

深部地下空洞および内部構造物の
振動挙動に関する研究（2）

－核燃料サイクル開発機構および防災科学技術研究所との
共同研究報告、その2－

(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ください。

〒319-1184 茨城県那珂郡東海村大字村松4-49

核燃料サイクル開発機構

技術展開部 技術協力課

Inquiries about copyright and reproduction should be addressed to :

Technical Cooperation Section,

Technology Management Division,

Japan Nuclear Cycle Development Institute

4-49 Muramatsu, Tokai-mura, Naka-gun, Ibaraki 319-1184

Japan

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

1999

1999年11月

深部地下空洞および内部構造物の振動挙動に関する研究（2）

---核燃料サイクル開発機構および防災科学技術研究所との共同研究報告、その2---

(研究報告)

報告者：谷口 航*，高治一彦*
森 康二**，御子柴 正***

要 旨

わが国のように地震の多い地質環境条件下における地層処分では、人工バリアシステムの健全性を保つために、人工バリアシステムの耐震性評価が必要である。

本研究は、地層処分システムにおける人工バリアシステムの耐震性を、工学規模の振動実験により確認評価するとともに、人工バリアの耐震性評価手法の確立を図るもので、科学技術庁・防災科学技術研究所と核燃料サイクル開発機構（旧、動力炉・核燃料開発事業団）が共同で、平成4年度から実施しているものである。

本報告書は、第1報の「深部地下空洞および内部構造物の研究（---動力炉・核燃料開発事業団および防災科学技術研究所との共同研究中間報告---）」に引き続き、中型規模での振動実験、および地震応答解析コード／モデルの開発について、第1報以降（平成6年度以降）に得られた成果をまとめたものである。

以下に得られた成果を簡略に示す。

（1）振動実験

スイープ加振による試験体の固有振動数の検索により、固有振動数は加振レベルが大きくなるにしたがって小さくなる傾向を示した。

実地震波加振では、オーバーパックおよびベントナイトとも各地震波特有な周期に目立った応答はせず、模擬人工バリアは一体となって挙動した。

（2）解析コード／モデルの開発

これまでに、緩衝材の応力～ひずみ関係の非線形性を考慮した解析コードの開発を行った。このコードを用いた上記実験の検証解析において、実験結果と解析結果はほぼ一致した。

* 東海事業所 環境保全・研究開発センター 処分研究部 処分バリア性能研究グループ

** コンピュータソフト開発株式会社 環境工学応用推進グループ

*** 科学技術庁 防災科学技術研究所 防災総合研究部 耐震工学研究室

November, 1999

Study of Vibration Behavior of Deep Underground Cavity and Internal Structure (2)

- Cooperative project of JNC with National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention
Science and Technology Agency-

Wataru Taniguchi*, Kazuhiko Takaji*, Koji Mori**, Tadashi Mikoshiba***

ABSTRACT

In Japan, where many earthquakes have been occurring, it's very important to evaluate aseismatic mechanical stability of the engineered barrier system (EBS) of high-level radioactive waste (HLW) repository.

In this study as a cooperative project of JNC with National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention Science and Technology Agency, that started from 1992, aseismatic mechanical stability of the EBS of HLW repository have been evaluated based on the engineering scale vibration test of the engineered barrier and the analytical methods.

In this report, the results of the engineering scale vibration test of the engineered barrier and the development of the analytical computer code for seismic response of the engineered barriers are described, following Study of Vibration Behavior Deep Underground Cavity and Internal Structure (1).

From this study, the following conclusions are obtained

(1) Engineering scale vibration test of engineered barrier

From the results of sweep wave vibration tests conducted to examine the effect of natural frequency of the EBS, the natural frequency of the EBS tends to decrease as the acceleration increases.

From the results of vibration tests with the actual seismic waves characteristics, both of the simulated overpack and the buffer have no significant response against seismic and then simulated engineered barriers behave dynamically as a rigid body.

(2) Development of the analytical computer code for seismic response of the engineered barrier

The analytical computer code has been developed considering the non-linear dynamic properties of the buffer material between stress and strain.

Verification analysis results for the engineering scale vibration test of the engineered barrier mentioned above, using the analytical computer code, agree with vibration test of the engineered barrier.

* Tokai Works, Waste Management and Fuel Cycle Research Center, Waste Isolation Research Division,
Barrier Performance Group

** Computer Software Development Co., Ltd, Environmental Engineering Group

*** National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention Science and technology
Agency, Earthquake Engineering Laboratory

目 次

1.はじめに	1
2. 研究概要・分担およびこれまでの研究状況	3
2-1.研究概要および分担	3
2-2.これまでの研究状況	4
3.振動実験方法	6
3-1.中型試験体の概要	6
3-2.緩衝材の充填および注水方法	8
3-3.実験方法	8
3-4.実験手順	9
4.振動実験結果	24
4-1.加振実験終了後のサンプリング	24
4-2.スイープ波試験結果	25
4-2-1.拘束容器の特性	25
4-2-2.模擬人工バリアの特性	25
4-3.実地震波試験結果	27
4-4.まとめ	29
5.人工バリア地震応答解析コードの開発	67
5-1.はじめに	67
5-2.緩衝材の動的特性	67
5-2-1.実験式に基づく非線形解析	67
5-2-2.等価線形解析	73
5-2-3.ひずみ成分とせん断剛性および減衰定数	78
5-3.緩衝材における間隙水の挙動評価機能	78
5-3-1.非連成解法	79
5-3-2.連成解法	82
5-4.緩衝材における液状化判定方法	88
5-5.境界条件機能	92
5-5-1.解析領域の境界条件	92
5-5-2.ジョイント要素	94
5-6.まとめ	94

6.検証解析	108
6-1.はじめに	108
6-2.振動実験解析のための緩衝材の動的物性の取得	108
6-3.振動実験の固有値解析	109
6-3-1.対象とした実験結果および解析に用いた仮定	109
6-3-2.解析モデルの形状および境界条件	109
6-3-3.物性値	109
6-3-4.解析結果	110
6-4.振動実験の実地震波応答解析	110
6-4-1.解析に用いた仮定	110
6-4-2.解析モデルの形状および境界条件	111
6-4-3.物性値	111
6-4-4.入力地震波	112
6-4-5.解析結果	112
6-5.緩衝材要素試験結果を用いた有効応力（2相系）解析	113
6-5-1.対象とした緩衝材要素試験の概要	113
6-5-2.解析手法	114
6-5-3.解析条件	114
6-5-4.物性値	115
6-5-5.解析結果および考察	115
6-6.実規模ニアフィールドを対象とした場合の解析領域の検討	116
6-6-1.解析の目的および考え方	116
6-6-2.解析対象	117
6-6-3.解析手法	117
6-6-4.入力地震動および物性値	117
6-6-5.解析領域、境界条件および解析ケース	118
6-6-6.評価点	118
6-6-7.解析結果および鉛直方向に必要な解析領域	118
6-7.まとめ	119
7.おわりに	154
謝辞	157
参考文献	158

1.はじめに

わが国における高レベル放射性廃棄物の地層処分においては、廃棄体と地下水の接触を抑制するとともに、廃棄体からの核種の溶出・移行の制御効果を有するガラス固化体、オーバーパック、および緩衝材から構成される人工バリアと地層である天然バリアを組み合わせた多重バリアシステムにより安全確保を図ることを基本的考え方としている（動力炉・核燃料開発事業団、1992）。わが国における地層処分の概念を図1-1に示す。

人工バリアシステムに要求される様々な物理的、化学的バリア性能が維持されるためには、人工バリアシステムが構造的に安定な状態で存在することが必要である。したがって、わが国のように地震の多い地質環境条件下における地層処分においては、上記人工バリアシステムの構造的安定性担保のために、人工バリアシステムの耐震性評価が重要となる。

本研究は、地層処分システムにおける人工バリアの耐震性を、工学規模の振動実験により確認評価するとともに、人工バリアの耐震性評価手法の確立を図るもので、科学技術庁・防災科学技術研究所（以下、防災科研）と核燃料サイクル開発機構（旧 動力炉・核燃料開発事業団：以下、サイクル機構）が共同で、平成4年度から実施しているものである。本報告書は、第1報の「深部地下空洞および内部構造物の研究（--動力炉・核燃料開発事業団および防災科学技術研究所との共同研究中間報告--）」(1)（志水・谷口、1995）に引き続き、中型規模での振動実験、地震応答解析コード／モデルの開発、およびその検証・適用性について、第1報以降に得られた成果をまとめたものである。

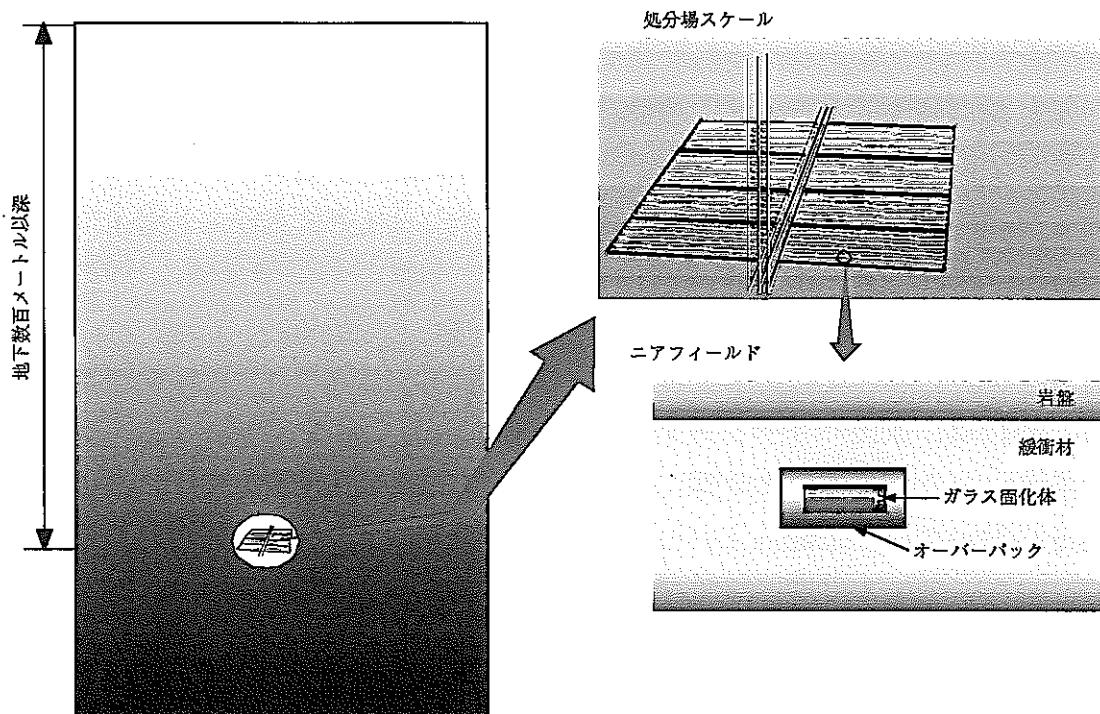


図 1-1 わが国における地層処分の概念

2.研究概要・分担およびこれまでの研究状況

2-1 研究概要および分担

人工バリアシステムにおける緩衝材の候補材料であるペントナイトは、粘弾塑性特性を有し、水分を吸収して膨潤するという複雑な性質を持つ材料であり、このような性質を有する物質で構成される系の振動挙動に関する評価手法は確立されていない。

そこで、1/5スケールの模擬人工バリア試験体を用いて、緩衝材の状態を人工バリア施工直後を想定した乾燥状態および長期にわたる岩盤からの地下水の浸潤を想定した湿润状態の2ケースで振動実験を行なった（御子柴ほか、1996）。また、緩衝材の動的変形特性の把握と繰り返し荷重下での間隙水圧の挙動確認を目的として、緩衝材の要素試験を行った（高治・谷口、1999）。これらと平行して、応力～ひずみ関係に既存の非線形モデルを用い、また間隙水圧の上昇も評価できる人工バリア地震応答解析コードを開発した。次いで、緩衝材要素試験および振動実験結果を用いて、開発した解析コードの検証および適用性の検討を行った。

本報に関わる研究項目を以下に示す。

(1) 人工バリアシステムの振動実験（担当；防災科研）

第3章、第4章

(2) 人工バリアシステムの耐震性評価解析コードの開発

(担当；サイクル機構)

第5章

(3) 緩衝材要素試験（担当；サイクル機構）

別資料（高治・谷口、1999）

(4) 振動実験結果を用いた検証解析（担当；サイクル機構）

第6章

(5) 緩衝材要素試験結果を用いた検証解析（担当；サイクル機構）

第6章

(6) ニアフィールド耐震安定性解析 FEM モデルの構築（担当；サイクル機構）

第6章

なお、これらの研究項目のうち、(1) 人工バリアシステムの振動実験、(2) 人工バリアシステムの耐震性評価解析コードの開発、および(4) 振動実験結果を用いた検証解析を防災科研との共同研究として行った。

2-2 これまでの研究状況

(御子柴ほか, 1994; 御子柴ほか, 1995; 志水・谷口, 1995)

平成 6 年度までに、坑道横置き方式 1 ユニットの 1/10 スケールにおいて、緩衝材に模擬材料として透明なゴム状の物質（シリコンゴム）を用いたケース、および実際の緩衝材の候補材料であるベントナイト（クニゲル V1）を用いての乾燥状態と浸潤状態でのケースでの振動実験を行った（以下、小型試験）（御子柴ほか, 1994; 御子柴ほか, 1995）。実験概要を図 2-1 に示す。上記実験結果より、小型試験における模擬緩衝材（シリコンゴム）および緩衝材（ベントナイト）の両試験体は、振動時に非線形的な挙動をすることなく、若干相違する部分があるものの人工バリアはほぼ一体となって挙動する結果が得られた。

また、表 2-1 に示す仕様の人工バリア地震応答解析コードを開発し、上記実験結果の検証解析を行ったところ、解析結果と実験結果はほぼ一致することが確認された。

表 2-1 1/10 スケール振動実験の検証で用いた解析コードの仕様
(志水・谷口, 1995)

解析手法	有限要素法
次元	三次元
解法	直接積分法
応力～ひずみモデル	線形モデル
減衰モデル	レーリー減衰
応力モデル	全応力モデル (1相系)
出力	加速度, 変位, 応力, ひずみ

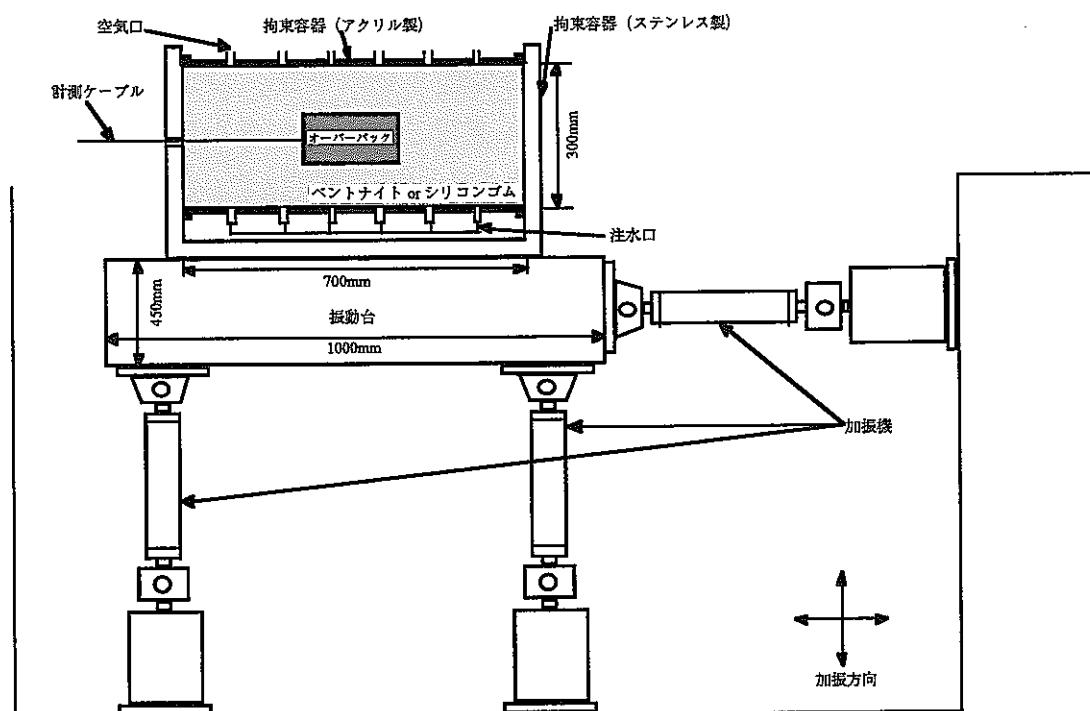


図 2-1 小型 (1/10 スケール) 振動実験概要図 (御子柴ほか, 1994;
御子柴ほか, 1995)

