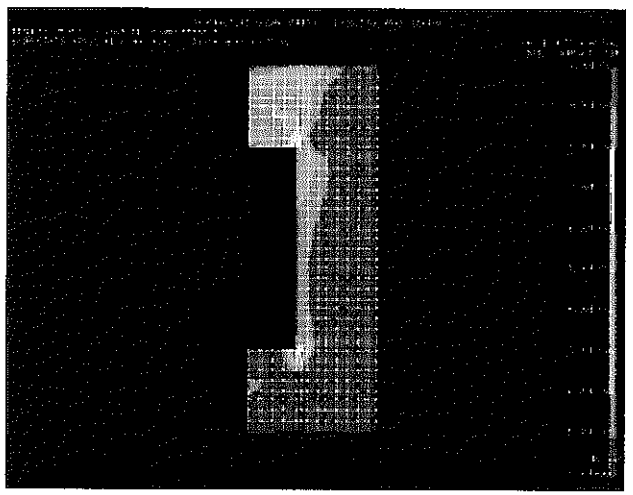


(b) 10,000 年経過時

図 5-8　緩衝材のせん断応力コンター（竪置き方式）

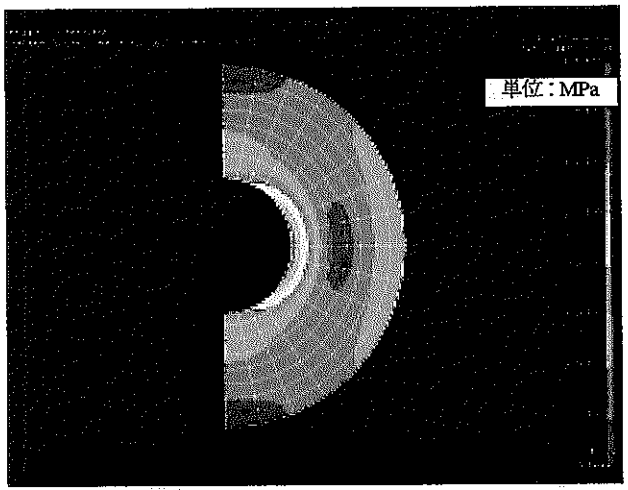


(a) オーバーパック自重の載荷直後

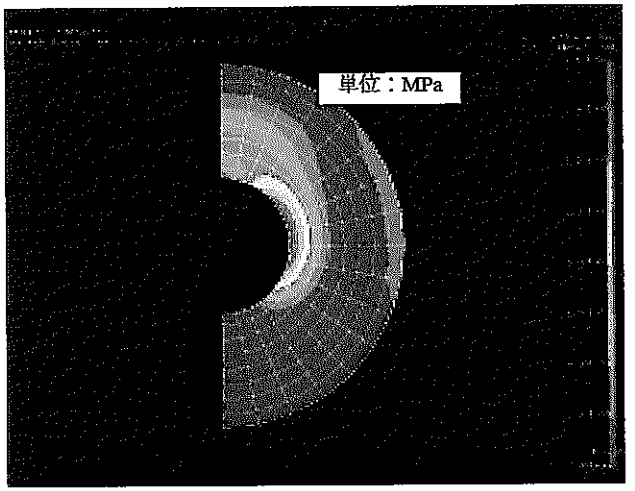


(b) 10,000 年経過時

図 5-9　緩衝材の応力比コンター（竪置き方式）

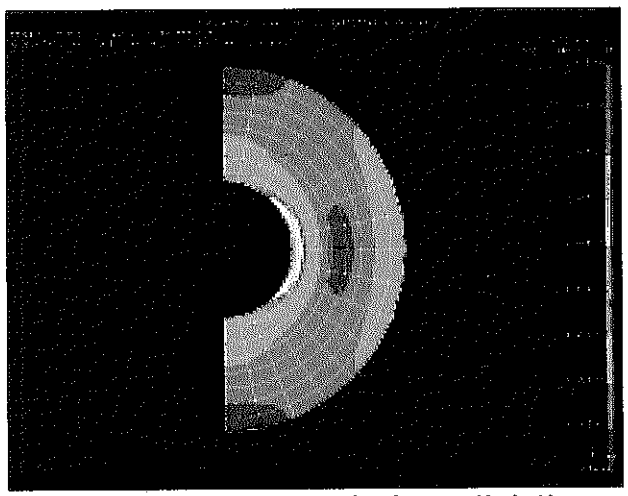


(a) オーバーパック自重の載荷直後

