

地震動が地層処分システムの人工バリアに及ぼす影響検討

山本 陽一¹・鈴木 寛²・佐藤 伸³・伊藤 浩二⁴

¹正会員 原子力発電環境整備機構 技術部 (〒108-0014 東京都港区芝4-1-23)
E-mail:yyamamoto@numo.or.jp

²正会員 原子力発電環境整備機構 技術部 (〒108-0014 東京都港区芝4-1-23)
E-mail:ssuzuki@numo.or.jp

³正会員 株式会社大林組 原子力本部原子力環境技術部 (〒108-8502 東京都港区港南2-15-2)
E-mail:sato.shin.ro@obayashi.co.jp

⁴正会員 株式会社大林組 技術研究所構造技術研究部 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640)
E-mail:ito.koji.ro@obayashi.co.jp

地層処分における人工バリアの耐震安定性について、有効応力法による三次元弾塑性地震応答解析を適用した検討を行った。検討においては、わが国最大級の地震動に対して評価を行うこととした。解析の結果、人工バリアは周辺岩盤と一体となって振動していること、人工バリアに破壊が問題となる応力の発生は認められず十分な裕度を有していることが示された。これらの結果から、地震動により人工バリアの力学的安定性が損なわれる可能性は低いことを確認した。

Key Words : Geological disposal, Engineering barrier, Subloading surface model, Effective stress

1. はじめに

地層処分は、放射性廃棄物を地下深くに閉じ込め、人間の生活環境から隔離することを基本とする。そのために、放射性廃棄物を安定な地下深部に埋設し、人工バリアと天然バリアから構成される多重バリアシステムによって安全性を確保する。高レベル放射性廃棄物を対象とした人工バリアは、図-1に示すように放射性廃棄物を鋼製の容器に入れ、その周りに緩衝材を配置する構成となっている。緩衝材には低透水性、膨潤による自己修復性及び核種収着遅延性等を期待できるベントナイト系材料を用いることとしている。

閉鎖後長期の安全性を確保するためには、様々な現象を考慮する必要があるが、地震の多く発生するわが国においては、地震動に対する人工バリアの力学的安定性について評価しておく必要がある。この問題に対して、核燃料サイクル機構（現、日本原子力研究開発機構）では、人工バリアを構成する緩衝材とオーバーパックおよび周辺岩盤をモデル化して、三次元地震応答解析による耐震性の検討を行った¹⁾。その結果は、それまでの地層処分技術に係る研究開発成果を総合的に取りまとめた、地層

処分研究開発第2次取りまとめ^{2,3)}（以下、「第2次取りまとめ」という）にも示されている。この解析では、緩衝材について一相系の全応力解析を中心に検討が実施されているが、一部については緩衝材の土骨格と間隙水をそれぞれ取り扱った二相系の有効応力解析についても実施されている。一連の解析検討からは、緩衝材に生じるせん断ひずみは微小で、地震動が人工バリアの力学的安定性に有意な影響を及ぼさないことが確認されている。

しかしながら、2011年東北地方太平洋沖地震が発生し、その教訓として想定事象の設定のあり方など、地層処分事業に反映すべき重要な事項が少なからずもたらされた。また、第2次取りまとめから10年以上が経過して、その間の研究開発が進展している。このため、原子力発電環境整備機構（以下、「NUMO」という）では、最新の科学的知見や技術開発成果に基づき、わが国における地層処分の安全性と実現性について、技術的な信頼性の確認を行うための検討を現在進めている。その中で、人工バリアの耐震性についても、最新の方法により再評価することとした。

検討においては、わが国最大級の地震動に対して評価を行うことで、大規模な地震が人工バリアに与える影響

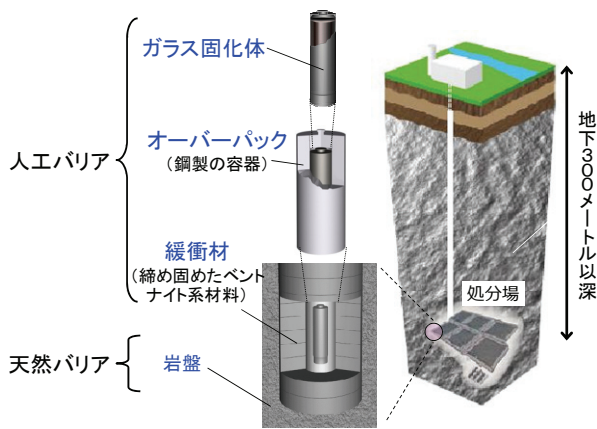


図-1 地層処分における多重バリアシステム

について確認することを第一の目的とした。そして、地盤工学の分野における数値解析技術の進展を踏まえて、人工バリアの力学的安定性を最新の方法により評価することとした。そこで、原子力施設の基準地震動の策定方法⁴⁾を参考にしつつ、検討地震動には経験的な手法や国内の地震観測記録の中からそれぞれ最大級のものを選定し、水平方向に加え鉛直方向の地震動も考慮することとした。また、解析は緩衝材を二相系の連成問題として取り扱った有効応力法による三次元弾塑性地震応答解析により行った。

2. 検討用地震動の設定

(1) 基本的な考え方

本検討では、地層処分施設の地下坑道における地震時空洞安定性の問題を対象としたNUMOの既往検討^{5) 6)}に用いた地震動（以下、「耐専波」という）に加えて、これまでに観測された国内最大級の地震動を検討用地震動として選定する。国内で観測された最大級の地震動としては、プレート間地震動と内陸地殻内地震動の地震タイプ別にそれぞれ選定する。また、地震動は水平方向と鉛直方向について設定する。ただし、多くの強震観測記録の中から選定を行うため、以下の条件を設けこれらを満たすものを検討用地震動の選定候補として抽出する。

- ・強震観測網⁷⁾K-NET, KiK-net（公開記録）から選定
- ・最大加速度（水平成分）が500gal以上
- ・ $V_s=2000\text{m/s}$ 以上の剛性の高い地盤で観測された地震波から選定

ここで、K-NETからの検索結果は、岩盤が地表面近くまで存在しており、表層地盤における地震動の増幅が小さいと考えられる地表（自由地盤）の観測波を選定することになるので、解放基盤上の記録として扱い、2E波であるとする（E：入射波の振幅）。KiK-netの場合は、観測点が深く、地表面からの反射波が小さいと考えられることから $F \approx 0$ と仮定する（F：反射波の振幅）。地表