3.振動実験方法

3-1.中型試験体の概要

高レベル放射性廃棄物の地層処分における廃棄体定置方式には、現在のところ、処分孔堅置き方式、および処分坑道横置き方式が考えられている（動力炉・核燃料開発事業団、1992）。ここでの振動実験は、小型試験体の実験（御子柴ほか、1994；御子柴ほか、1995）において実績のある処分坑道横置き方式を対象とした。動力炉・核燃料開発事業団による第1次取りまとめ（動力炉・核燃料開発事業団、1992）で示された坑道横置き方式の仕様を図3-1に示す。

平成6年度までに、上記仕様の小型（1/10スケール）振動実験により、実験方法等の確認を行ってきた（御子柴ほか、1994；御子柴ほか、1995；志水・谷口、1995）。ここでは、実規模人工バリアの振動挙動の評価、および改良中の人工バリア地震応答解析コード検証のための基礎データの取得を目的として上記仕様の1/5スケールの試験体を用いて振動実験を行った（以下、中型試験）（御子柴ほか、1995）。中型試験の試験体を図3-2および写真3-1に示す。

模擬オーバーパックは、第1次取りまとめにおいて一例として示された炭素鋼製とした。緩衝材には、実際の候補材料であるNa型ベントナイト（クニゲルV1）を含水比を一定に調整し用いた。

天然バリアである岩盤を模擬した拘束容器は、緩衝材中への水の浸潤時、および加振実験前後における緩衝材の状態を目視により観察するためにアクリル製とし、緩衝材の膨潤圧にも耐えられる強度とした。また、ステンレス鋼を用い左右および中心に容器を包むように補強した。中型試験体の仕様を以下に示す。

拘束容器

形 状：円筒形で密封型

材 質：アクリル製

寸 法：内径560mm×長さ1400mm

板 厚：20mm

耐圧力：約0.5MPa

補 強：容器補強材をステンレス鋼とし、ベース鉄板を

介して振動台に固定

模擬オーバーパック

形 状：円筒形

材 質：炭素鋼製

寸 法：直径 200mm×長さ 400mm

重 量：約 100kg

緩衝材（クニミネ工業（株）の品質特性値による）

材 質：Na型ペントナイト（クニゲルV1）

真比重：2.4

見掛け比重：0.6～0.7

粒 度：250mesh 90%以上通過

膨潤力：16ml/2g 以上

振動台

加振方向：加速度計 1台 (GLX)

鉛直方向：加速度計 1台 (GLZ)

拘束容器

加振方向：容器台座 --- 加速度計 1台 (SGLX)

容器上面 --- 加速度計 1台 (AUX)

内側側面 --- 土圧計 2台 (BX1, BX3)

間隙水圧計 1台 (WX1)

鉛直方向：台座 --- 加速度計 1台 (SGLZ)

容器上面 --- 加速度計 1台 (AUZ)

内側側面 --- 土圧計 1台 (BZ1)

間隙水圧計 1台 (WZ1)

緩衝材中

加振方向：加速度計 2台 (CX1, CX2)

鉛直方向：加速度計 2台 (CZ1, CZ2)

模擬オーバーパック

加振方向：加速度計 2台 (OX1, OX2)

土圧計 2台 (BX2, BX4)

間隙水圧計 1台 (WX2)

鉛直方向：加速度計 2台 (OZ1, OZ2)

奥行き方向：加速度計 2 台 (OY1, OY2)

なお、実験は、廃棄体埋設直後を想定した緩衝材乾燥状態（ケース 1）、および長期にわたる岩盤からの地下水の浸潤を想定した緩衝材浸潤状態（ケース 2）の 2 ケースで行った。

3-2. 緩衝材の充填および注水方法

地層処分の緩衝材設置方法としては、粉末ベントナイトを圧縮成型したブロックを積み重ねる方法と、原位置で締固める方法とが考えられている（動力炉・核燃料開発事業団、1992）。本振動実験では、注水期間等の時間的制約から、水の浸潤期間を極力短くするため、密度を実際の地層処分で想定されているものの半分程度にし、一定量の粉末ベントナイトを段階的に充填した。なお、ケース 2（緩衝材浸潤状態）におけるベントナイト充填時には蒸留水も段階的に散布した。ケース 1 におけるベントナイト（緩衝材）の充填状況を図 3-3-1 に、ケース 2 におけるベントナイト（緩衝材）の充填状況を図 3-3-2 に示す。

ケース 2（緩衝材浸潤状態）における試験体への注水は、短期間で緩衝材を飽和に近付けるために図 3-4 に示すような注水装置を用いた。この装置は、圧力タンク、高圧不燃ガスおよびはかりで構成され、高圧不燃ガスを蒸留水の入っている圧力タンクに送り、蒸留水の圧力を高くして試験体に注水するものであり、拘束容器の両側および下側に各々 9 ケ所、計 27 ケ所の注水口、および上側に 9 ケ所の空気口を設けた。注水した蒸留水の量は圧力タンクの下にはかりを置き重量から求めた。なお、注水圧力は 0.1～0.2MPa 程度で行った。

ケース 1（緩衝材乾燥状態）およびケース 2（緩衝材浸潤状態）におけるベントナイトの充填および注水状況を表 3-1 に示す。

3-3. 実験方法

加振実験は、防災科研所有の大型振動台を用いて行った。大型振動台の仕様（防災科研パンフレットより抜粋）を以下に示す。

振動台面積 : 15.0m × 14.0m

最大搭載重量 : 500 t
加振方向 : 水平 1 方向
最大振幅 : ±220 mm
最大速度 : 75 cm/sec
最大加速度 : 0.94G (200 t 時)
加振周波数単位 : DC~50 Hz

計測は、加速度、圧力および間隙水圧について行った。各部の計測は、加振方向および鉛直方向の 2 成分について行った。なお、模擬オーバーパックについては振動によって回転することが考えられるため、加振方向、水平面内、垂直方向も加え 3 成分の加速度計を設置し、装填するセンサーがオーバーパックからはみ出さないように加工を施した。以下に、各部の計測地点を示す。また、各部の計測センサー配置図を図 3-5 に、ケース 1 の加振方向断面を図 3-6-1 に、ケース 2 の加振方向断面を図 3-6-2 に、各センサー仕様一覧を表 3-2 ((株) 共和電業パンフレットより抜粋) に示す。

3-4. 実験手順

実験手順を図 3-7 に示す。

試験容器および模擬オーバーパックは、ケース 1、ケース 2 とも同一なもの用いた。

実験手順としては、スイープ波加振（周波数帯：1~10Hz, 10~1Hz (各 180 秒間), 10~50Hz, 50~10Hz (各 400 秒間), 加速度 : 50gal）により天然バリアを模擬した拘束容器（ベントナイト充填前）について固有振動数の検索を行なった。

次いで、拘束容器への模擬オーバーパックと緩衝材（以下、模擬人工バリア）およびセンサー設置の後（ケース 2 では、緩衝材への注水の後）、スイープ波加振（周波数帯：10~50Hz, 50~10Hz (各 500 秒間), 加速度 : 50, 100, 150, 200, 250, 300gal）により模擬人工バリアの固有振動数の検索を行なった。

スイープ波加振の後、ケース 1（緩衝材乾燥状態）では実地震波により、ケース 2（緩衝材浸潤状態）ではケース 1 で用いた実地震波を時間に関して 1/2.5 (試験体の規模=1/5, 従って加速度を基準にすると, 時間= $1/\sqrt{5} \approx 1/2.5$) に

圧縮した波により最大加速度 1000gal 近くまでの加振を行った。なお、用いた地震波は、一般に振動実験で用いられているエルセントロ N-S 成分（1940 年 5 月 18 日、Imperial Valley 地震、M=7.1、南シアラ電力会社エルセントロ変電所地下室で観測）、宮城県沖 E-W 成分（1978 年 6 月 12 日、宮城県沖地震、M=7.4、震源深さ 40km、仙台市住友ビル地下 2 階で観測）八戸 E-W 成分（1968 年 5 月 16 日、十勝沖地震、M=7.9、青森県八戸市で観測）である。

なお、各センサーにおけるデータは 0.001 秒間隔で出力した。

実験に用いた波形データ（振動台上：GLX で計測されたデータ）の一部を図 3-8～3-11 に示す。

加振実験終了後には、模擬オーバーパック、および各センサーの回転、移動、沈下量の確認、また、緩衝材の健全性（ケース 2 では飽和度も含む）を確認することを目的にベントナイトのサンプリングを行った。

表 3-1 ベントナイトの充填および注水

ケース 1 (緩衝材乾燥状態)		
緩衝材充填時 (加振実験時)		
ベントナイト含水比：9.7% ベントナイト充填量：311kg 乾燥密度：0.85g/cm ³ 充填密度：0.94g/cm ³ 飽和度：12.2% 充填方法：一定量（約 50kg）を段階的に充填		
ケース 2 (緩衝材浸潤状態)		
充填時	注水時	加振実験時
ベントナイト含水比：9.7% ベントナイト充填量：291kg 蒸留水充填量：231 乾燥密度：0.80g/cm ³ 充填密度：0.95g/cm ³ 飽和度：21.0% 充填方法：一定量のベントナイト (約 10kg)と蒸留水(約 11) を段階的に充填	蒸留水注水量：158 l 注水期間：約 3 カ月 注水圧力：0.1～0.22MPa	浸潤密度：1.42g/cm ³ 飽和度：89.0%

表 3-2 計測センサー仕様一覧 ((株) 共和電業パンフレットより抜粋)

計測地点	計測対象	計測範囲	応答周波数範囲	種類	備考
GLX	加速度	±5 G	0~100 Hz	共和制 AS-5GB	
GLZ	加速度	±5 G	0~100 Hz	共和制 AS-5GB	
SGLX	加速度	±5 G	0~100 Hz	共和制 AS-5GB	
SGLZ	加速度	±5 G	0~100 Hz	共和制 AS-5GB	
AUX	加速度	±5 G	0~100 Hz	共和制 AS-5GB	
AUZ	加速度	±5 G	0~100 Hz	共和制 AS-5GB	
CX1	加速度	±5 G	0~95 Hz	共和製 ASW-5A	防水型
CX2	加速度	±5 G	0~95 Hz	共和製 ASW-5A	防水型
CZ1	加速度	±5 G	0~95 Hz	共和製 ASW-5A	防水型
CZ2	加速度	±5 G	0~95 Hz	共和製 ASW-5A	防水型
OX1	加速度	±5 G	0~100 Hz	共和制 AS-5GB	
OX2	加速度	±5 G	0~100 Hz	共和制 AS-5GB	
OZ1	加速度	±5 G	0~100 Hz	共和制 AS-5GB	
OZ2	加速度	±5 G	0~100 Hz	共和制 AS-5GB	
OY1	加速度	±5 G	0~100 Hz	共和制 AS-5GB	
OY2	加速度	±5 G	0~100 Hz	共和制 AS-5GB	
BX1	土圧	2 kgf		共和製 BE-2KC	
BX2	土圧	2 kgf		共和製 BE-2KC	
BX3	土圧	2 kgf		共和製 BE-10KC	
BX4	土圧	2 kgf		共和製 BE-10KC	
BZ1	土圧	2 kgf		共和製 BE-2KC	
BZ2	土圧	2 kgf		共和製 BE-2KC	
WX1	間隙水圧	2 kgf		共和製 BP-2KRS	
WX2	間隙水圧	2 kgf		共和製 BP-2KRS	

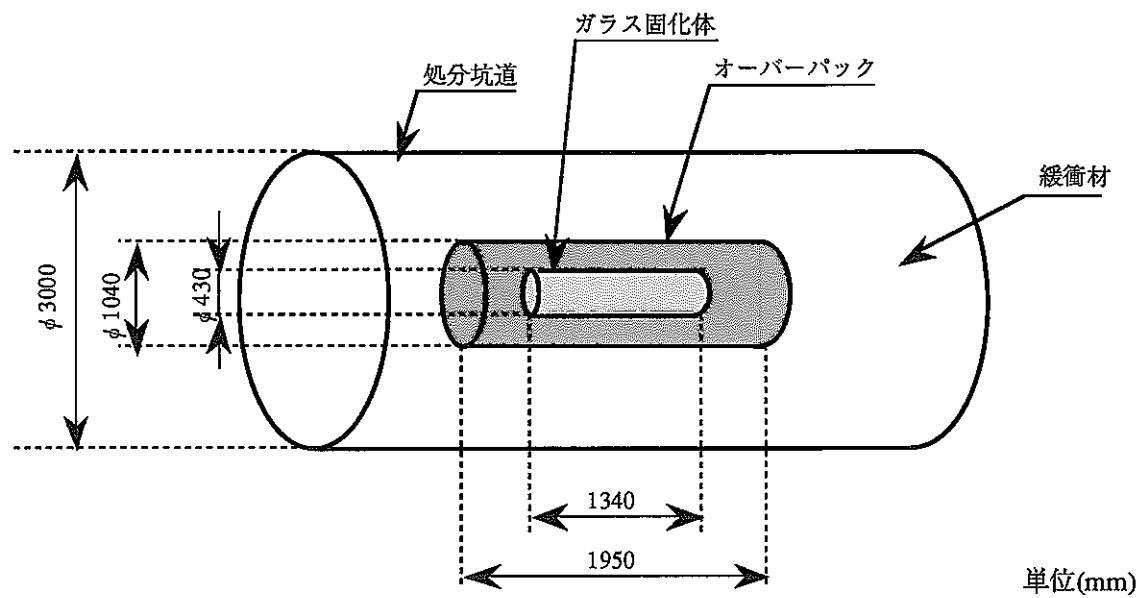


図 3-1 処分坑道横置き方式 (動力炉・核燃料開発事業団, 1992)