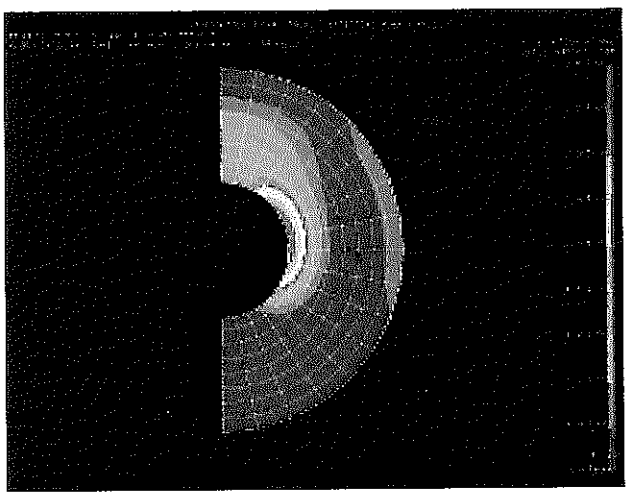


(b) 10,000 年経過時

図 5-10　緩衝材のせん断応力コンター（横置き方式）



(a) オーバーパック自重の載荷直後



(b) 10,000 年経過時

図 5-11　緩衝材の応力比コンター（横置き方式）

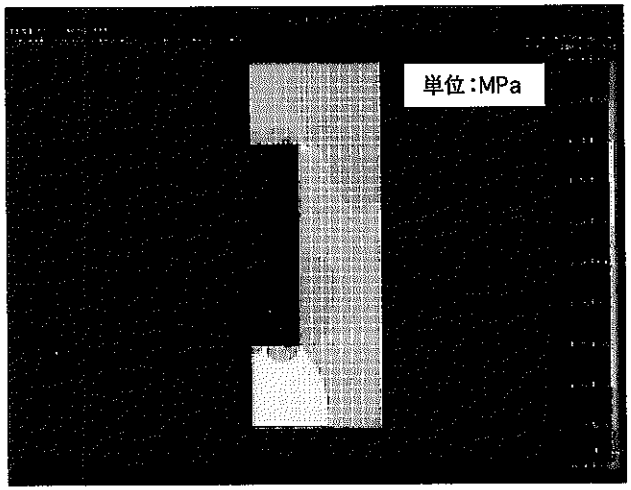


図 5-12　緩衝材の過剰間隙水圧コンター
(竪置き方式：オーバーパック自重の載荷直後)

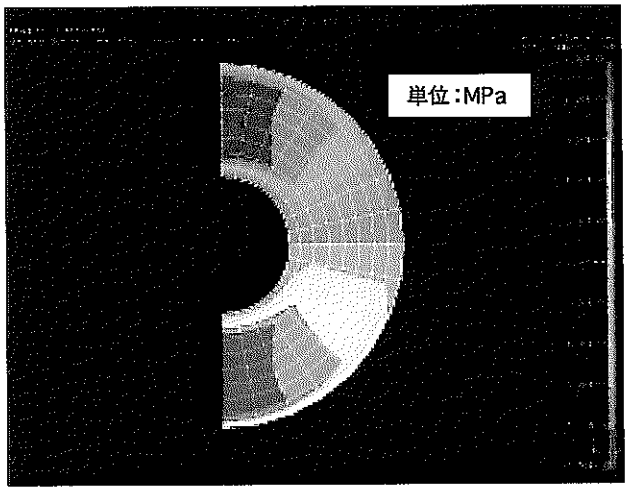


図 5-13　緩衝材の過剰間隙水圧コンター
(横置き方式：オーバーパック自重の載荷直後)