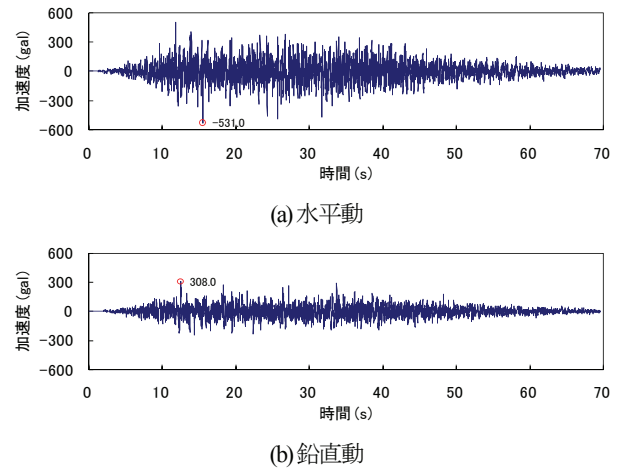


図-2 検討用地震動（耐専波）の加速度波形

面からの反射波が小さいと仮定していること、及び観測点の地盤剛性が高い観測波を選定していることから地中の地震記録（E+F）を2倍して2Eとした後に、地表の2E波と比較する。

このように検討用地震動の選定候補を抽出した上で、それぞれ疑似速度応答スペクトルに対して比較し、地層処分システムに与える影響が最も大きいと考えられるものを検討用地震動として選定する。ここでは、地層処分システムに与える影響として、後でモデル設定する人工バリア、岩盤それぞれの一次固有周期に相当する0.06秒付近および1秒～3秒付近の疑似速度応答スペクトルの大きさを考慮して、検討用地震動を選定する。

(2) 耐専波

耐専波は、原子力発電所耐震設計技術指針⁴⁾において基準地震動の策定方法の一つとして用いられている、距離減衰式に基づいた経験的な方法（耐専スペクトル）により設定する。同指針では地震動の応答スペクトルのコントロールポイントが、マグニチュード M と等価震源距離 X_{eq} に応じて与えられている。ここでは、人工バリアを対象とした場合に最も大きな地震入力となる疑似速度応答スペクトル、 $M=8.0$ 、 $X_{eq}=25\text{km}$ のコントロールポイントを採用した。

耐専波として設定した地震動の加速度波形を、図-2に示す。この模擬地震波形は、上述の応答スペクトルに対して、同指針に示される方法を参考に正弦波の重ね合わせにより作成した。

(3) プレート間地震動

プレート間地震動の選定方法は上述の基本的な考え方の通りであり、比較検討の結果、2011年東北地方太平洋沖地震における牡鹿（K-NET）で観測された地震動を選定した。水平方向の地震動はE-W波となる。図-3に、プレート間地震動として選定した牡鹿波と耐専波（水平方向）の疑似速度応答スペクトルとを比較して示した。こ

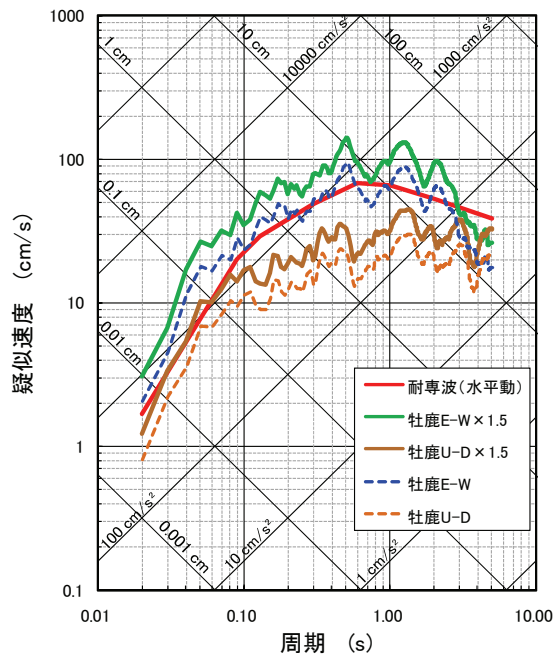


図-3 プレート間地震動で採用した牡鹿で観測された地震波形の疑似速度応答スペクトル

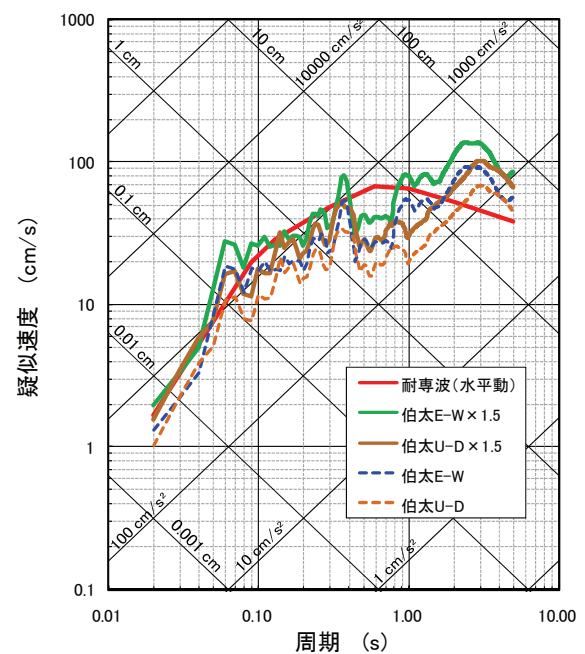


図-5 内陸地殻内地震動で採用した伯太で観測された地震波形の疑似速度応答スペクトル

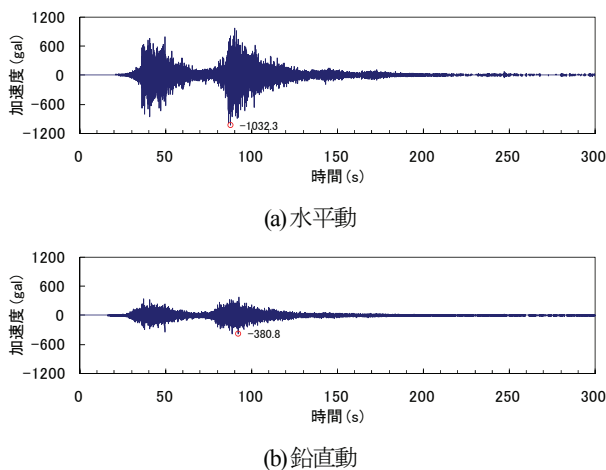


図-4 検討用地震動（牡鹿波）の加速度波形

ここで、牡鹿E-W方向の原波形と耐専波の応答スペクトルを比較すると、軟岩系の地盤条件で影響が大きいと考えられる1秒付近の周期帯で、前者が後者をやや下回っている周期帯が認められる。本検討では人工バリアの閉鎖後長期に関わる問題を扱うこともあり、この周期帯の応答スペクトルが耐専波のそれを上回る程度には保守的になるよう設定する。その結果、図-3中に示すように、原波形の速度振幅を1.5倍したものを本検討に用いることとした。