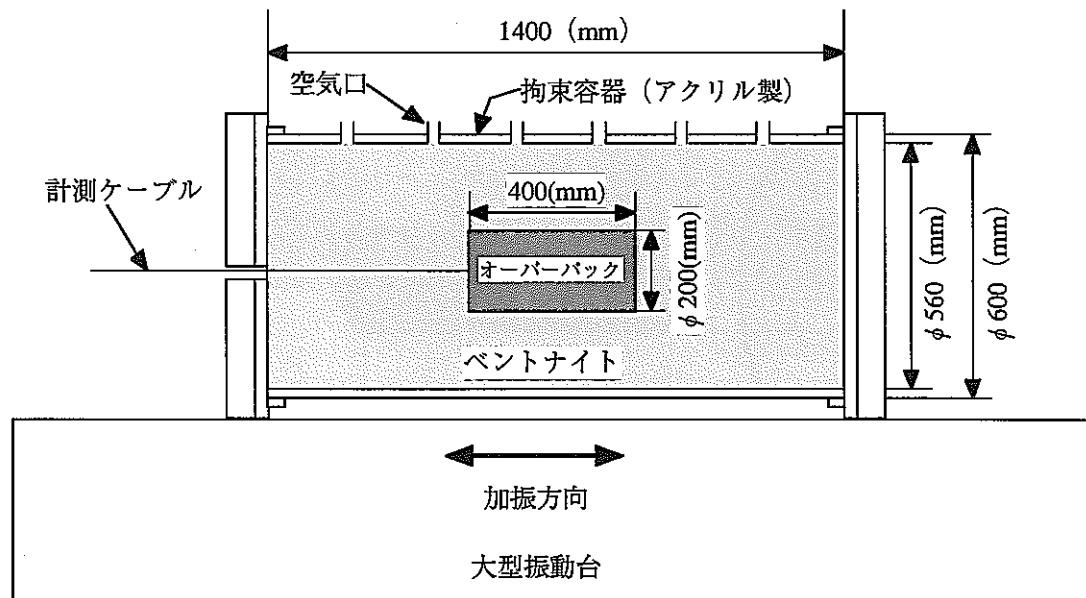


図 3-2 中型試験試験体

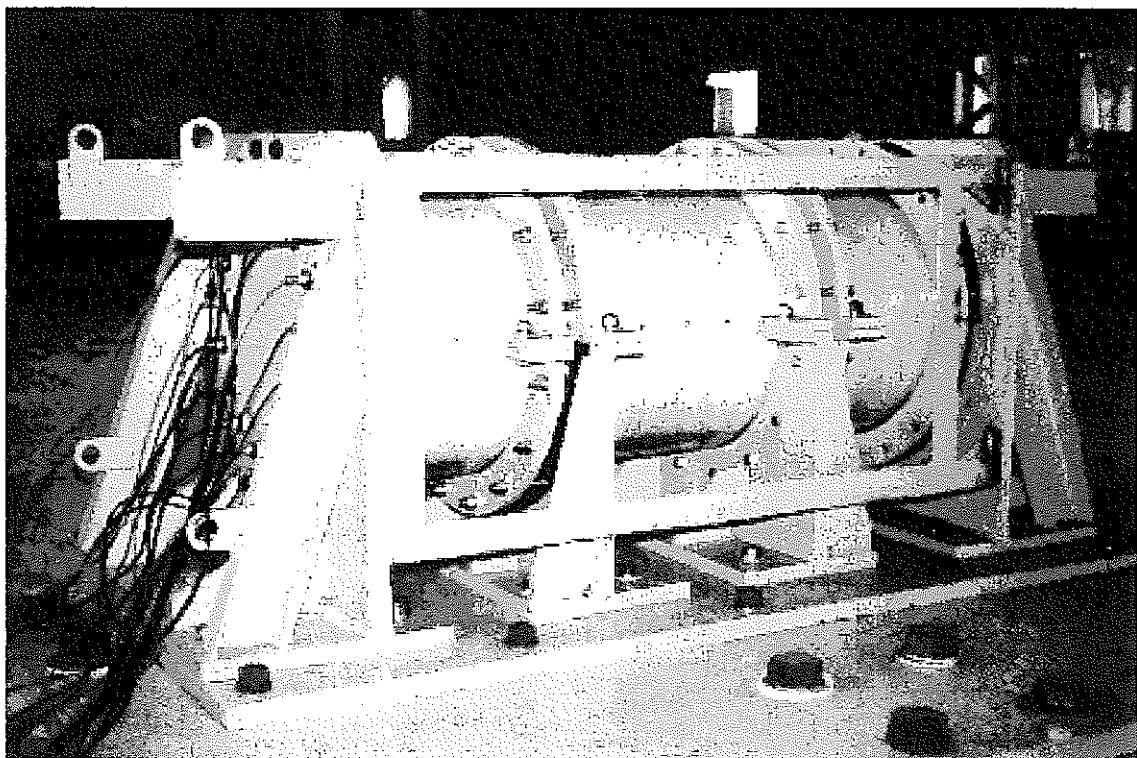
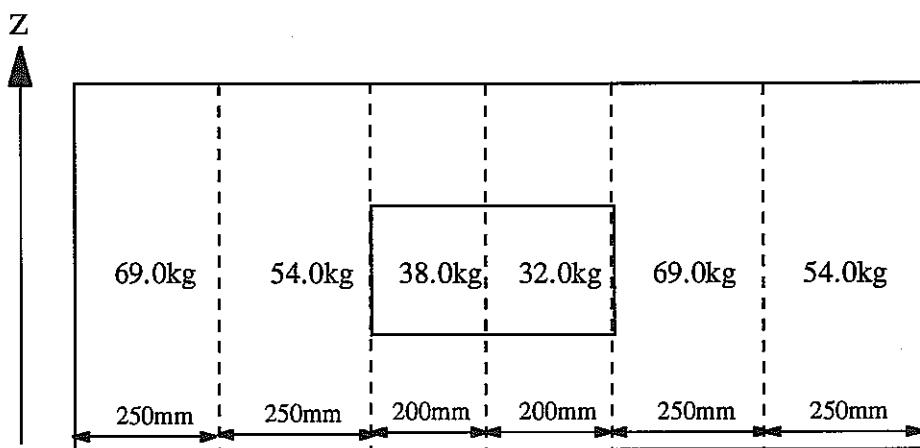
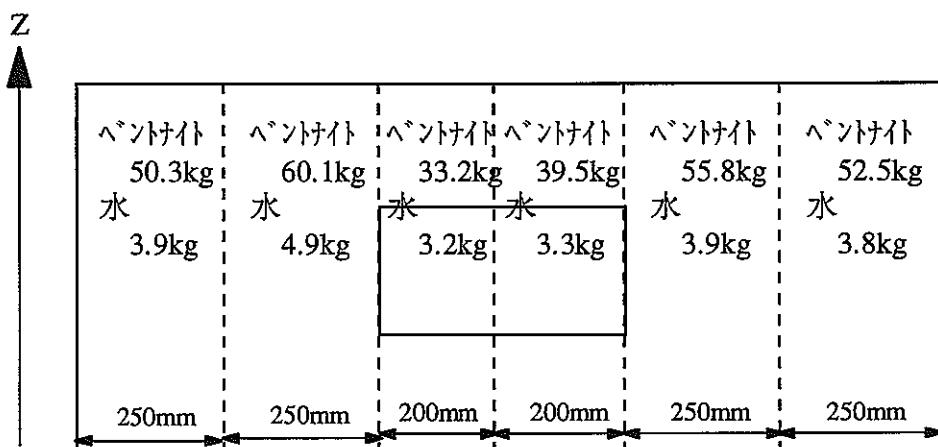


写真 3-1 中型試験試験体



計 ベントナイト : 311.0kg

図 3-3-1 ベントナイト充填状況 (ケース 1, 緩衝材乾燥状態)



計 ベントナイト : 291.4 kg
蒸留水 : 23.0 kg

図 3-3-2 ベントナイト充填状況 (ケース 2, 緩衝材浸潤状態)

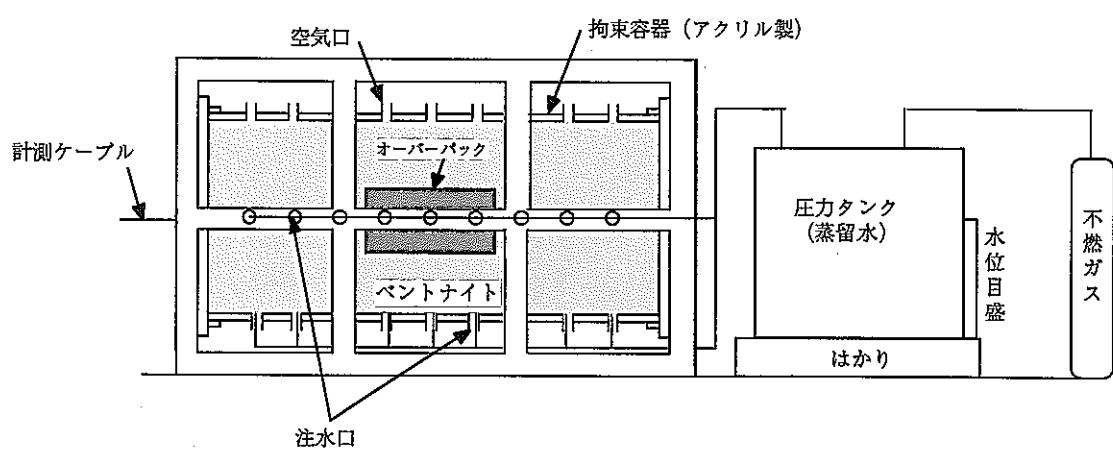
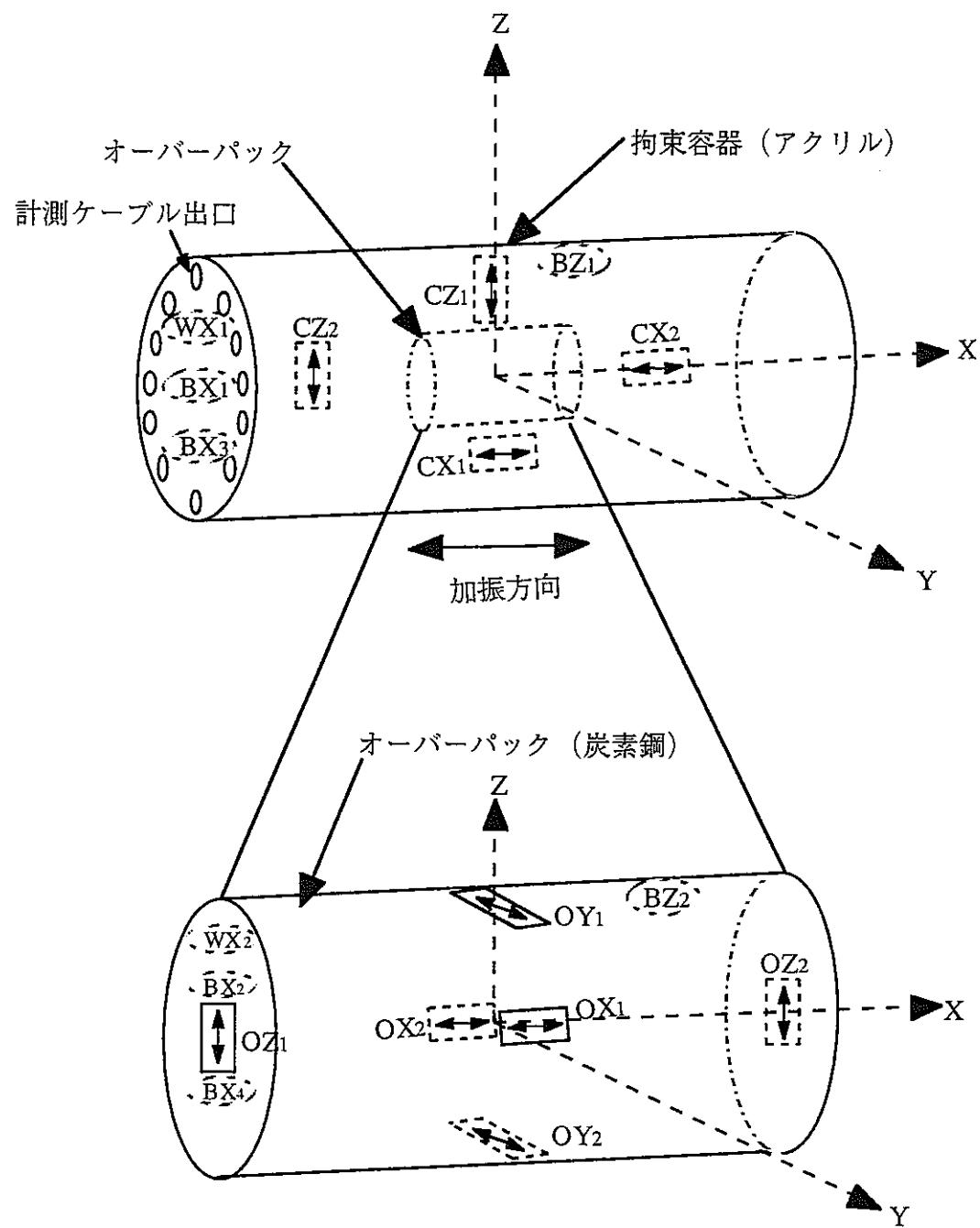