6. まとめ

ニアフィールドに長期にわたり起り得る力学的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，オーバーパックの腐食膨張解析，沈下解析の３ケースに分け，物性値や境界条件等が保守側となるように設定し，各解析を行った。岩盤クリープ解析では，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行った。オーバーパックの腐食膨張解析では，緩衝材の構成モデルとして修正 Cam-Clay モデルを用いて，上記岩盤クリープ変形およびオーバーパックの腐食膨張による緩衝材の力学的な経時変化を調べた。オーバーパック沈下解析では，緩衝材の構成モデルとして関口-太田モデルを用いて，沈下に対しては保守側となると思われるオーバーパックの腐食膨張や岩盤クリープ変形を考慮しない条件下で，沈下量や力学的な経時変化を調べた。その結果を以下にまとめる。

(1) 岩盤クリープ解析

【硬岩系岩盤】

・硬岩系岩盤については，緩衝材の有無に関わらず 10,000 年経過しても弾性状態にとどまっており，応力状態にも変化は無く，クリープ変形量もほぼ 0 であった。

【軟岩系岩盤】

①岩種や空洞内の緩衝材の有無および，緩衝材の剛性によって，クリープ変形挙動や応力状態に影響をおよぼし，岩盤の強度が低くなるほど，また，緩衝材の剛性が下がるほど，よりクリープ変形量が大きくなり，影響領域が広がった。

②側圧係数の影響で，応力が天端の周方向に集中し，側壁に比べてより剛性が低下することで，天端方向の影響領域の広がりの方が大きくなり，また，クリープ変形量も大きくなった。

③支保を考慮せず，緩衝材の弾性係数を 3MPa の弾性体とした今回の基本解析ケースでは，SR-C～SR-D の物性をもつ岩盤では，10,000 年経過時に 20～80mm 程度のクリープ変形，3～6 倍程度の影響領域の広がりがみられ，SR-E の物性では支保を考慮しない今回の解析条件では，掘削後短時間で破壊に至る結果となった。

(2) オーバーパック腐食膨張解析

【硬岩系岩盤想定ケース】

①軸対称モデルで検討した硬岩系岩盤想定ケースでは，オーバーパックの腐食膨張により，平均有効応力，せん断応力，応力比ともオーバーパック外周部，特に隅角部に近い限られた部分で値が高くなっており，また，応力比の最大値は 0.6 で，限界状態（最大応力比 M=0.63）に近い状態を示した。

②応力経路図で見ると，オーバーパック近傍の緩衝材の平均有効応力，せん断応力は破壊状態を示す限界状態線に沿いながら大きくなっていることから，オーバーパック近傍のごく限られた部分は，破壊に近い挙動を示しているといえる。

③過剰間隙水圧は，排水境界（岩盤周辺）までの距離が最も長いオーバーパック蓋部中

心で最も大きくなったが，静水圧と比べると非常に小さい値であった。

【軟岩系岩盤想定ケース】

① 2次元平面ひずみで検討した軟岩系岩盤想定ケース（SR-C）では，オーバーパックの腐食膨張に加えて岩盤クリープ変形を与えたが，形状の違いの影響から，硬岩系岩盤想定ケースに比べて応力比は0.1程度小さくなった。

②オーバーパック近傍の応力経路は，限界状態線に漸近した後，限界状態線に沿いながら大きくなっており，若干ではあるが腐食膨張の終了後には，岩盤クリープ変形の影響により，平均有効応力のみが増加する経路がみられた。

③過剰間隙水圧は，オーバーパック周辺で最も大きくなったが，静水圧と比べると非常に小さい値であった。

④クリープ変形を考慮しないケースとの比較を行った結果，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。

(3) オーバーパック沈下解析

①10,000 年経過時の沈下量は，処分孔竪置き方式で 5.1mm 程度，処分坑道横置き方式で2.6mm程度の微小な値で，沈下は収束する傾向となった。

②オーバーパックの沈下にともない緩衝材が側方流動し，オーバーパック側方の緩衝材に隆起が生じた。

③載荷直後および10,000年経過時の応力比は，両ケースとも，10^{-2}オーダーの小さな値であった。

④過剰間隙水圧は，オーバーパック直下で最も大きくなり，腐食膨張解析結果より1オーダー高くなったが，静水圧と比べると非常に小さい値であった。

(4) 総合評価および課題

岩盤については，岩の強度，坑道内部の充填物（ベントナイト）の強度，側圧係数等によって，クリープ変形挙動や応力状態の経時変化，ゆるみ領域の拡大する範囲等が異なることが分かった。よって，地層処分システムの安全評価では，ゆるみ領域が広がった場合を考慮した検討をしておくことが重要である。また，今回は単一坑道について検討したが，坑道離間距離を考慮した連接空洞としての検討を行う必要がある。