図-4に、プレート間地震動として設定した検討用地震動（牡鹿波）の加速度波形を示す。

(4) 内陸地殻内地震動

内陸地殻内地震動については上述の選定方法により、2000年鳥取県西部地震における伯太（KiK-net）で観測さ

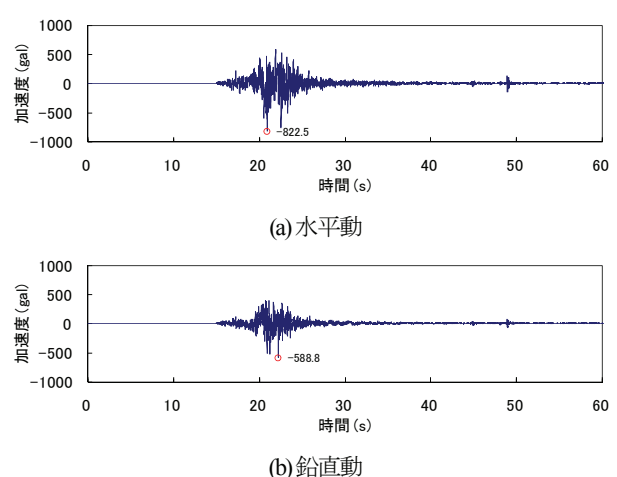


図-6 検討用地震動（伯太波）の加速度波形

れた波形が選定された。水平方向の地震動はE-W波となる。図-5に、内陸地殻内地震動として選定した伯太波と耐専波（水平方向）の疑似速度応答スペクトルとを比較して示した。ここで、伯太E-W方向の原波形と耐専波の応答スペクトルを比較すると、プレート間地震動である牡鹿波の場合と同様に、1秒付近の周期帯で前者が後者をやや下回っている周期帯が認められる。そこで、プレート間地震動の場合と同様に、この周期帯の応答スペクトルが耐専波のそれを上回る程度には保守的になるよう、原波形の速度振幅を1.5倍したものを本検討に用いることとした。

図-6に、内陸地殻内地震動として設定した検討用地震動（伯太波）の加速度波形を示す。

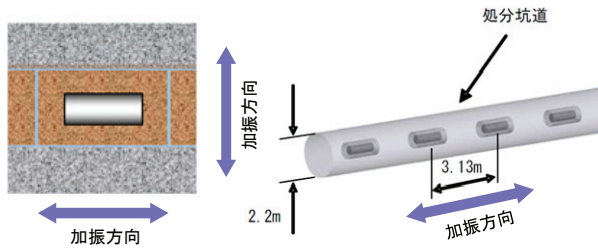


図-7 処分坑道横置き定置方式

3. 解析検討条件

(1) 人工バリアの状態設定

本検討では、高レベル放射性廃棄物の廃棄体定置方法として、処分坑道横置き定置方式(図-7)を対象に人工バリアのモデル化を行う。次に人工バリアの状態であるが、時間の経過とともにその状態は変遷することになる。まず、廃棄体定置直後の緩衝材は乾燥しており処分孔との間に隙間が残存している状態にある。その後、地下水の浸透により徐々に飽和状態へと遷移するとともに、その膨潤特性により緩衝材と処分孔は密着した状態に至る。この状態からさらに時間が経過すると、オーバーパックの腐食膨張が生じることが考えられている。このうち本検討では、閉鎖後長期の人工バリアの状態として最も基本的なケースと考える、以下の状態を設定する。

- ・地下水の浸透により、緩衝材は飽和している。
- ・緩衝材の膨潤により、処分孔と緩衝材は密着している。
- ・オーバーパックの腐食膨張はまだ発生していない。

(2) 地盤条件

本検討では、図-8に弾性波速度分布を示す砂質岩－泥質岩－砂質岩の三層構造からなる岩盤モデルを検討地盤とした。この岩盤モデルは、第2次取りまとめ³⁾の軟岩系岩盤モデルに相当するものである。それぞれの岩盤の弾性波速度は、次式で与えられる。

$$\text{泥質岩: } V_p = 1.8 + 1.4 \{1 - \exp(-0.000572 \rho h)\} \quad (1)$$

$$V_s = 0.6 + 1.0 \{1 - \exp(-0.000661 \rho h)\} \quad (2)$$

$$\text{砂質岩: } V_p = 3.0 + 1.3 \{1 - \exp(-0.00120 \rho h)\} \quad (3)$$

$$V_s = 1.4 + 1.1 \{1 - \exp(-0.00128 \rho h)\} \quad (4)$$

ここで、 V_p : P波速度 (km/s), V_s : S波速度 (km/s), ρ : 密度 ($=2.2\text{Mg/m}^3$), h : 深度 (m) である。