図 3-4 試験体および注水装置



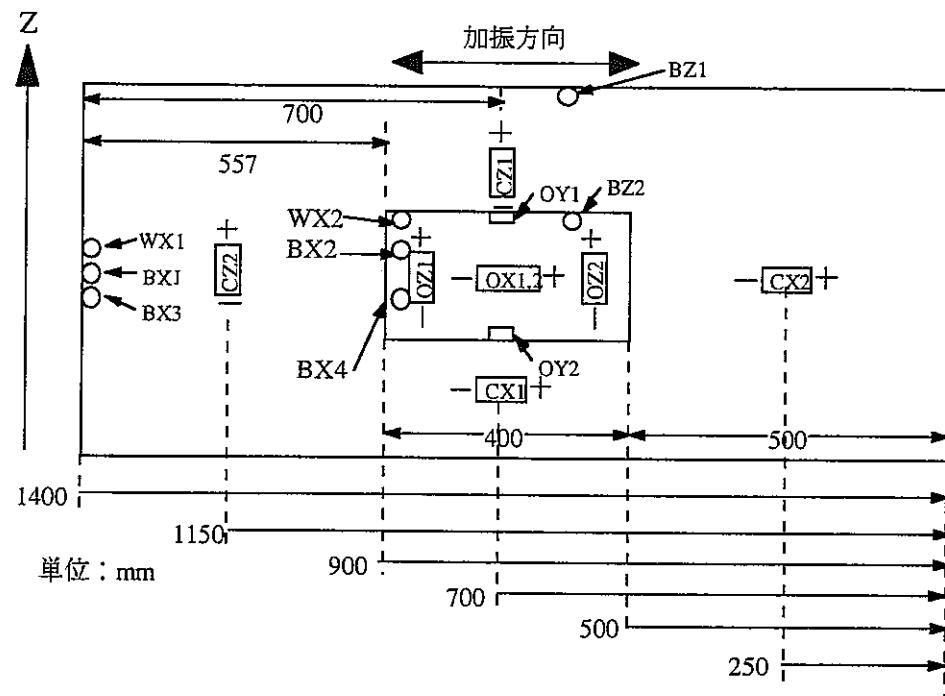


図 3-6-1 計測センサー配置断面図（ケース 1：緩衝材乾燥状態）

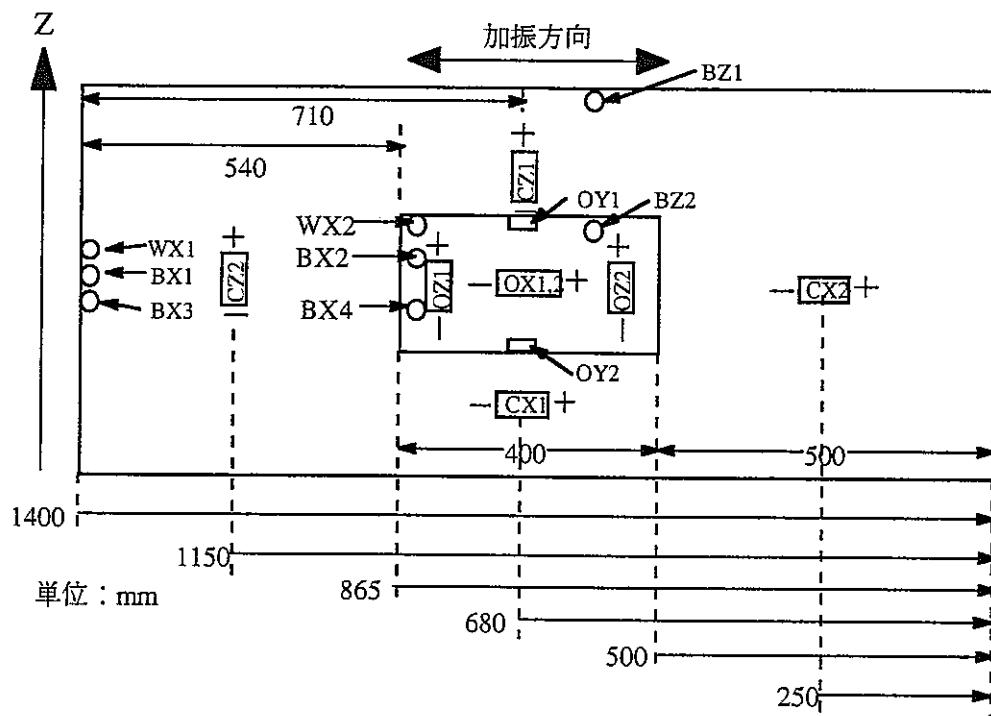


図 3-6-2 計測センサー配置断面図（ケース 2：緩衝材浸潤状態）

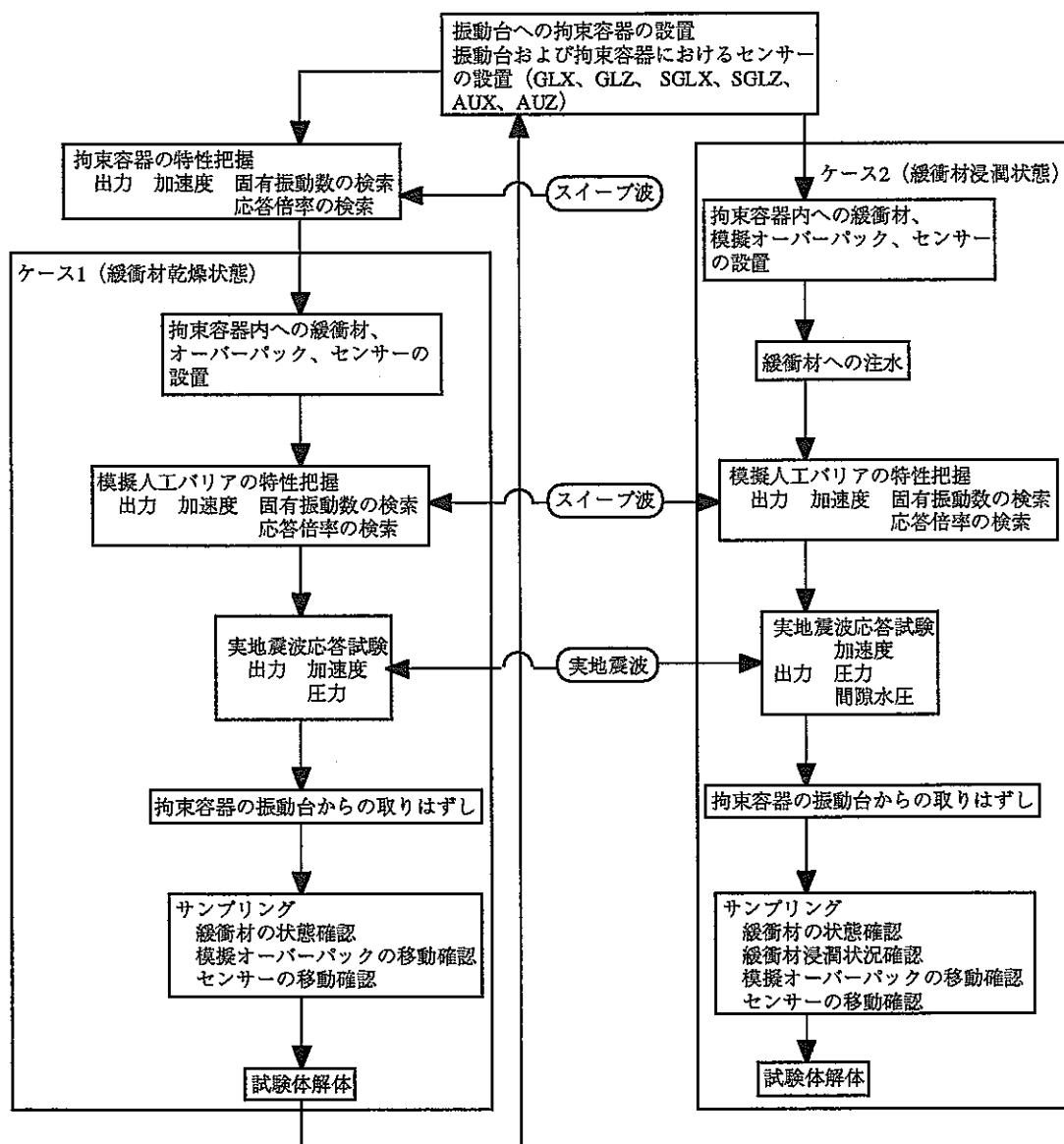


図 3-7 振動実験手順フロー

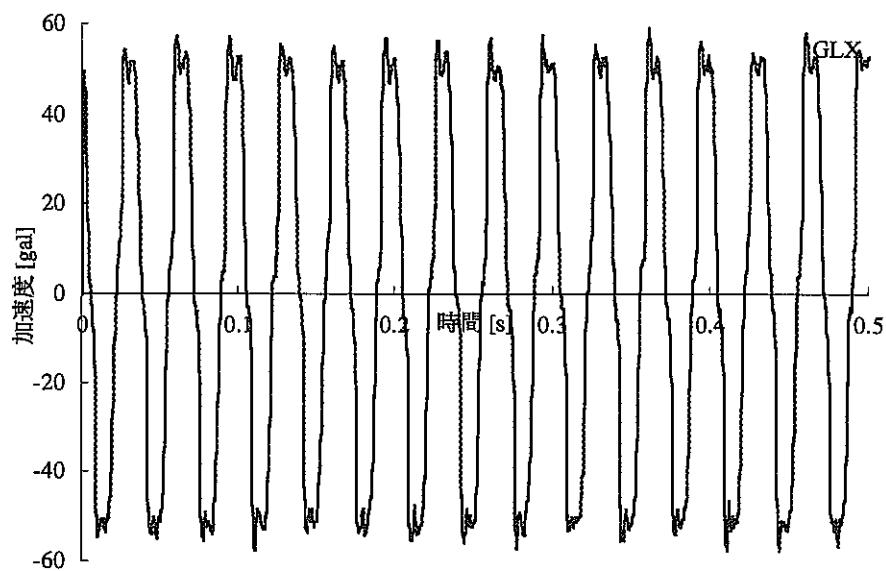


図 3-8-1 実験で用いた波形
(スイープ波：30～50Hz, 50gal, 0～0.5 秒(30Hz 付近))

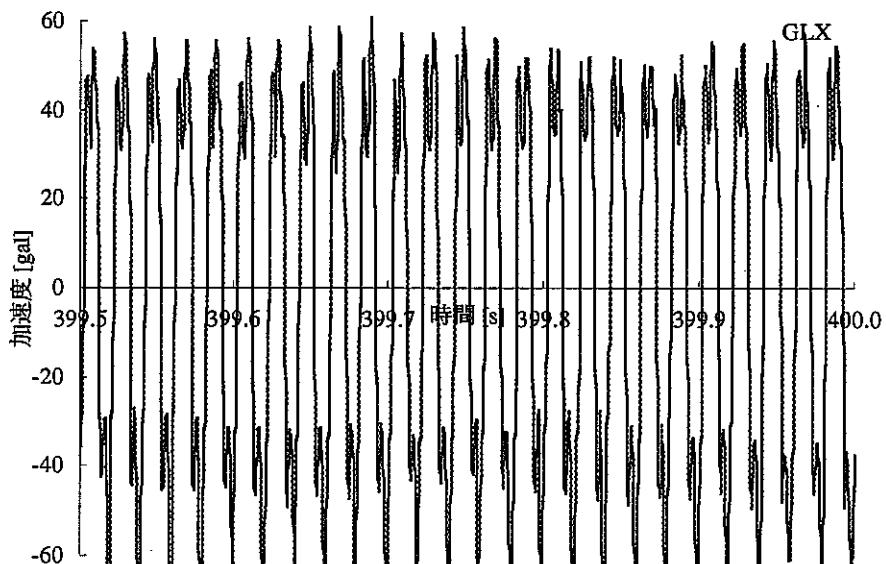


図 3-8-2 実験で用いた波形
(スイープ波：30～50Hz, 50gal, 399.5～400 秒(50Hz 付近))

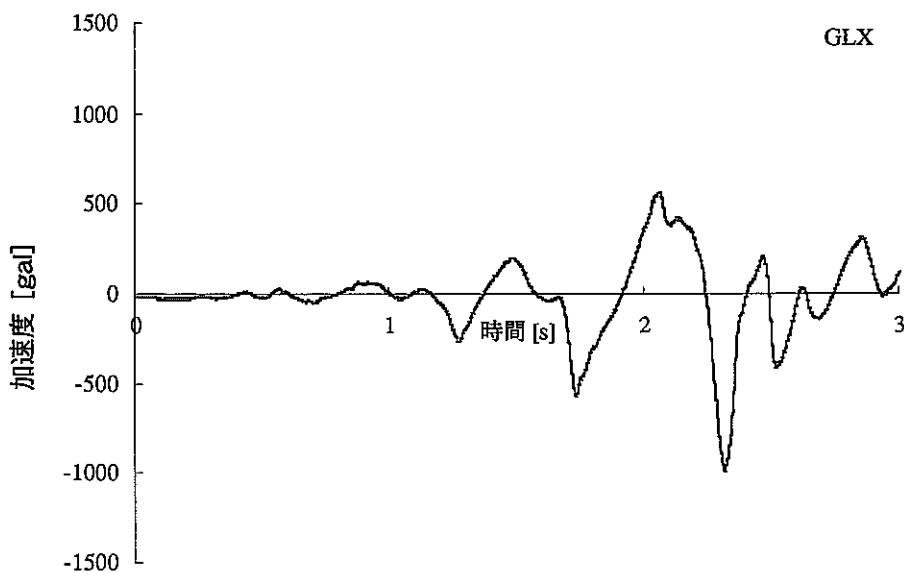


図 3-9-1 実験で用いた波形
(エルセントロ：0~3秒, ケース.1で使用)

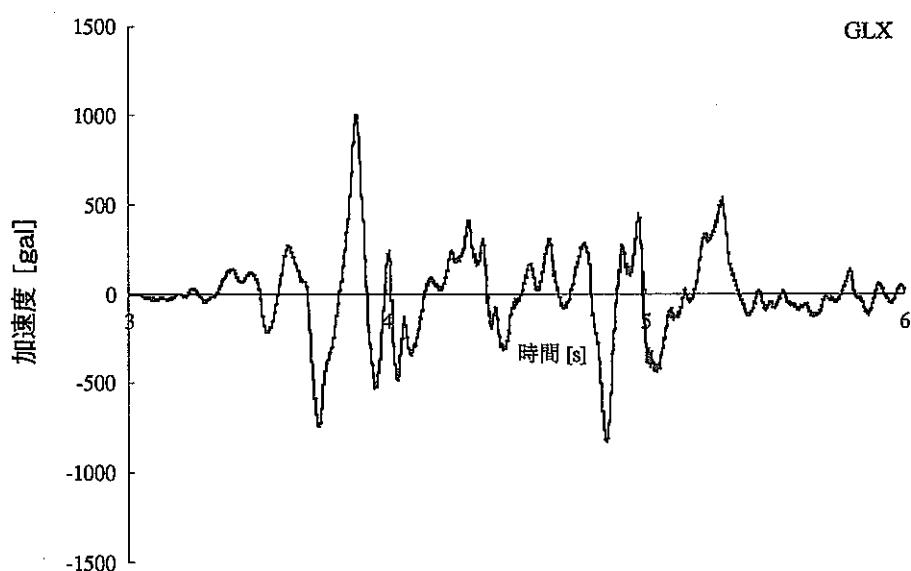


図 3-9-2 実験で用いた波形
(エルセントロ (時間を 1/2.5 に圧縮) : 3~6秒, ケース.2で使用)

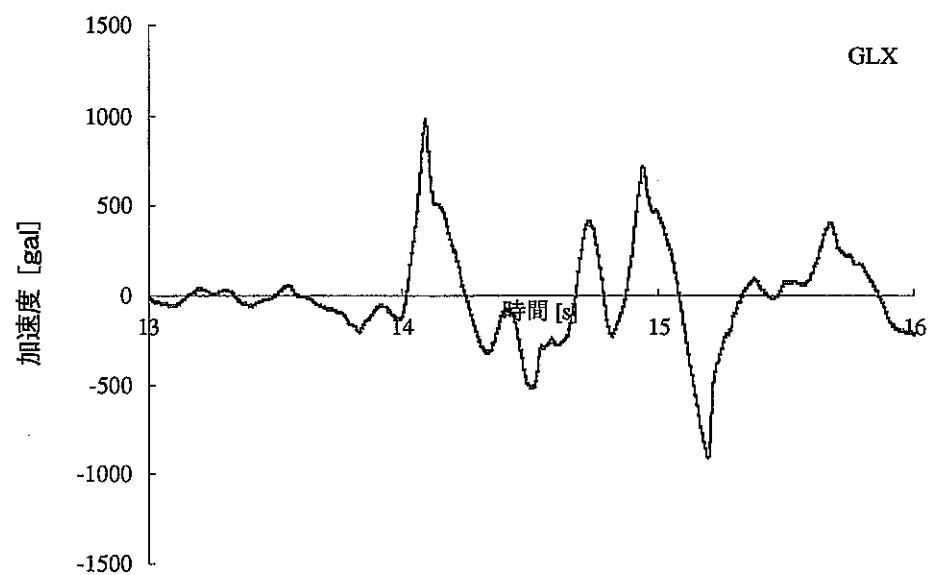


図 3-10-1 実験で用いた波形
(宮城県沖：13～16 秒, ケース.1 で使用)

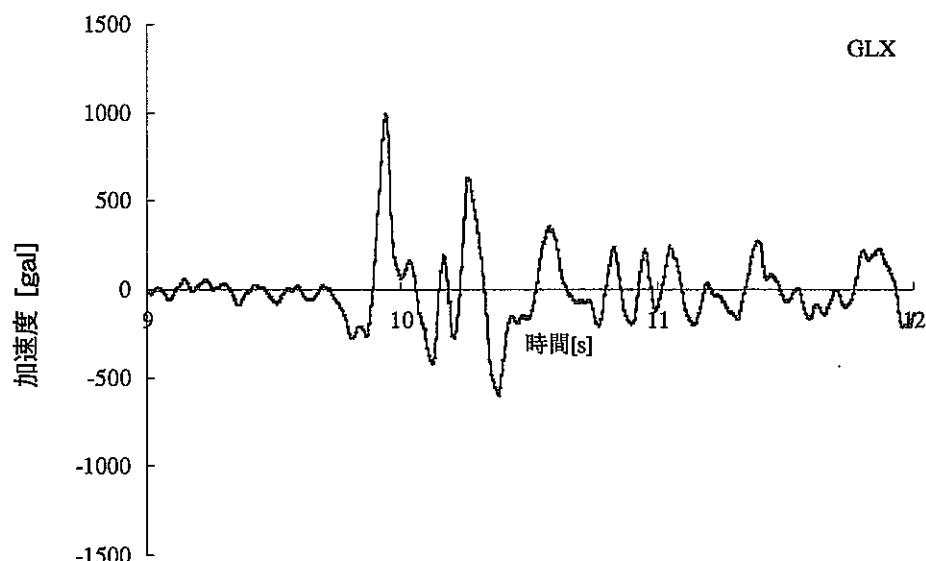


図 3-10-2 実験で用いた波形
(宮城県沖 (時間を 1/2.5 に圧縮) : 9～12 秒, ケース.2 で使用)

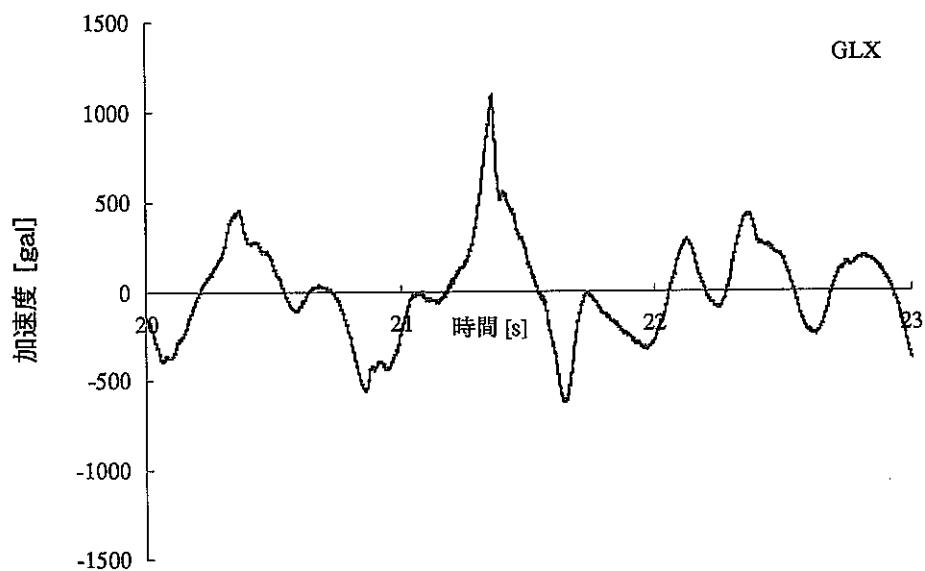


図 3-11-1 実験で用いた波形
(八戸：20～23秒, ケース.1で使用)

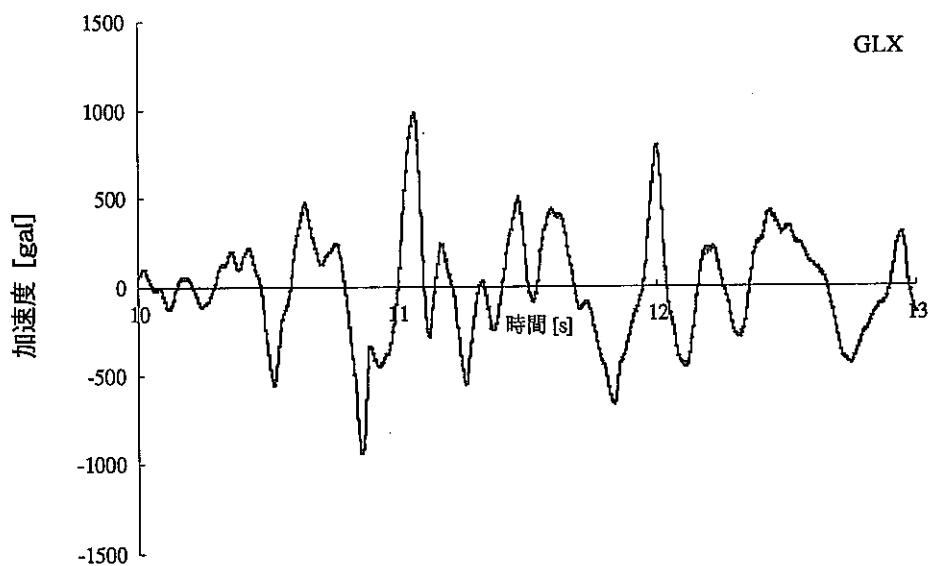


図 3-11-2 実験で用いた波形
(八戸 (時間を 1/2.5 に圧縮) : 10～13秒, ケース.2で使用)