オーバーパックの自重沈下量は微小であり，また，緩衝材の力学的挙動にはオーバーパックの腐食膨張が支配的であり，オーバーパックの沈下や軟岩系岩盤（SR-C）のクリープ変形はほとんど影響しなかった。また，オーバーパックの腐食膨張によって，緩衝材はオーバーパ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，全体的には安定した状態といえる。ただし，安全評価上重要となるのは限界状態における透水性挙動であるため，せん断応力と透水性の関係を定量的に把握することなどにより，安全評価へ結果を反映することが必要である。

また，今回検討した以外にも，緩衝材の流出や変質，高温環境下での岩盤，緩衝材の挙動等が長期力学安定性に及ぼしうる要因として考えられるため，今後も引き続き，岩盤お

よび緩衝材の長期データ，高温環境下のデータ等を蓄積し，モデル化や解析条件についてのさらに詳細な検討を行い，実現象に則した複合的な解析，検討手法を整備することにより，さらに信頼性の高い評価が可能になると思われる。

【参考文献】

千々松正和，谷口航（1999）：熱-水-応力連成モデルを用いたニアフィールド解析評価，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-014.

動力炉・核燃料開発事業団（1992）：高レベル放射性廃棄物地層処分研究開発の技術報告書－平成3年度－，PNC TN1410 92-081.

原子力委員会原子力バックエンド対策専門部会（1997）：高レベル放射性廃棄物の地層処分研究開発等の今後の進め方について.

本間信之，千葉恭彦，棚井憲治（1999）：オーバーパック設計の考え方，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-047.

Iizuka, A. and Ohta, H. (1987)：A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis，Soils and Foundations，Vol.27，No.3，pp.71-87.

Janach, W.（1977）：Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 104. p.209-215.

黒木繁盛，谷口航，小尾繁，長谷川宏，杉野弘幸，窪田茂，堀田政國（1999）：地下空洞の力学的安定性評価，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-037.

松井保，阿部信晴 (1984)：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

松本一浩，菅野毅，藤田朝雄，鈴木英明（1997）：緩衝材の飽和透水特性，動燃技術資料，PNC TN8410 97-296.

大久保誠介，西松裕一，緒方義弘 (1987)：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，pp.293-296.

大久保誠介，金豊年 (1993)：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.

大久保誠介，福井勝則 (1997)：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，pp.561-564.

太田秀樹，飯塚敦 (1983)：DACSAR マニュアル，京都大学工学部土木工学科土木施工学研究室レポート.

Roscoe,K.H. and Burland,J.B. (1968)：On the generalized stress-strain behavior of 'wet' clay, Engineering Plasticity, Cambridge University Press, pp.535-609.

Schofield,A.N. and Wroth,C.P. (1968)：Critical State Soil Mechanics, McGraw-Hill, London.

須田久美子, Sudhir, M., 本橋賢一（1992）：腐食ひびわれ発生限界腐食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, pp.751-756.

Sekiguchi, H. and Ohta, H. (1977)：Induced anisotropy and time dependency in clays, Constitutive Equations of Soils, Proc. Specialty Session 9, 9th ICSMFE, Tokyo, pp.306-315

鈴木英明, 藤田朝雄 (1999)：緩衝材の膨潤特性, サイクル機構技術資料, JNC TN8400 99-038.

高治一彦, 鈴木英明（1999）：緩衝材の静的力学特性, サイクル機構技術資料, JNC TN8400 99-041.

谷口直樹, 本田明, 川崎学, 水流徹（1999）：圧縮ベントナイト中における炭素鋼の腐食形態と腐食速度の評価, サイクル機構技術資料, JNC TN8400 99-003.

谷口航, 長谷川宏, 岩佐健吾, 佐藤稔紀（1999）：地層処分場設計のための地質環境基本特性, サイクル機構技術資料, JNC TN8400 99-053.