4. 解析方法

(1) 検討手順

本検討では、人工バリアの耐震性を三次元弾塑性地震応答解析により評価する。解析検討フローを、図-9に示す。検討地盤は図-8に示したように、地表からGL-

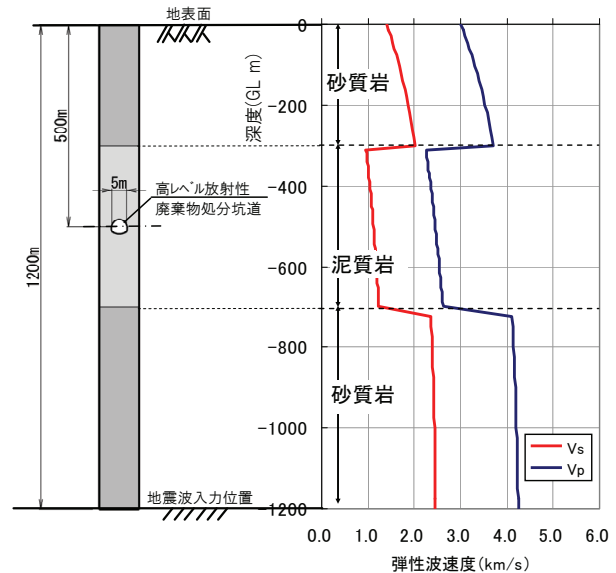


図-8 検討地盤の弾性波速度分布

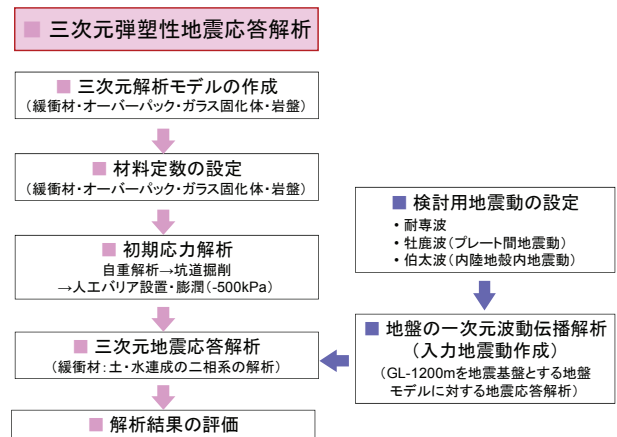


図-9 解析検討フロー

1200mの岩盤モデルを対象とする。処分深度は、GL-500mとする。三次元解析は、地盤、緩衝材、オーバーパック、ガラス固化体をモデル化する。ここで、地盤を全深度にわたり詳細にモデル化するのは非効率であることから、三次元解析に用いる地盤は地表からGL-520mまでをモデル化することとした。この解析領域の設定には、人工バリアを含む初期応力解析において処分坑道以浅の質量と剛性が必要であること、掘削解析時の掘削解放応力の影響を無くし、地震応答解析時の底面境界条件の影響を除くことを考慮した。

初期応力解析は、自重解析→坑道掘削→人工バリア設置・緩衝材膨潤の順に行った。人工バリア設置・緩衝材膨潤の過程は、緩衝材を要素として追加して、自重と膨潤圧を内圧として作用させた後、オーバーパックとガラス固化体の要素を追加してこれらの自重を作用させることにより行った。緩衝材の飽和を想定した膨潤圧は、緩衝材に対する第2次取りまとめ³⁾の試験結果を参考に、0.5MPaとする。

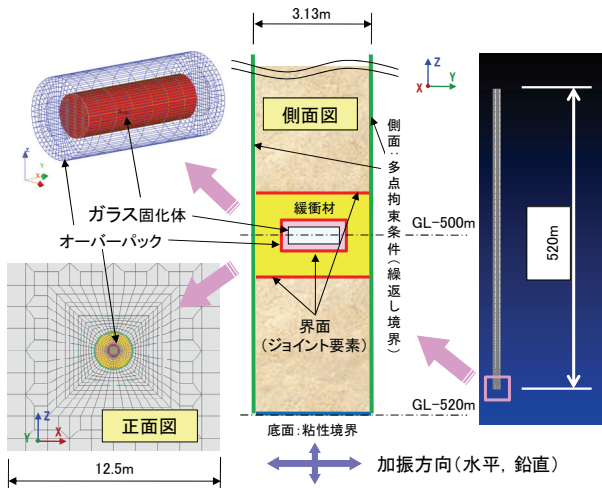


図-10 解析モデル概念図

(2) 三次元解析モデルと境界条件

処分坑道横置き定置方式を対象として、地盤、緩衝材、オーバーパック、ガラス固化体（廃棄体）をそれぞれモデル化する。また、岩盤と緩衝材、緩衝材とオーバーパックの接触面は、剛性差が大きい材料界面となるため、それぞれジョイント要素を配置する。

三次元解析のモデル概念図とモデル化する材料要素の寸法諸元を、図-10と表-1にそれぞれ示す。地盤は図-8に示したモデルに対して、地表からGL-520mまでをモデル化する。処分深度はGL-500mとし、ガラス固化体の中心をこの位置に設定する。

解析モデルは、廃棄体が一定間隔で配置され、かつ、接続する坑道も一定間隔に配置されるものとし、廃棄体1つを解析モデルの対象とする。よって、接続坑道の間隔は12.5m、廃棄体定置間隔は3.13mであることから、解析モデルの幅は12.5m、モデルの奥行きは3.13mとする。

地震応答解析時における解析領域側方の境界条件は、隣接する廃棄体および処分坑道の影響を考慮するため、多点拘束条件とする。多点拘束条件を設けることにより、拘束面では反射波が存在することになるが、この反射波は隣接する領域からの透過波と解釈することができる。底面については、地盤の反無限性を考慮し、粘性境界とした。上面については地表面までモデル化していることから、自由境界としている。地震動の入力位置は、GL-520mの地盤モデル底面に、別途、一次元の波動伝播解析を実施して求められた地震動を2E波にして入力する。また、地震応答解析における加振方向は、坑道軸方向と鉛直方向の2方向同時加振として、地震波を入力する。

(3) 解析コード

本検討では、有効応力法による三次元の弾塑性地震応答解析が可能なFinal-geo⁹⁾を解析コードに用いた。Final-

表-1 材料要素の寸法諸元

材料要素	寸法
処分坑	直径：2.22m
緩衝材	直径：2.22m
オーバーパック	直径：0.82m、長さ：1.73m
ガラス固化体（廃棄体）	直径：0.44m、長さ：1.35m 定置間隔：3.13m

表-2 材料構成モデル

材料要素	構成モデル	適用
緩衝材	弾塑性	下負荷面モデル
オーバーパック	弾塑性	von Mises
ガラス固化体	弾性	—
岩盤	弾塑性	Drucker - Prager
ジョイント	弾塑性	粘着力0、摩擦有

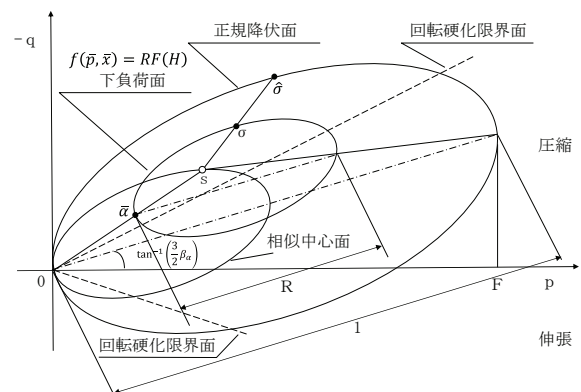


図-11 p' - q 面における正規降伏面と下負荷面 (Hashiguchi ら¹³⁾に加筆)