4.振動実験結果

4-1.加振実験終了後のサンプリング

加振実験終了後、模擬オーバーパック、および各センサーの回転、移動、沈下量の確認、また、緩衝材の健全性を確認するために、ケース 1（緩衝材乾燥状態）、ケース 2（緩衝材浸潤状態）とも、サンプリングを行った。サンプリング方法は、計測ケーブルの出口側から行うこととし、まず、オーバーパック上面までの緩衝材を掘り出し、模擬オーバーパックの位置を確認した。次いで、模擬オーバーパック中心までの緩衝材を掘り出し、加速度計（CX1, CZ1）の位置および角度を確認した。模擬オーバーパックおよび加速度計の位置および角度のサンプリング結果を図 4-1 に示す。ケース 1 では、計測ケーブル出口上方で緩衝材が沈下し、空隙が生じていた。しかし、小型試験（緩衝材充填密度： 0.7g/cm^3 ）（志水・谷口, 1995）、および中型試験におけるケース 2（緩衝材浸潤状態）でのサンプリングでは、沈下による空隙は生じていなかった。したがって、この空隙の発生は加振による影響ではなく、緩衝材の充填作業に起因するものと思われる。模擬オーバーパックの移動に関しては、両ケースとも垂直方向には 35~50mm 程度沈下し、水平方向には計測ケーブル出口反対方向に 50~65mm 程度移動したが、回転は生じなかった。水平方向の移動はサンプリング時に試験体を垂直にしたためによる模擬オーバーパックの沈下現象と思われ、垂直方向の沈下現象も加振による影響ではなく模擬オーバーパックの自重によるものと思われる。このことは、後述する検証解析結果からも言える。加速度計（CX1, CZ1）の移動に関しては、ケース 1 における CZ1 で設置方向（測定方向）から 25° のずれを生じたが、ケース 2 における CZ1 および両ケースにおける CX1（加振方向に設置のため最重要）では、ずれを生じなかった。これより、ケース 1 における緩衝材中の Z 方向の計測データは信頼性に乏しいと思われる。

ケース 2（緩衝材浸潤状態）では、注水による水の浸潤程度を把握するために、加振実験終了後の緩衝材含水比も測定した。含水比測定位置を図 4-2 に、含水比測定結果を表 4-1 に示す。この結果から、緩衝材への水の浸潤状態は、不均一であり、また、飽和には至っていないことが分かる。

今後の課題としては、オーバーパックの沈下を極力防ぐために、緩衝材の充

填密度を実際の地層処分で想定されている程度までに高くする、水の浸潤を均一にし、飽和度を高くすることなどが必要である。

4-2.スイープ波試験結果

ここ以降（スイープ波試験、実地震波試験）では、各計測センサーで得られた値を基に実験結果について述べる。ただし、3-3「実験方法」で示したように、センサーは、加振方向以外にも、鉛直方向および加振方向水平面内垂直方向にも設置したが、これら加振方向以外のセンサーは有意な値を示さなかったため、加振方向のみのセンサーで考察を行う。また、間隙水圧に関しては、緩衝材のサンプリング結果より緩衝材が飽和に至っていなかったため考察を行っていない。

4-2-1.拘束容器の特性

拘束容器は天然バリア（岩盤）を模擬しているため、振動台と一体になってとなっていること、すなわち固有振動数が高く応答倍率が低いことが要求される。そこで、拘束容器のみ（模擬オーバーパックおよび緩衝材充填前）のスイープ波加振により、応答伝達関数を求め、固有振動数および応答倍率の検索を行なった。図4-3に加振レベル：50galにおける応答伝達関数を示す。

その結果、23Hz付近で応答倍率が1.3～1.6倍になったが、顕著な応答を示す周波数はなかった。したがって、固有振動数は50Hz以上にあると思われ、本実験で用いる振動台の加振周波数の範囲外である。また、後述する実験結果および解析結果で模擬人工バリアの固有振動数が約30-40Hzとなったことより、模擬人工バリアの振動試験に対する拘束容器の影響はほとんどないと考えられる。

4-2-2.模擬人工バリアの特性

スイープ波加振により、模擬人工バリア（模擬オーバーパックおよび緩衝材充填後）の応答伝達関数を求め、固有振動数および応答倍率の検索を行なった。図4-4に各加振レベルにおける応答伝達関数を、図4-5に加振レベルと固有振動数の関係を、図4-6に加振レベルと応答倍率の関係を示す。以下に固有振動数と応答倍率についての特性を示す。

(1) 固有振動数

1) ケース.1 (緩衝材乾燥状態)

模擬オーバーパックおよび緩衝材の固有振動数は、加振レベルが大きくなるにしたがって小さくなり、特に低加振レベル範囲において固有振動数の変化率が大きい傾向となった。このことから模擬人工バリアは非線形特性を示すと考えられる。本試験での加振レベルにおいては模擬人工バリアの固有振動数は 35 ~ 20Hz の範囲であると想定された。

模擬オーバーパックと緩衝材の固有振動数を比較すると若干緩衝材の方が低い値を示し、僅かながら模擬オーバーパックと緩衝材が個別に振動挙動したと考えられる。ただし、加振レベルに対する固有振動数の変化率は両者ともほぼ同じであった。

模擬オーバーパックおよび緩衝材におけるセンサーの位置の影響(OX1 と OX2, CX1 と CX2) はほとんどなく、固有振動数は各加振レベルにおいて一致した。

2) ケース.2 (緩衝材浸潤状態)

ケース 2 では、ケース 1 よりも応答伝達関数に関して、明確に変曲点が現れた。

模擬オーバーパックおよび緩衝材の固有振動数は、加振レベルが大きくなるにしたがって直線的に小さくなかった。模擬人工バリアの非線形特性はケース 1 と同様に存在すると考えられる。本試験での加振レベルにおいては模擬人工バリアの固有振動数は 40~30Hz の範囲であると想定され、ケース 1 よりも高い値となった。

模擬オーバーパックと緩衝材の固有振動数を比較すると、各加振レベルにおいてほぼ一致した。よって模擬オーバーパックと緩衝材は一体となって振動したと考えられる。

ケース 2 におけるこれらの傾向のケース 1 との違いは、緩衝材の飽和度の上昇により緩衝材の単位体積重量、変形特性(バネ定数)および膨潤応力の発生にしたがって内部応力が変化し、また模擬オーバーパック-緩衝材間および緩衝材-拘束容器間の剛性が変化したためであると考えられる。

模擬オーバーパックおよび緩衝材におけるセンサーの位置の影響(OX1 と OX2, CX1 と CX2) はほとんどなく、固有振動数は各加振レベルにおいて一致した。

(2) 応答倍率

1) ケース.1 (緩衝材乾燥状態)

模擬オーバーパックおよび緩衝材の応答倍率は、加振レベルが大きくなるにしたがって小さくなつた。このことから、加振レベルが大きくなるにしたがつて減衰が大きくなつたと考えられる。本試験での加振レベルにおける模擬オーバーパックの応答倍率は5~3倍、緩衝材の応答倍率は約2倍であった。

模擬オーバーパックおよび緩衝材におけるセンサーの位置の影響(OX1とOX2, CX1とCX2)はほとんどなく、応答倍率は各加振レベルにおいて一致した。

2) ケース.2 (緩衝材浸潤状態)

模擬オーバーパックおよび緩衝材の応答倍率は、加振レベルが大きくなるにしたがって小さくなつた。このことから、加振レベルが大きくなるにしたがつて減衰が大きくなつたと考えられる。本試験での加振レベルにおける模擬オーバーパックの応答倍率は17~7倍、緩衝材の応答倍率は10~2倍であり、ケース1よりも高い値となつた。このことは、飽和度の上昇により緩衝材の特性、特に減衰特性が変化したためであると考えられる。

模擬オーバーパックおよび緩衝材におけるセンサーの位置の影響(OX1とOX2, CX1とCX2)に関しては、模擬オーバーパック(OX1とOX2)ではほとんどなく、応答倍率は各加振レベルにおいて一致したが、緩衝材ではCX1(オーバーパックの下に設置)の方がCX2(オーバーパックの横に設置)よりも約3倍大きな値となつた。このことは、オーバーパックの自重により、オーバーパック底部での緩衝材が圧密された影響によるものと思われる。

4-3. 実地震波試験結果

3-4で記述した実地震波(エルセントロ、宮城県沖、八戸)を用いて、加振実験を行なつた。各ケースおよび実地震波での主要計測センサーの加速度特性(加速度時刻歴、加速度フーリエスペクトル、振動台(GLX)での計測値を基準とした相対加速度フーリエスペクトル)を図4-7~4-8に示す。

これらの図より、加速度時刻歴に関してはケース1(緩衝材乾燥状態)およびケース2(緩衝材浸潤状態)とも、各計測センサーの値は入力地震波(GLX)とほぼ一致した。加速度フーリエスペクトルに関しては、ケース1(緩衝材乾燥状態)では概ね全周波数領域で一致したが、ケース2(緩衝材浸潤状態)で

は、スイープ波試験から得られた模擬人工バリア固有周波数付近（約 40 Hz）で僅かだが応答を示し、特に模擬オーバーパック（OX1）が比較的応答を示した。また、振動台（GLX）での計測値を基準とした相対加速度フーリエスペクトルでさらに詳細に周波数領域での各計測点の增幅を検討すると、ケース 1 では、入力地震波の卓越周波数から模擬人工バリア固有周波数付近（約 20～30 Hz）の範囲でほぼ同程度増幅したが、ケース 2 では、模擬人工バリア固有周波数付近（約 40 Hz）での増幅が顕著となった。このことは、4-2「スイープ波試験結果」においてもケース 1 よりケース 2 の方が応答伝達関数において明確に変曲点が現れさらに応答倍率が高くなったことと整合性がとれている。したがって、緩衝材浸潤状態の方が、振動挙動を把握しやすいことがいえる。これは、緩衝材への浸潤が進むと膨潤圧が発生することにより、内部応力が高まること、拘束容器と緩衝材間の隙間が閉塞し隙間の剛性が高まり非線形性を弱めることが原因と考えられる。

しかしながら、両ケースとも、模擬オーバーパックの増幅は極僅かであり、また、模擬人工バリアの固有振動数も地震波の卓越周波数と比較して極めて大きいため、模擬人工バリアは、剛体となり地震波とともに振動すると言える。

加振レベルと最大加速度比の関係を図 4-9、図 4-10 に示す。

これから、各ケースおよび地震波とも 200gal 以下の CX2 を除いて、最大加速度比は 1 となった。このことから、加速度レベルに対する非線形性ではなく、各加速度レベルに対しても模擬人工バリアは剛体であると言える。CX2 における低加速度での増幅は、周囲の緩衝材の充填密度にばらつきがあり、空隙が生じていたことによると考えられる。

加振レベルと緩衝材の最大圧力の関係を図 4-11、図 4-12 に示す。

また、ケース 2 における、注水開始からの加振実験前までの緩衝材圧力（BX1）の経時変化を図 4-13 に示す。

これから、模擬オーバーパックおよび緩衝材端面での土圧は加振レベルにしたがって大きくなつた。また、図 4-13 に示す加振前での土圧計の計測結果も含めて検討すると、緩衝材の膨潤応力の影響でケース 2 の方がケース 1 と比較して大きな値となつた。しかしながら、その値は最大でも 0.01[MPa] 程度であり、事前に行った緩衝材強度試験結果（乾燥密度： $\rho_d = 0.7, 1.0, 1.3[\text{g/cm}^3]$ （高治・谷口、1999））でのせん断強度 $((\sigma_1 - \sigma_3)/2)$ ：表 6-1 参照）を下回る結果となつた。

以上のことより、本振動実験では、緩衝材が破壊することなく、また、オーバーパックが特に増幅することなく、模擬人工バリアはほぼ剛体となって振動挙動することが分かった。

4-4.まとめ

周波数を可変させて固有振動数を確かめるためのスイープ波加振実験により、本実験での模擬人工バリアの固有振動数に関して、緩衝材乾燥状態では 35～20Hz、緩衝材浸潤状態では 40～30Hz の範囲であることが想定された。また、固有振動数は、加振レベルが大きくなるにしたがって小さくなる非線形性が見られた。これらの値は、実地震波の卓越周波数と比較して極めて大きいため、模擬人工バリアは実地震波に対して過剰に応答する可能性はないことが示唆された。

実地震波加振実験では、模擬人工バリアの固有振動数近傍で、模擬人工バリアが若干応答する結果となったが、おおむねオーバーパックおよびベントナイトとも各地震波特有な周期に目立った応答はせず、人工バリアは剛体となって振動挙動した。また、緩衝材における発生圧力もその強度に対して小さな値となり、目視による緩衝材の観察、サンプリングによる観察においても、緩衝材の破壊、液状化等の現象は確認できなかった。

これらの結果から、本実験での条件下では、模擬人工バリアは耐震安定性を有していることが確認された。

今後の課題としては、緩衝材の充填密度を実際で想定している程度とする、有効応力解析の検証を行えるよう緩衝材を完全飽和状態とする、複数の人工バリアが存在する処分場における解析境界条件の検討を可能な系とする、等を考慮した工学規模の振動実験の実施があげられる。

表 4-1 加振実験終了後の緩衝材含水比測定結果（ケース 2：緩衝材浸潤状態）

サンプリング位置	含水比 [%]	サンプリング位置	含水比 [%]
CZ2-1	35.5%	CX2-1	48.5%
CZ2-2	88.3%	CX2-2	50.7%
CZ2-3	54.4%	CX2-3	44.6%
CZ2-4	51.5%	CX2-4	47.7%
CZ2-5	61.4%	CX2-5	43.3%
OU-1	43.0%	OL-1	55.4%
OU-2	54.9%	OL-2	65.0%
OU-3	39.2%	OL-3	50.1%
OU-4	30.4%	OL-4	45.4%

*サンプリング位置に関しては図 4-2 参照

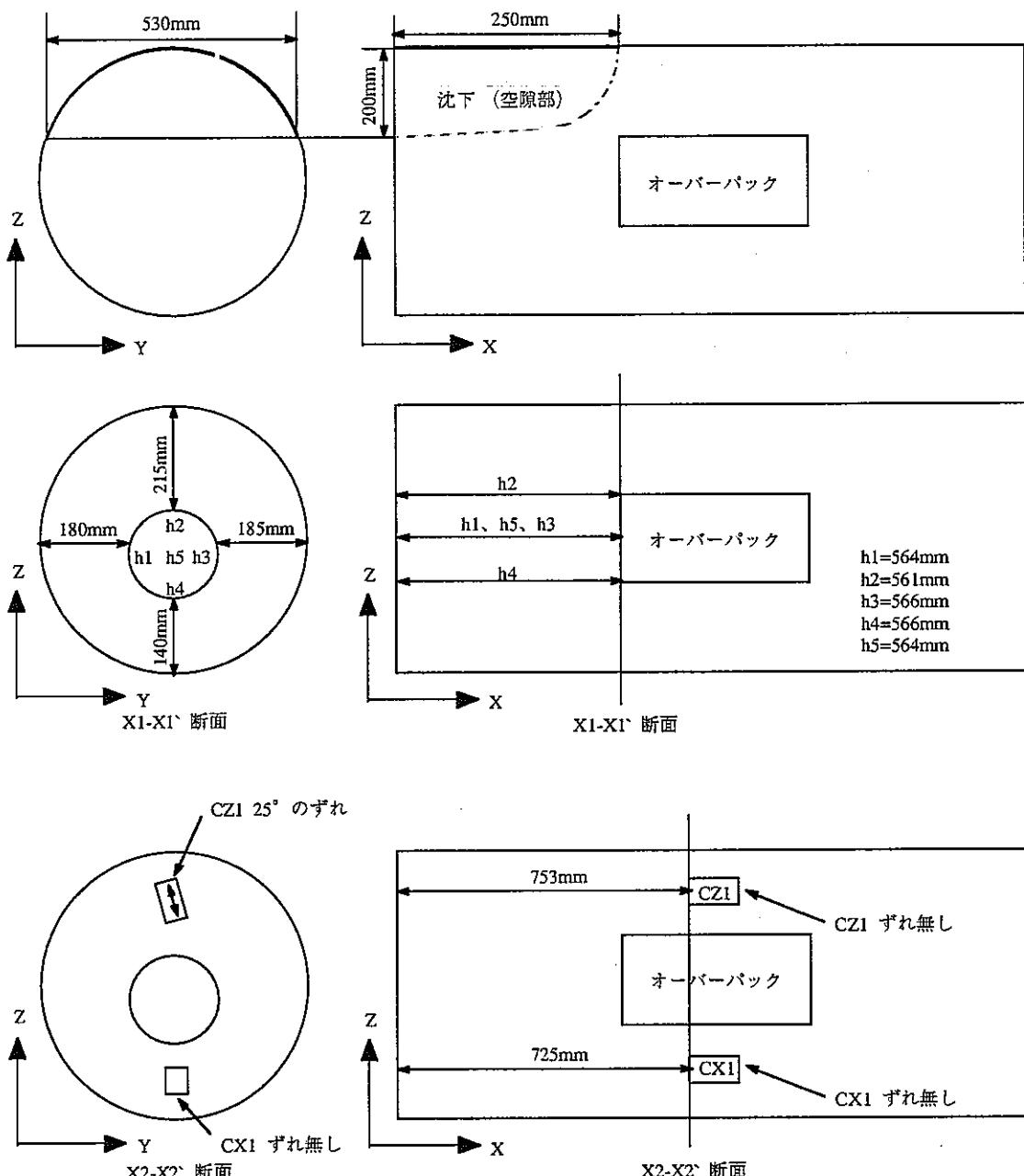


図 4-1-1 加振実験終了後のオーバーパックおよびセンサーの状況
(ケース 1：緩衝材乾燥状態)

*沈下による空隙は無し

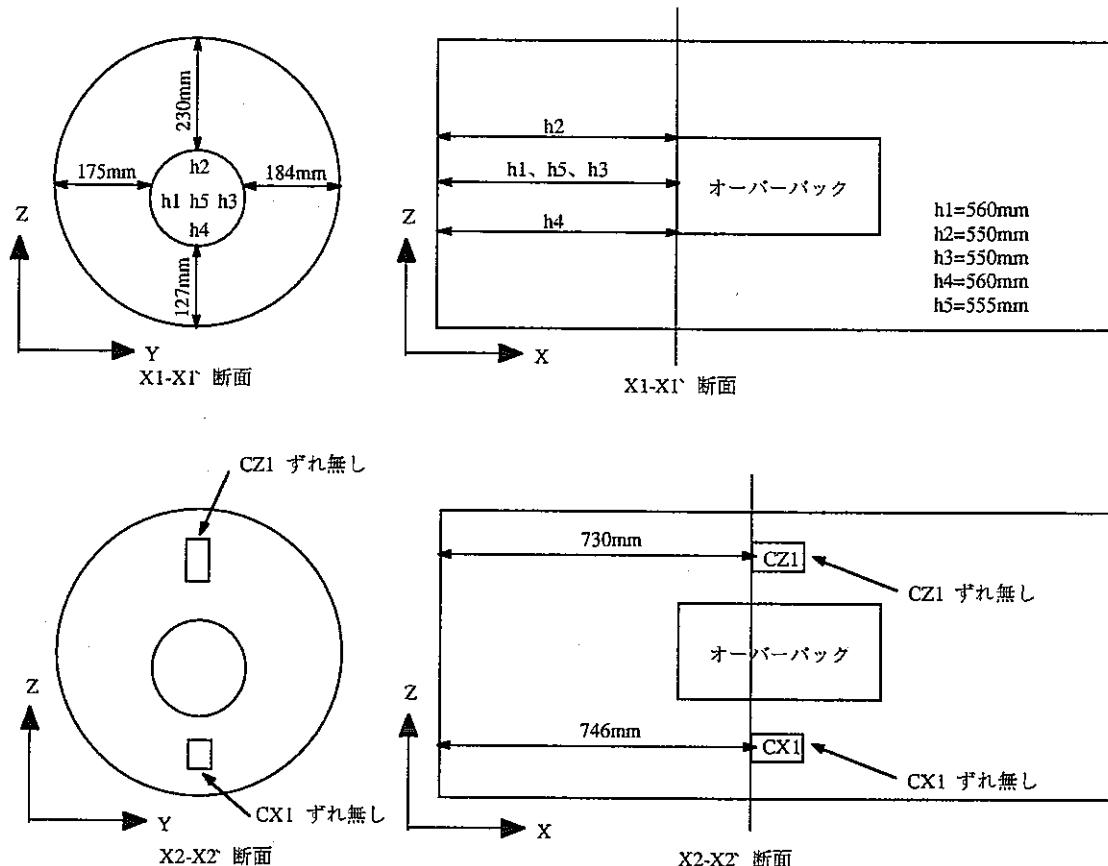


図 4-1-2 加振実験終了後のオーバーパックおよびセンサーの状況

(ケース 2：緩衝材浸潤状態)

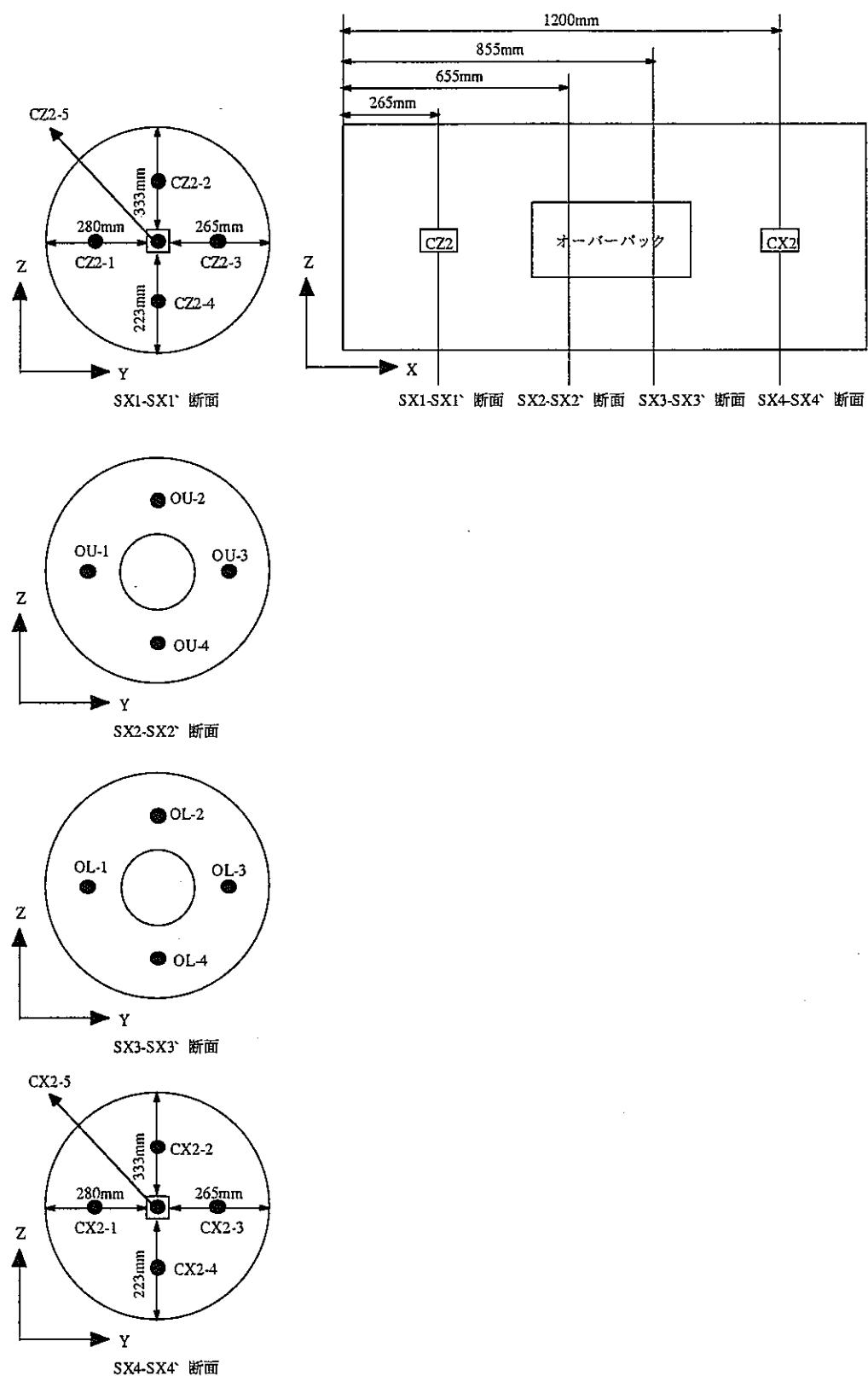


図 4-2 加振実験終了後の緩衝材含水比測定位置（ケース 2：緩衝材浸潤状態）

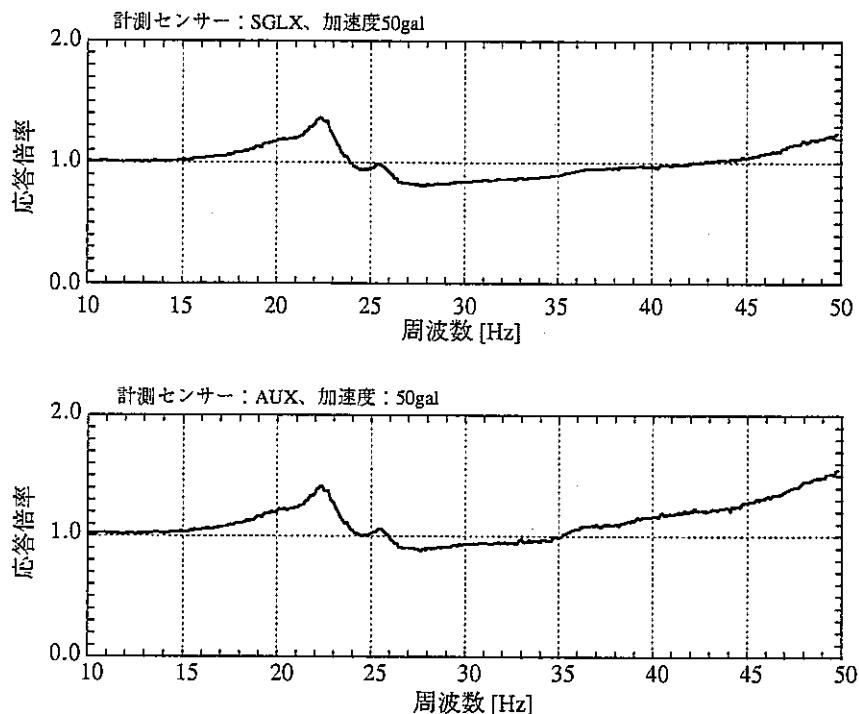


図 4-3-1 拘束容器の応答伝達関数 (50gal, 10-50Hz)

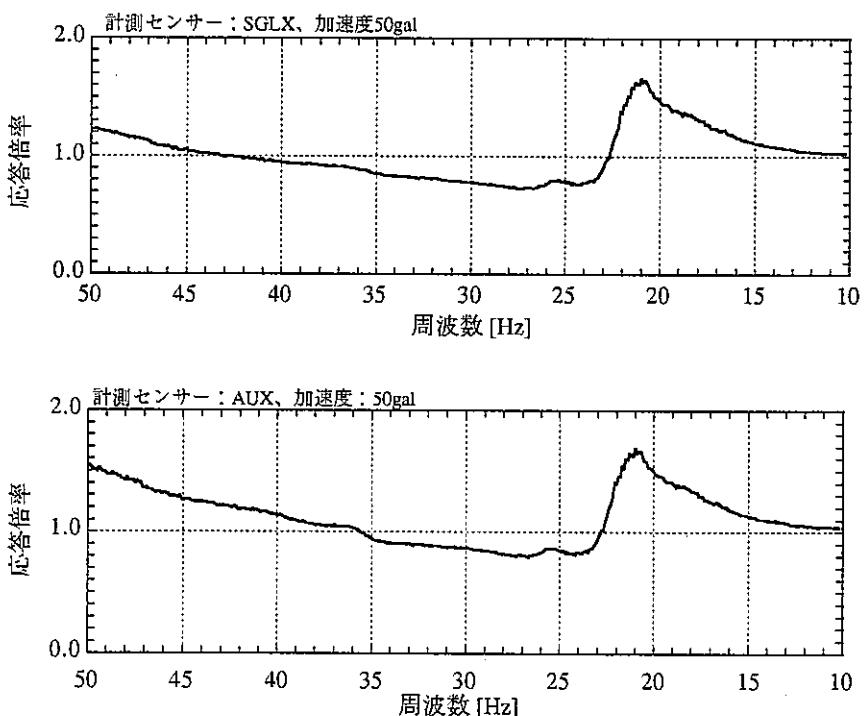


図 4-3-2 拘束容器の応答伝達関数 (50gal, 50-10Hz)

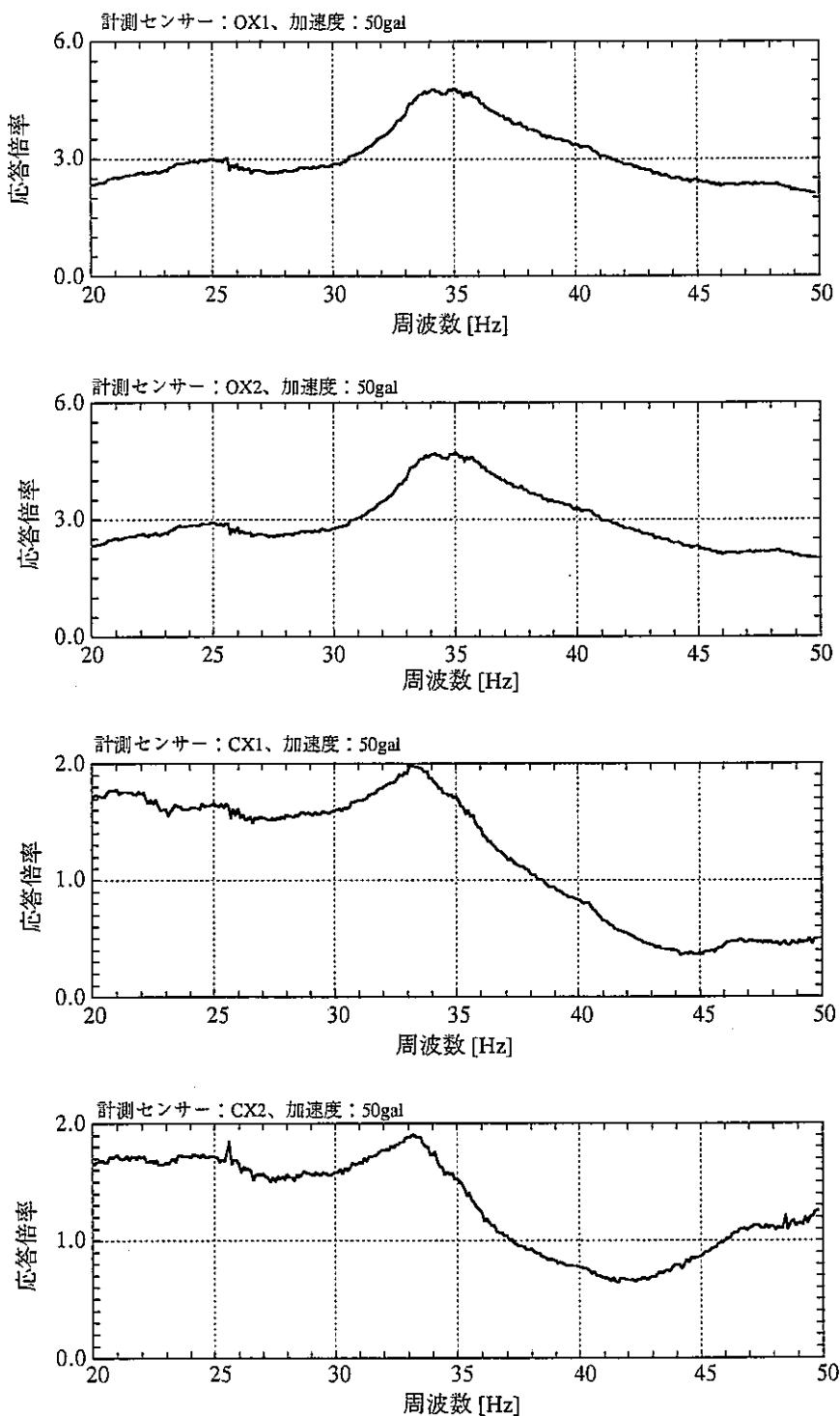


図 4-4-1-1 模擬人工バリアの応答伝達関数
(ケース 1：緩衝材乾燥状態，加速度：50gal)