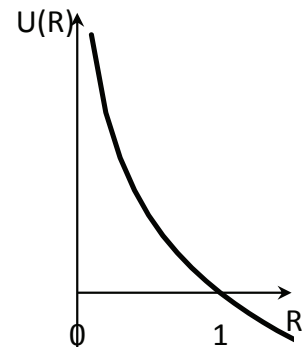


図-12 変数Rと関数U(R)の関係

geo¹⁾は、多孔質体に対するBiotの多次元圧密式^{9), 10), 11), 12)}を基礎式に用いて有効応力解析を行うことができる。有限要素法への定式化には、水の絶対変位を用いる u - U 形式を採用している。

(4) 構成モデル

モデル化するそれぞれの材料に適用する構成モデルを、表-2にまとめる。ここで、ガラス固化体のみを弾性とし、その他はいずれも弾塑性構成モデルを適用する。オーバーパックと岩盤の降伏判定は、前者にvon Misesモデル、後者にDrucker - Pragerモデルを適用する。界面のジョイ

ント要素に適用した構成モデルは弾塑性体とし、粘着力は考慮せず、摩擦係数は考慮した。

本検討で着目する緩衝材には、Hashiguchiら¹³⁾によって提案された繰返し载荷に対する弾塑性構成モデルである下負荷面モデルを適用する。図-11に、 p - q 面 (p : 平均有効応力, q : 偏差応力) における下負荷面モデルの正規降伏面と下負荷面の関係を示す。ここで、下負荷面は、相似中心 s に対して、現応力点 σ を通して正規降伏面と相似形を有し、正規降伏面に対する下負荷面の大きさの比を正規降伏比 R として下負荷面を表すことができる。

本検討で用いた下負荷面モデルでは、相似中心を原点で固定とし、回転硬化則と正規降伏比 R の発展則を考慮した。正規降伏比 R の発展則は、図-12に示すような単調減少関数で表され、具体的には式(5)を考慮した。

$$U(R) = -u \ln R \quad (5)$$

ここで、 u は材料定数である。また、回転硬化の発展則は式(6)による。

$$\dot{\beta} = b_r \|D^{ps}\| \|\bar{\eta}\| \bar{\eta}_b \quad (6)$$

ここで、

$$\bar{\eta}_b = \bar{m}_b \bar{t} - \beta \quad (7)$$

$$\bar{t} = \frac{\bar{\eta}}{\|\bar{\eta}\|} \quad (8)$$

$$\bar{m}_b = f_m (\sin 3\bar{\theta}_\sigma, \phi_b) \quad (9)$$

ここで、 β は回転硬化変数、 b_r は材料定数、 D^{ps} は塑性偏差ストレッチング、 η は降伏面の回転を明確に表すためにSekiguchi and Ohta¹⁴⁾により、導入されたものである。また、式(9)は、材料定数 ϕ_b と式(10)との関数である。

$$\sin 3\bar{\theta}_\sigma \equiv -\sqrt{6} \frac{tr \bar{\eta}^3}{\|\bar{\eta}\|^3} \quad (10)$$

以上から、正規降伏面は修正Cam - Clayモデルを適用すると、構成モデルに用いるために設定が必要なパラメータのうち、下負荷面モデル固有のものは、回転硬化限界面の定数 ϕ_b 、回転硬化発展則の定数 b_r 、正規降伏比 R の発展式に用いる定数 u の3つとなる。

(5) 材料定数の設定

表-3にオーバーパック、表-4にガラス固化体、表-5に岩盤、表-6に緩衝材の材料定数をそれぞれ示す。材料定数は、第2次取りまとめ³⁾の検討で用いられたものを参考に設定した。岩盤のせん断弾性係数 G_d とポアソン比 ν は、式(1)～式(4)で与えられる弾性波速度から、それぞれ次式で算出したものを用いる。このため、岩盤については深度依存のせん断弾性係数とポアソン比を設定することになる。

$$G_d = \rho V_s^2 \quad (11)$$

表-3 オーバーパックの材料定数

密度	ρ	Mg/m ³	7.90
弾性係数	E	GPa	200
ポアソン比	ν	-	0.30
降伏応力	σ_y	MPa	175

表-4 ガラス固化体の材料定数

密度	ρ	Mg/m ³	2.10
弾性係数	E	GPa	80.10
ポアソン比	ν	-	0.30

表-5 岩盤の材料定数

密度	ρ	Mg/m ³	2.20
弾性係数	E	MPa	3500
せん断弾性係数	G_d	MPa	式(11)
ポアソン比	ν	-	式(12)
減衰定数	h	-	0.02
内部摩擦角	ϕ	°	28.0
粘着力	c	MPa	3.0

表-6 緩衝材の材料定数

乾燥密度	ρ_d	Mg/m ³	1.6
間隙比	e	-	0.656
圧縮指数	λ	-	0.250
膨潤指数	κ	-	0.025
弾性係数	E	GPa	16.14
ポアソン比	ν	-	0.42
限界状態応力比	M	-	0.63
内部摩擦角	ϕ	°	16.6
先行圧密降伏応力	P_0^*	MPa	0.84
材料定数	u	-	1000
回転硬化限界面の定数	ϕ_b	°	16.6
回転硬化発展則の定数	b_r	-	1000
透水係数	k	m/s	4.86E-13

$$\nu = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2[(V_p/V_s)^2 - 1]} \quad (12)$$

材料定数における緩衝材の動的物性については、今回規模の大きな地震動を対象とした検討を行うことから、緩衝材の破壊状態も考慮した設定を行うこととした。この場合、通常は非排水繰返しせん断試験を行い、土の動的な強度を表す繰返しせん断応力比と繰返し回数の関係を求め、この関係に一致するよう構成モデルによる要素シミュレーションを行い、パラメータを同定することになる。緩衝材には、ベントナイトにケイ砂を30%配合した混合土を想定しているが、現時点で同定に必要な緩衝材の動的強度は得られていない。そこで、本検討では緩衝材と類似の土質材料である粘性土に対する既往の試験結果を参考にして設定することにした。