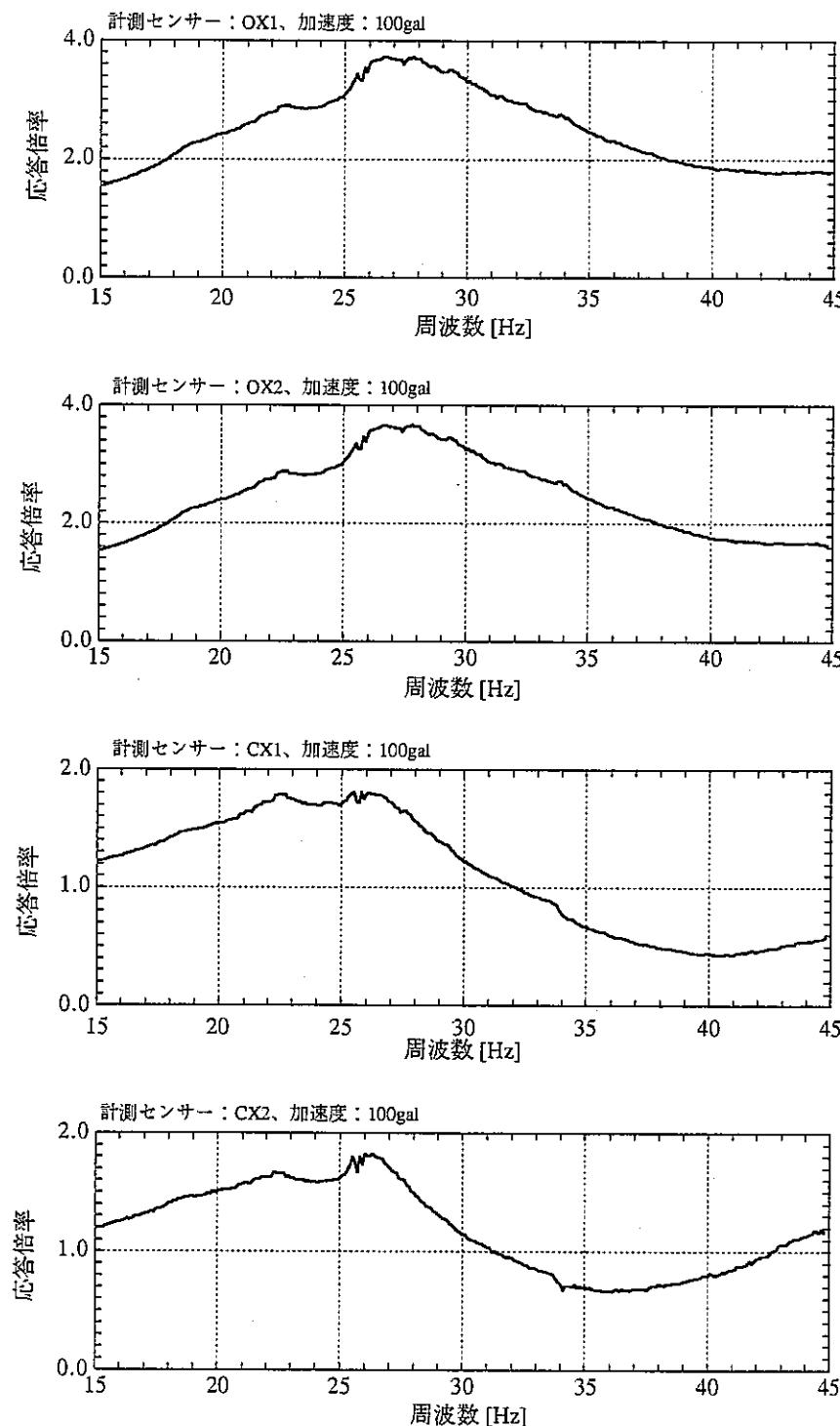


図 4-4-1-2 模擬人工バリアの応答伝達関数
(ケース 1：緩衝材乾燥状態，加速度：100gal)

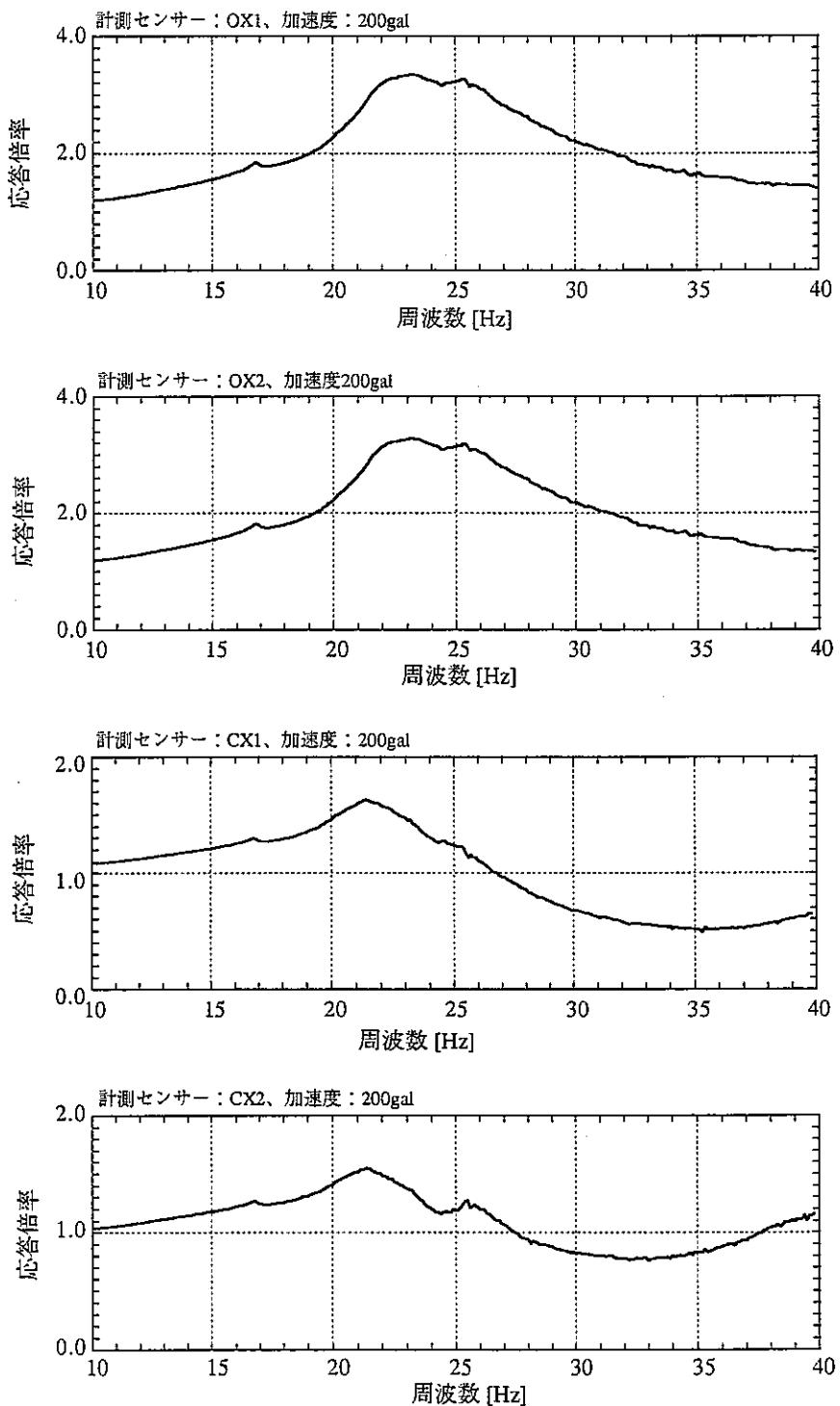


図 4-4-1-3 模擬人工バリアの応答伝達関数
(ケース 1：緩衝材乾燥状態, 加速度：200gal)

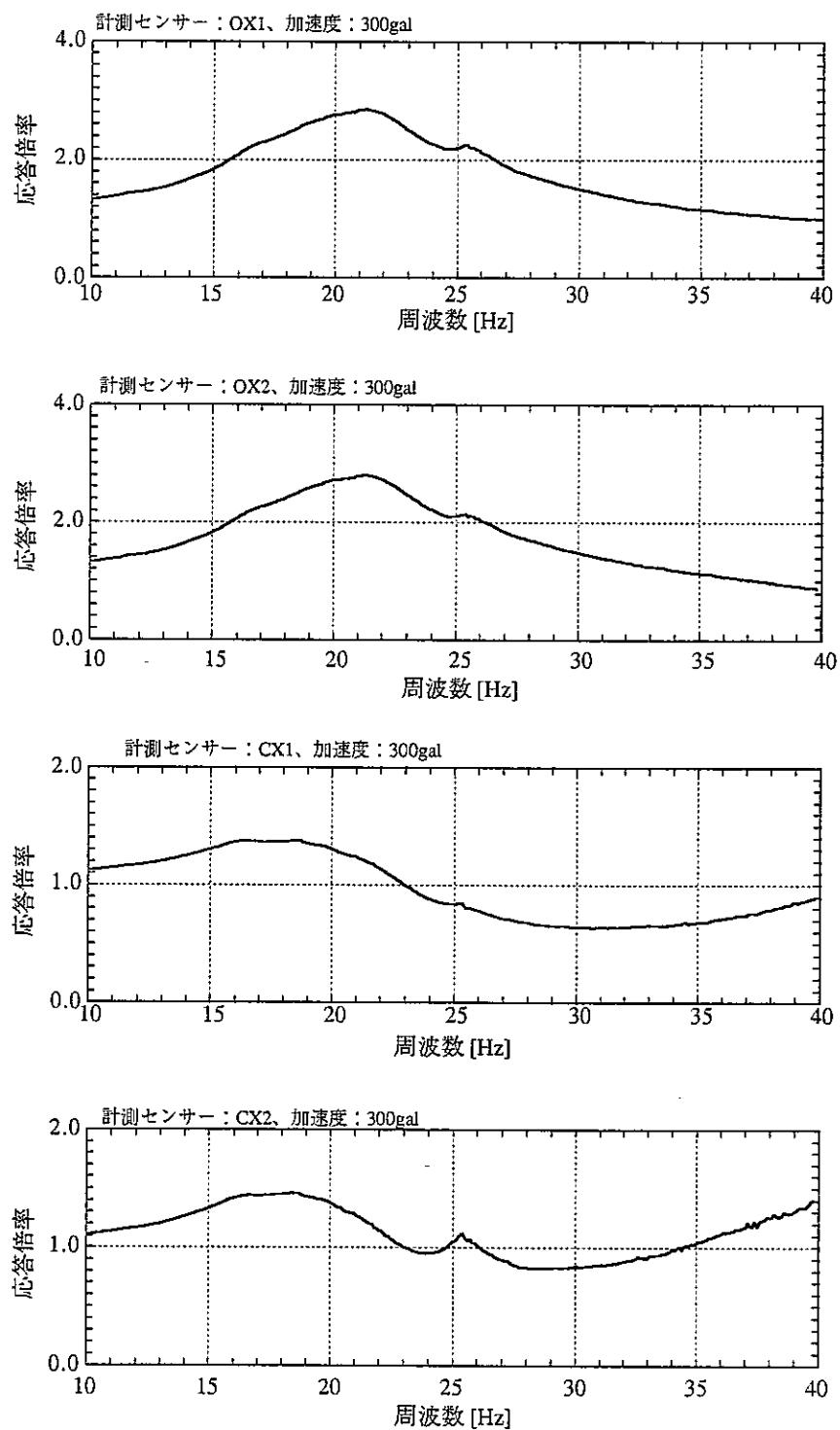


図 4-4-1-4 模擬人工バリアの応答伝達関数
(ケース 1：緩衝材乾燥状態、加速度：300gal)

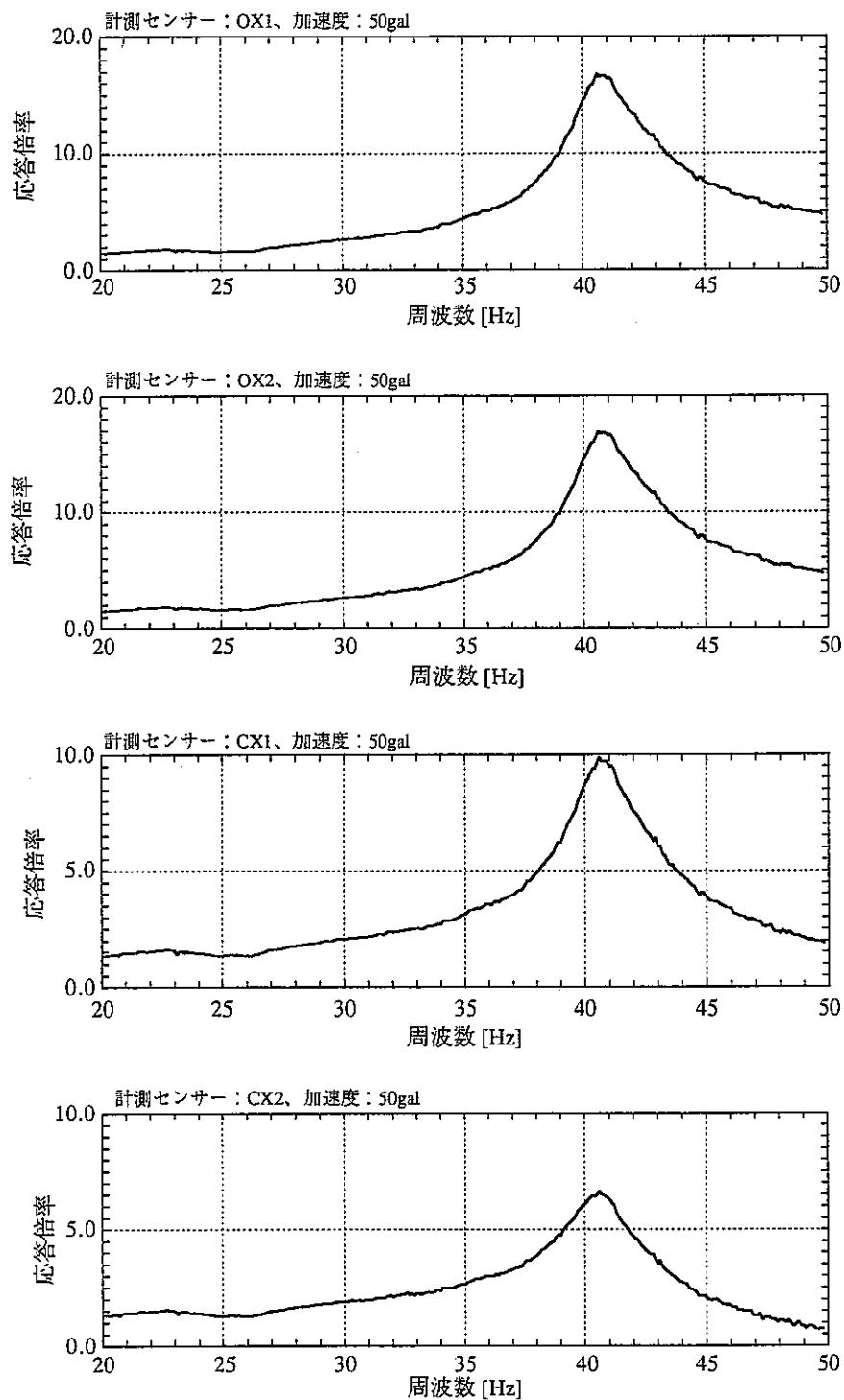


図 4-4-2-1 模擬人工バリアの応答伝達関数

(ケース 2：緩衝材浸潤状態，加速度：50gal)

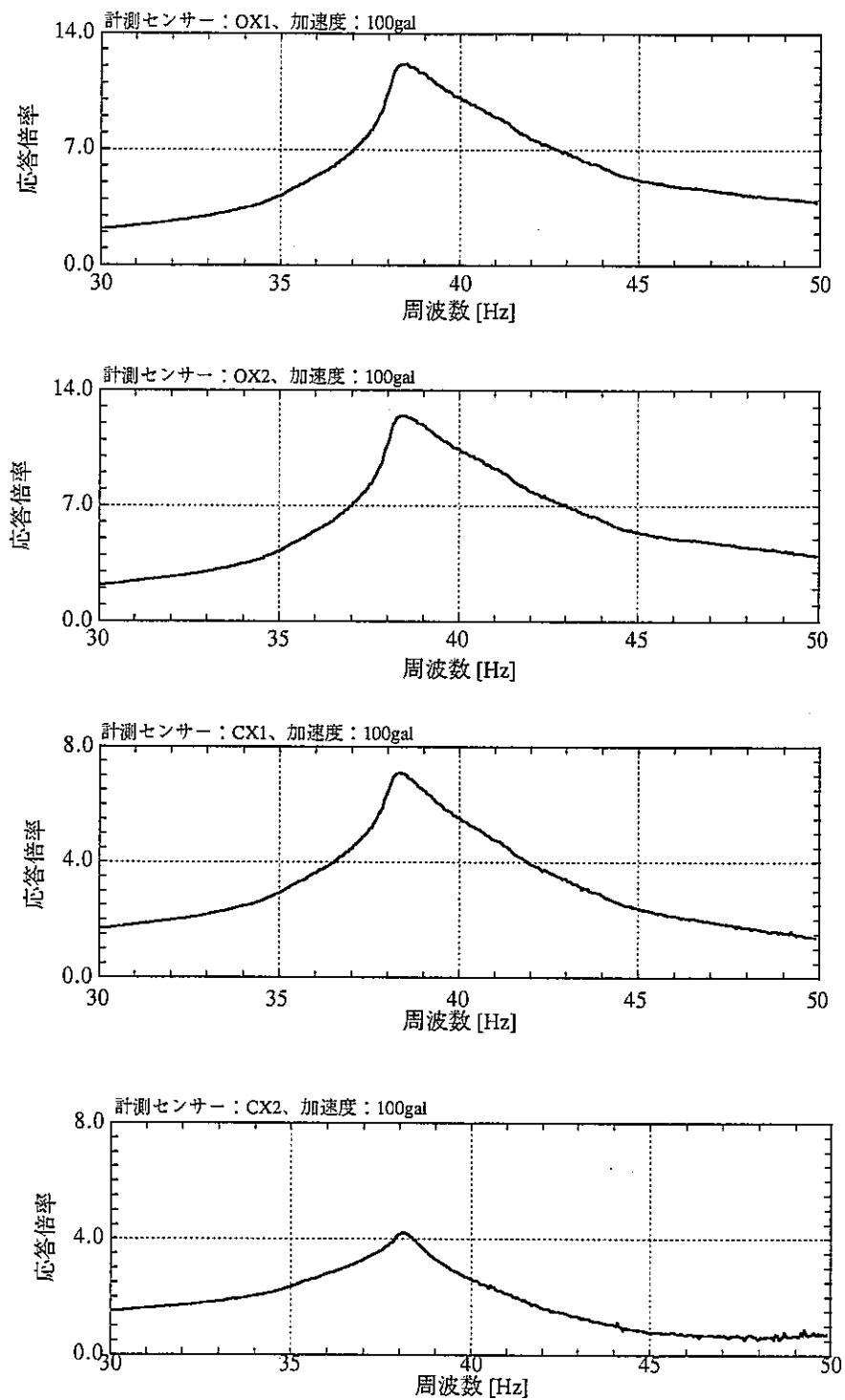


図 4-4-2-2 模擬人工バリアの応答伝達関数
(ケース 2：緩衝材浸潤状態、加速度：100gal)