参考にしたのは、兵動¹⁵⁾による広範な砂・粘土の混合土に対する非排水繰返し三軸試験結果であり、軸ひずみ

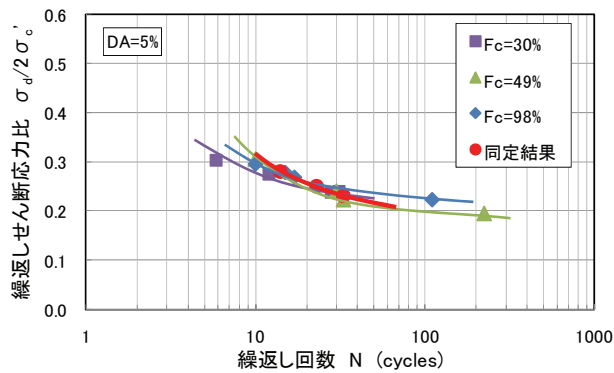
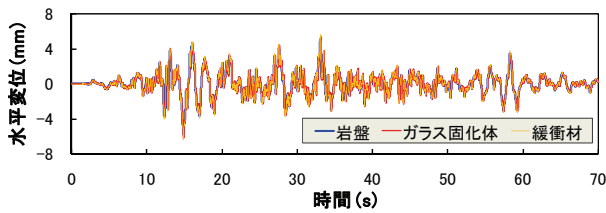
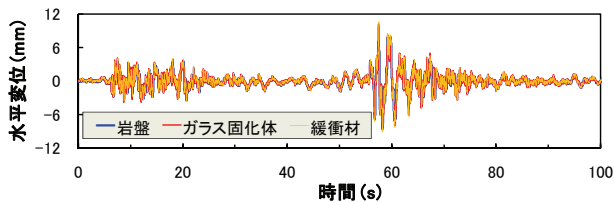


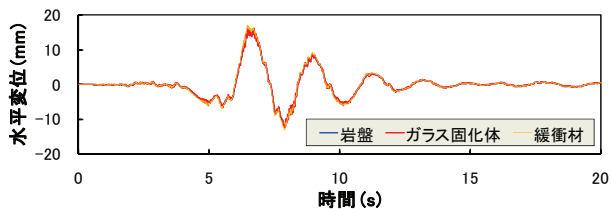
図-13 砂・粘土混合土の繰返しせん断強度と同定結果の比較



(a) 耐専波に対する結果



(b) 牡鹿波（プレート間地震動）に対する結果



(c) 伯太波（内陸地殻内地震動）に対する結果

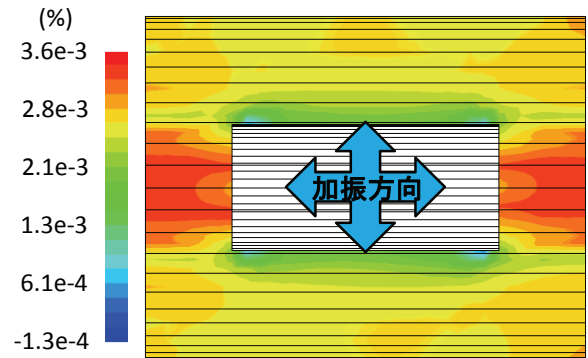
図-14 人工バリアと岩盤の水平変位時刻歴の比較

両振幅 $DA=5\%$ に至るに必要な繰返しせん断応力比と繰返し回数の関係を、図-13に示す。図には、細粒分含有率 $F_c=30\%$ 、 49% 、 98% の試験結果を示したが、細粒分含有率が高く粘土が主体となる混合土の繰返しせん断強度は、細粒分含有率の増加に伴い増加するが、 $F_c=50\%$ 以上ではほぼ一定になる¹⁵⁾。図-13中に同定結果を示すように、この試験結果をターゲットに下負荷面モデルによる非排水繰返し三軸試験の要素シミュレーションを行い、表-6に示すように緩衝材のパラメータを設定した。

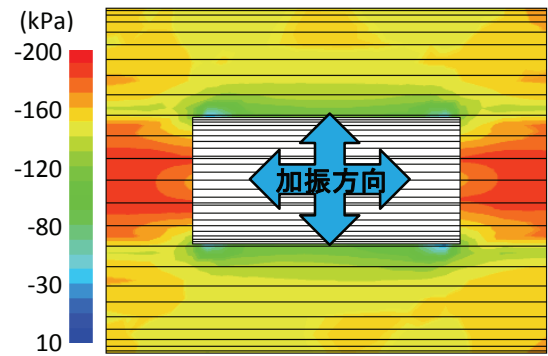
5. 解析結果

(1) 変位応答

ほぼ同一の深度における岩盤、ガラス固化体、緩衝材



(a) 体積ひずみ分布



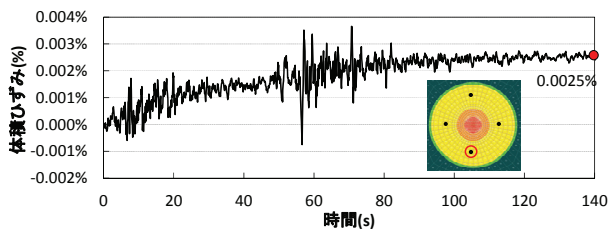
(b) 過剰間隙水圧分布

図-15 最終時刻における緩衝材の体積ひずみと過剰間隙水圧の分布（牡鹿波に対する結果）

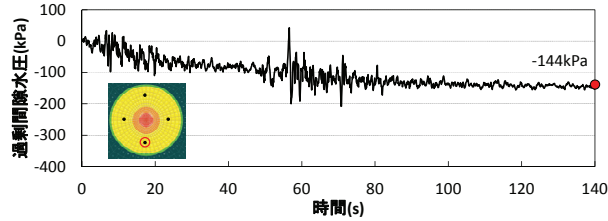
のそれぞれの検討地震動に対する水平変位時刻歴の比較を、図-14に示す。ここで、水平変位は解析モデル底面（GL-520m）との相対変位を表している。出力位置は、ガラス固化体はGL-500mの部材中心位置、岩盤は坑道横1mのGL-500m位置、緩衝材は部材上部中心位置となる。それぞれの検討用地震動による変位量は、伯太波の結果が最も大きく、以下、牡鹿波、耐専波の順になっている。また、水平変位波形における部材毎の比較からは、変位量および位相は一致していることが分かる。つまり、地震時に人工バリアと周辺岩盤は、一体となって振動していると言える。

(2) 緩衝材の応答

最終時刻における緩衝材の体積ひずみ分布と過剰間隙水圧の分布について、牡鹿波に対する結果を図-15に示す。ここで、体積ひずみについて、正の表示は膨張を、負の表示は圧縮を表す。図の体積ひずみの分布は、最大でも $3.6 \times 10^{-3}\%$ と非常にわずかな量ではあるが、ほぼ緩衝材全体にわたって正の体積ひずみを生じており、地震動中に緩衝材はわずかに膨張することを表している。一方、過剰間隙水圧の分布はほぼ緩衝材全体にわたって負圧が生じていることを表している。その値は最小で-200kPaと初期応力の4割程度で、体積ひずみの場合とは異なり



(a) 体積ひずみ



(b) 過剰間隙水圧

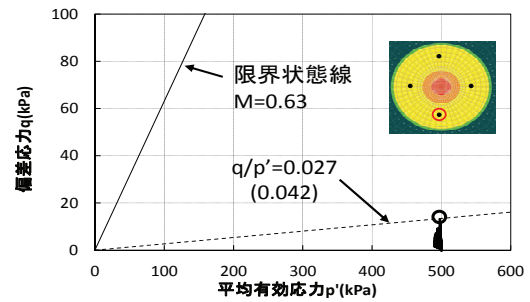
図-16 緩衝材の体積ひずみと過剰間隙水圧の時刻歴
(牡鹿波に対する結果)

比較的大きな発生量である。また、緩衝材における体積ひずみと過剰間隙水圧の分布性状は同じであり、両者に強い関連性のあることが示されている。

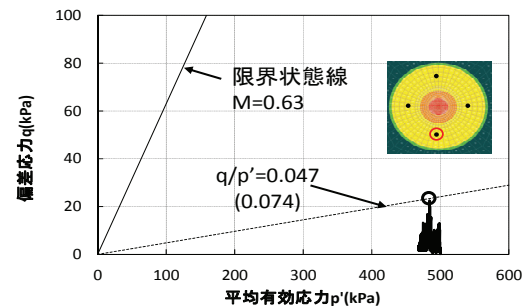
図-16に同じく牡鹿波の場合を例に、緩衝材中央下部の位置における体積ひずみと過剰間隙水圧の時刻歴を示す。振動中、体積ひずみは体積膨張側に少しずつ蓄積して残留し、それに対応する形で負の間隙水圧が蓄積している様子が分かる。

このような緩衝材の地震時挙動からは、次のような理解ができる。緩衝材は振動中わずかではあるが、体積膨張する。体積膨張は緩衝材土骨格の接触を緩めることになるので、強度低下をもたらすことになる。この時、緩衝材中の間隙水は透水係数が非常に小さいので、振動中に移動することができない。つまり、非排水とみなせる状態にある。このような状態では、わずかな量であったとしても、体積の膨張は間隙水に比較的大きな負の間隙水圧を生じさせることになる。負圧の発生は、土骨格に対しては、拘束力を高める方向に作用するので、間隙水の存在は強度増加をもたらすことになる。つまり、緩衝材が飽和している状態では、土骨格と間隙水の相互作用により、地震動に対して強度低下（有効応力の消失）しにくい状態にあると考えられる。このことは、人工バリアの耐震検討において、緩衝材を二相系の問題として取り扱うことの重要性を示唆しているものと考えられる。

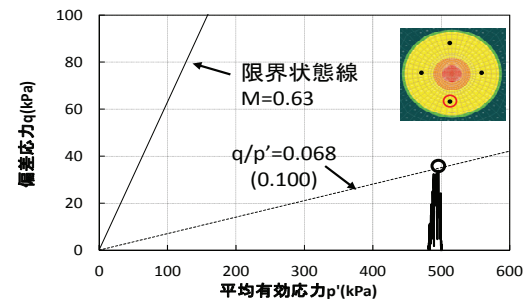
次に、地震動に対する緩衝材の健全性について考える。緩衝材中央下部におけるそれぞれの検討地震動に対する有効応力経路を、平均有効応力 p' と偏差応力 q の関係にして、図-17に示す。 p' は先の理由により、牡鹿波の場合で初期有効拘束圧（500kPa）から30kPa程度の、わずかな低下に止まっていることが分かる。図-17中の括弧内の数値は、本検討で設定した緩衝材の限界状態応力比



(a) 耐専波に対する結果



(b) 牡鹿波（プレート間地震動）に対する結果



(c) 伯太波（内陸地殻内地震動）に対する結果

図-17 緩衝材の有効応力経路

$M=0.63$ に対する地震動中最大の有効応力比 q/p' の割合を表している。 q/p' が M と等しくなるかそれに近い状態になると、緩衝材は繰返しせん断破壊に至ったとみなされる。図-17の結果は、 q/p' が最も大きな値を示した伯太波の場合においても、限界状態応力比の1割程度に過ぎない。このことから、本検討条件において、人工バリアを構成する緩衝材は十分な裕度をもって、地震動に対する健全性を示していると言える。

(3) オーバーパックの応答

ここでは、地震動に対するオーバーパックの健全性について考える。図-18に、オーバーパックのそれぞれの検討地震動に対するMises応力の最大応答値分布を示す。各解析結果から得られたMises応力の最大応答値は耐専波で $\sigma_{\max}=0.91\text{MPa}$ 、牡鹿波で $\sigma_{\max}=1.07\text{MPa}$ 、伯太波で $\sigma_{\max}=1.69\text{MPa}$ となった。ここで最も大きな値を示した伯太波の場合で、オーバーパックの降伏応力 $\sigma_y=175\text{MPa}$ に対して1/100程度の応力に止まっており、地震動に対して十分な裕度を示す結果となっている。

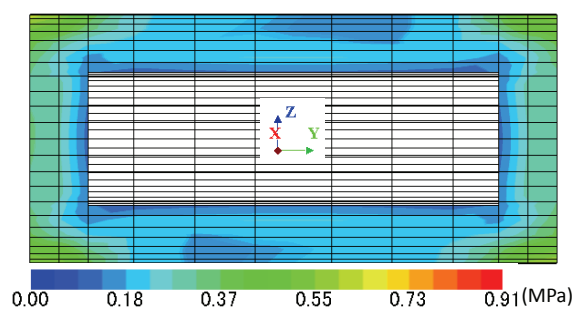
オーバーパックは鋼製材料であるが、周りに剛性の低い緩衝材が配置されているため、初期状態の剛性比で1/12500の非常に柔らかいものに包まれて設置されていることになる。そのため、地震動によって振動してもオーバーパックに大きな応力変化は生じないことになる。よって、オーバーパック周辺の緩衝材が文字通り、地震時の振動による影響を緩衝する効果を発揮していると言える。このように、本検討条件からは、オーバーパックは地震動により放射性物質の閉じ込め性を消失するような状態には至らないと考えられる。

6. おわりに

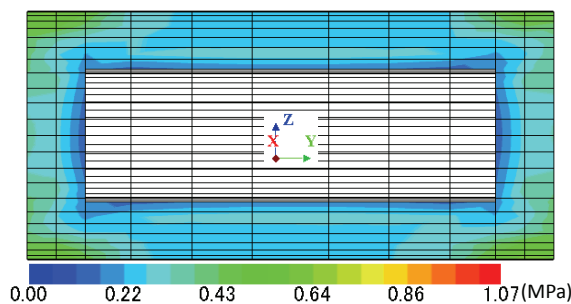
本検討では、第2次取りまとめで得られた見解を踏まえ、人工バリアの耐震安定性について再検討を行った。検討においては、わが国最大級の地震動に対して評価を行うこととして、検討用地震動を設定した。また、人工バリアの力学的安定性を最新の方法により評価することとして、緩衝材を二相系の連成問題として取り扱った有効応力法による三次元弾塑性地震応答解析を適用した検討を行った。以下に、本件検討による主な知見をまとめる。

- 1) 検討用地震動として、距離減衰式に基づいた経験的な方法で最も大きな速度スペクトルを与える耐専波を設定した。これに加えて、国内の地震観測記録の中から最大級の地震動として、プレート間地震動に2011年東北地方太平洋沖地震における牡鹿波、内陸地殻内地震動に2000年鳥取県西部地震における伯太波を選定し、保守的な設定を行った。
- 2) 地震応答解析の結果から、地震時に人工バリアと周辺岩盤が一体となって振動していることを確認した。
- 3) 緩衝材は振動中に体積膨張し、間隙水は負の過剰間隙水圧を発生することが示された。振動中、間隙水は緩衝材の拘束力を高める効果を発揮しており、人工バリアの耐震検討において、緩衝材を二相系の問題として取り扱うことの重要性が示唆された。
- 4) 大きな規模の地震動にもかかわらず、いずれのケースについても、人工バリアを構成する緩衝材とオーバーパックに破壊が問題となる応力の発生は認められず、十分な裕度を有していることが示された。これらの結果から、地震動により人工バリアの力学的安定性が損なわれる可能性は低いと考えられた。

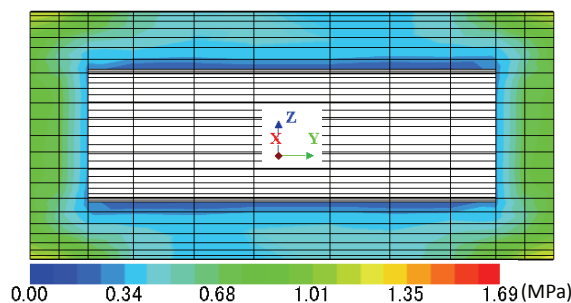
今後の課題としては、緩衝材に用いられているベントナイトの動的物性の取得・拡充をはじめとして、オーバーパックの腐食による耐震安定性への影響の評価等が挙げられる。これに工学規模の実験による検証等を加えながら、更なる信頼性向上に向けた取り組みを行っていく予定である。



(a) 耐専波に対する結果



(b) 牡鹿波（プレート間地震動）に対する結果



(c) 伯太波（内陸地殻内地震動）に対する結果

図-18 オーバーパックの Mises 応力の最大応答値分布

謝辞： 本論文では、防災科学技術研究所で公開されているK-NETおよびKiK-netの強震観測記録を使用させていただきました。

参考文献

- 1) 核燃料サイクル開発機構：ニアフィールドの耐震安定性評価，JNC TN8400 99-054，1999。
- 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—総論レポート，JNC TN1400 99-020，1999。
- 3) 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。
- 4) 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針，JEAG4601-2008，2008。
- 5) 原子力発電環境整備機構：地層処分施設の耐震性評価，NUMO-TR-10-13，2011。
- 6) 原子力発電環境整備機構：操業期間中における地層処分施設の地震時空洞安定性に係る検討，NUMO-TR-14-02，2014。

- 7) (独) 防災科学技術研究所：強震観測網 (K-NET, KiK-net) : <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>
- 8) 米澤健次, 穴吹拓也, 樋口俊一, 伊藤浩二, 堤内隆広, 江尻譲嗣：3次元大自由度モデルによる地盤－構造物連成系の地震応答 FEM 解析, 大林組技術研究所報, No.76, 2012.
- 9) Biot, M.A., General Theory of Three-dimensional Consolidation, *J. Appl Phys.*, Vol 12, pp.155-164,1941.
- 10) Biot, M.A., Theory of Elasticity and Consolidation for a Porous Anisotropic Solid, *J. Appl. Phys.*, Vol.26, pp.182-185, 1955.
- 11) Biot, M.A., Mechanics of Deformation and Acoustic Propagation in Porous Media, *J. Appl. Phys.*, Vol.33, pp.1483-1898, 1962.
- 12) Biot, M.A., Theory of Stability and Consolidation of a Porous Media under Initial Stress, *J. Math. and Mech.*, Vol. 12, pp.521-541, 1963.
- 13) K.Hashiguchi and Z.-P. Chen : Elastoplastic constitutive equation of soils with the subloading surface and the rotational hardening, *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, vol. 22, 197-227, 1998.
- 14) Sekiguchi, H. and Ohta, H. : Induced anisotropy and time dependency in clay, *Constitutive Equations of Soils (Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Spec. Session 9)*, edited by S. Murayama and A. N. Schofield, Tokyo, JSSMFE, Tokyo, pp.229-238, 1977.
- 15) 兵動正幸：砂から粘土に至る広範な粒度から成る土の繰返しせん断強度, 地盤と建設, No.29, No.1, pp.1-9, 2011.

STUDY ON SEISMIC RESPONSE OF ENGINEERED BARRIER SYSTEM

Yoichi YAMAMOTO, Satoru SUZUKI, Shin SATO and Koji ITO

Seismic impacts on the engineered barrier system of the geological disposal were examined by means of the three-dimensional elastic-plastic seismic response analysis based on effective stress method. In this study, it was evaluated against the largest ground motions recorded in Japan. The numerical analysis results showed that the engineered barrier system and the surrounding bedrock were shaken together and it had sufficient robustness for the failure state. Thus we confirmed the low possibility of a reduction in the mechanical stability of the engineered barrier system due to the ground motion.