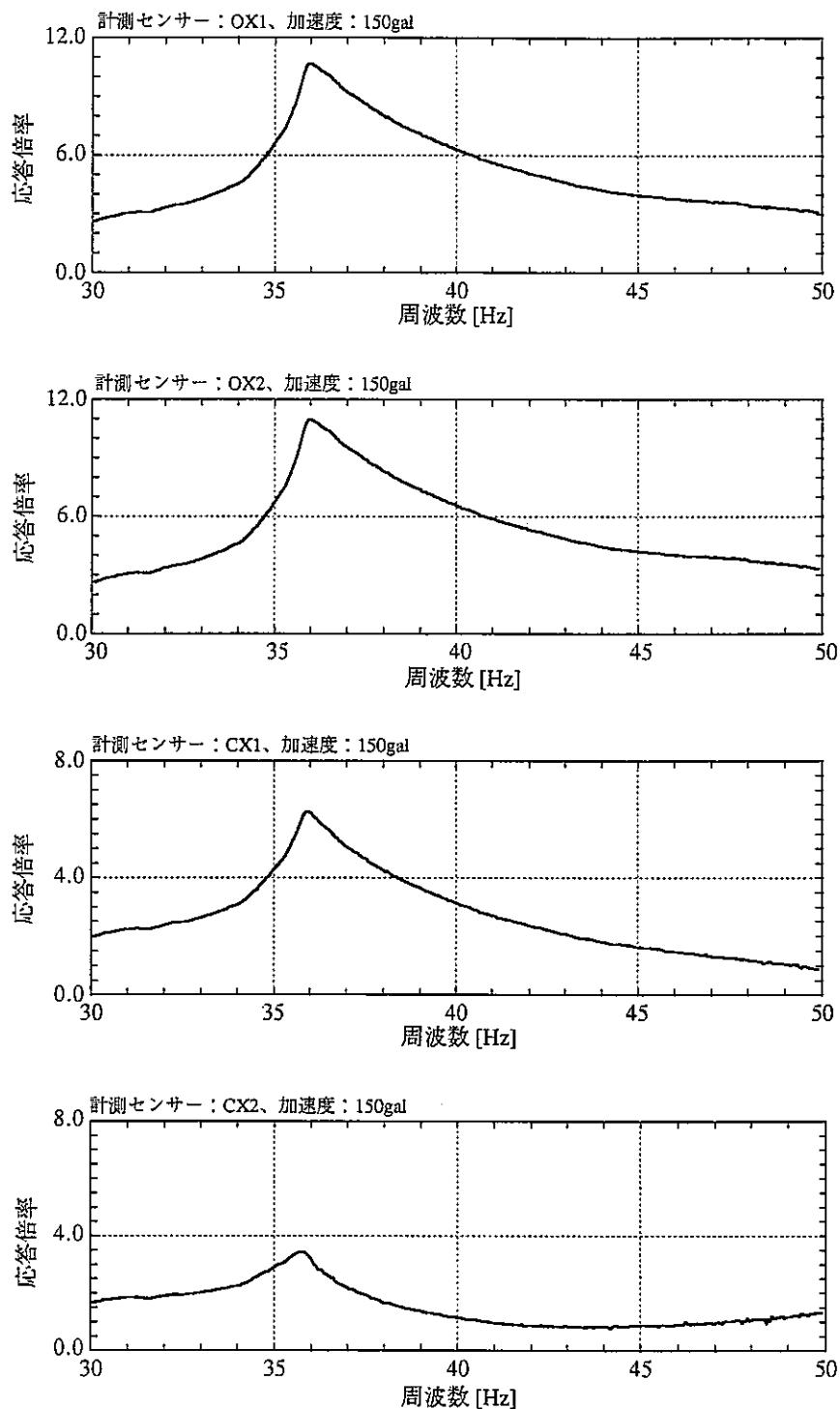


図 4-4-2-3 模擬人工バリアの応答伝達関数

(ケース 2：緩衝材浸潤状態、加速度：150gal)

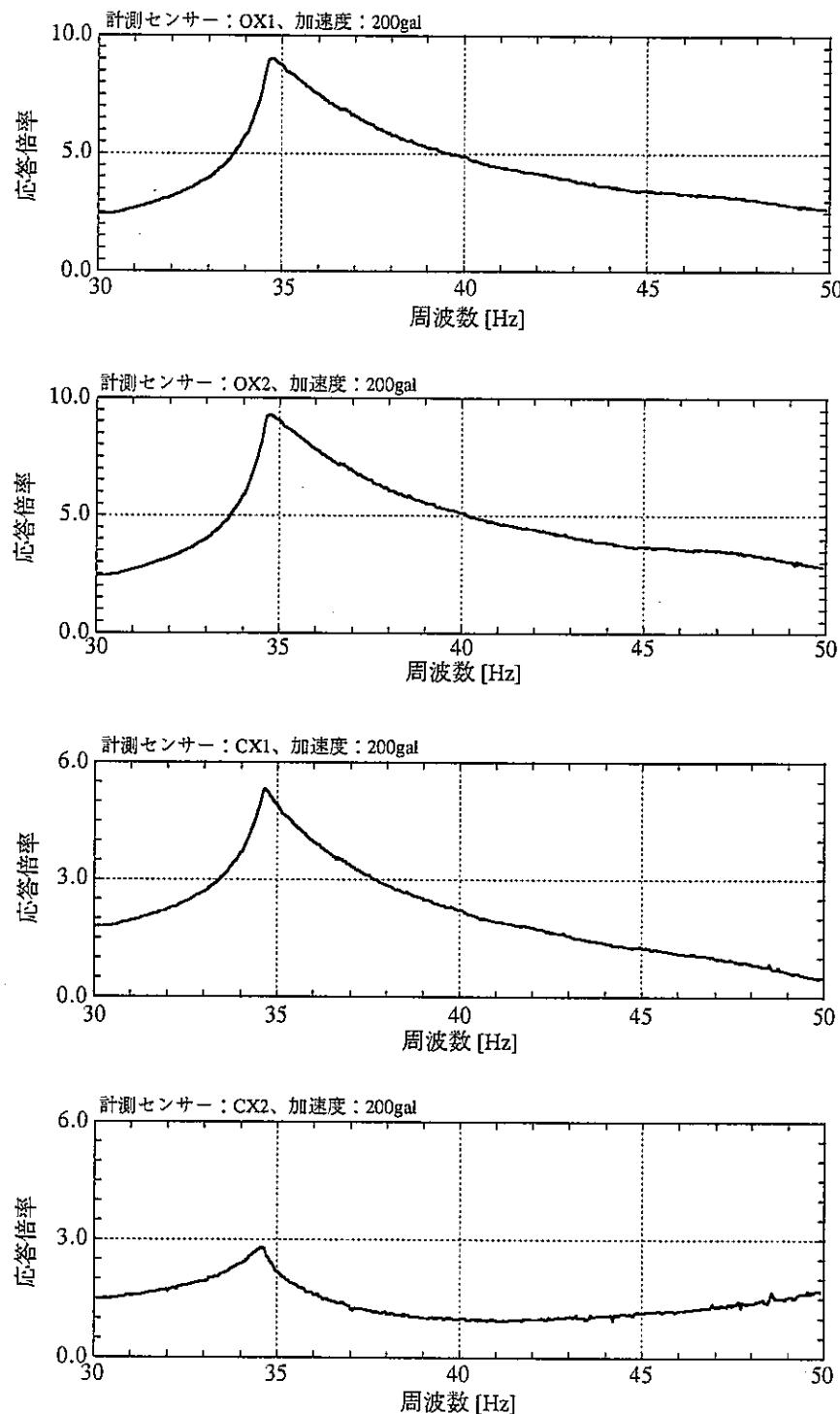


図 4-4-2-4 模擬人工バリアの応答伝達関数
(ケース 2：緩衝材浸潤状態，加速度：200gal)

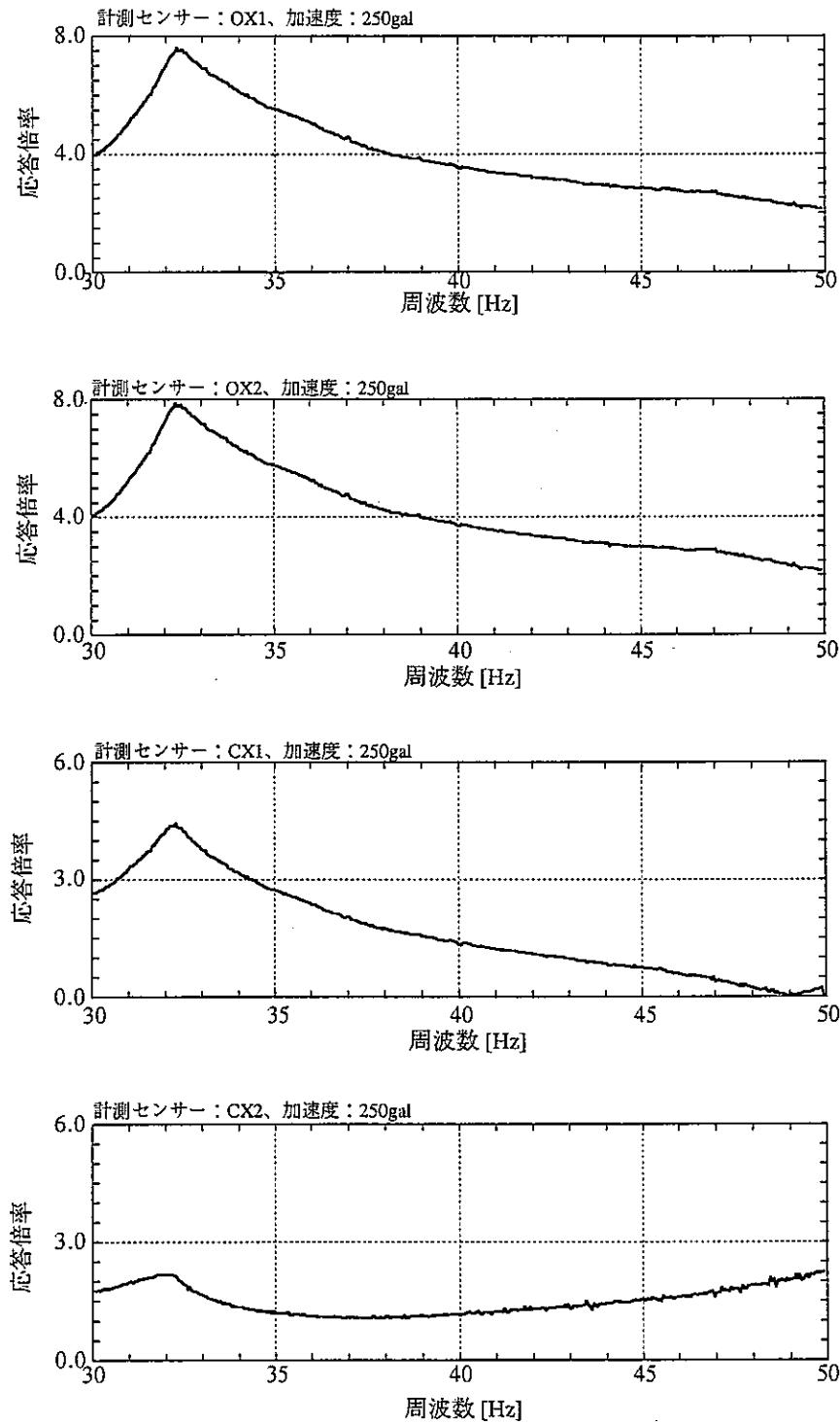


図 4-4-2-5 模擬人工バリアの応答伝達関数
(ケース 2：緩衝材浸潤状態、加速度：250gal)

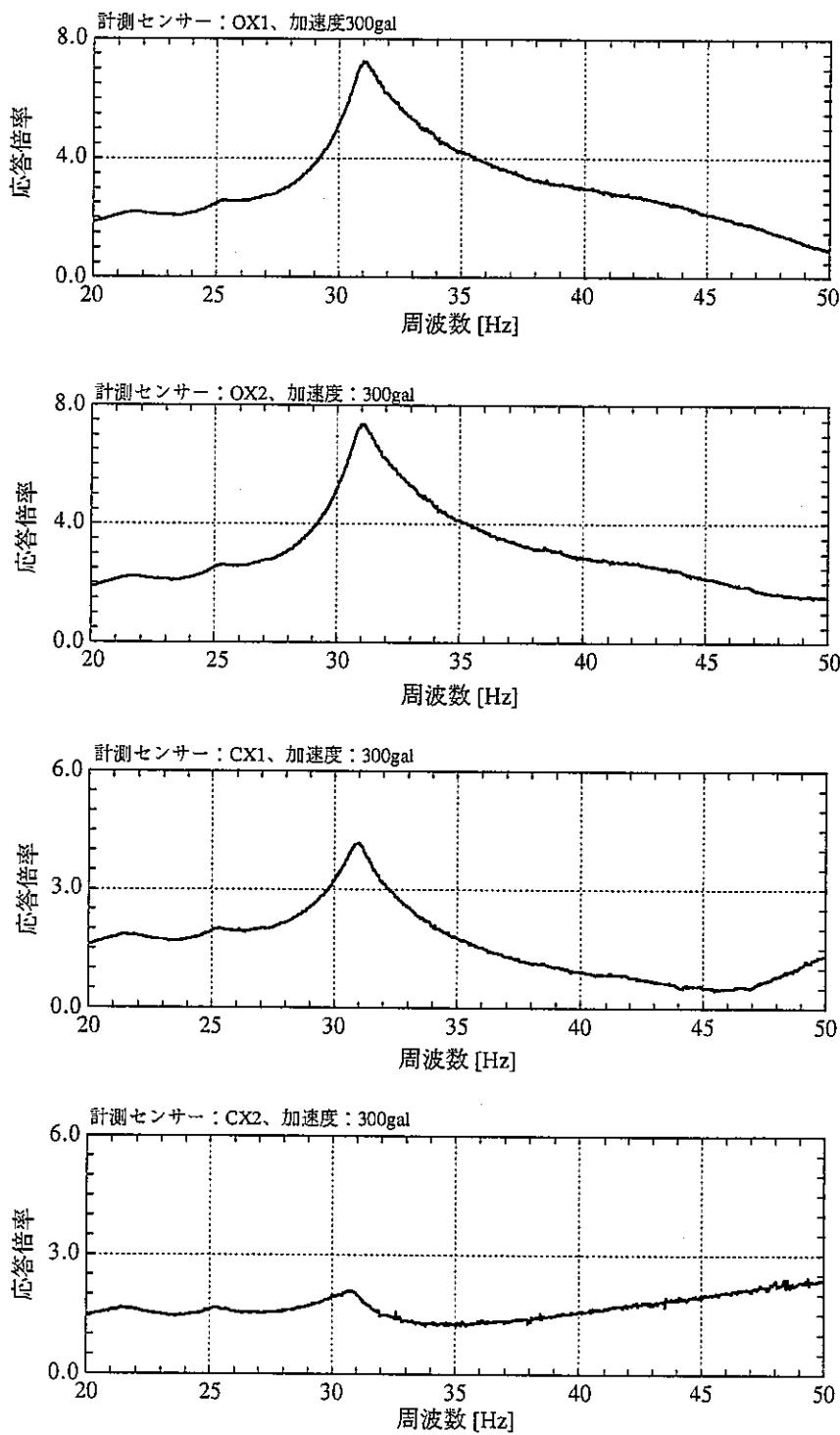


図 4-4-2-6 模擬人工バリアの応答伝達関数
(ケース 2：緩衝材浸潤状態、加速度：300gal)

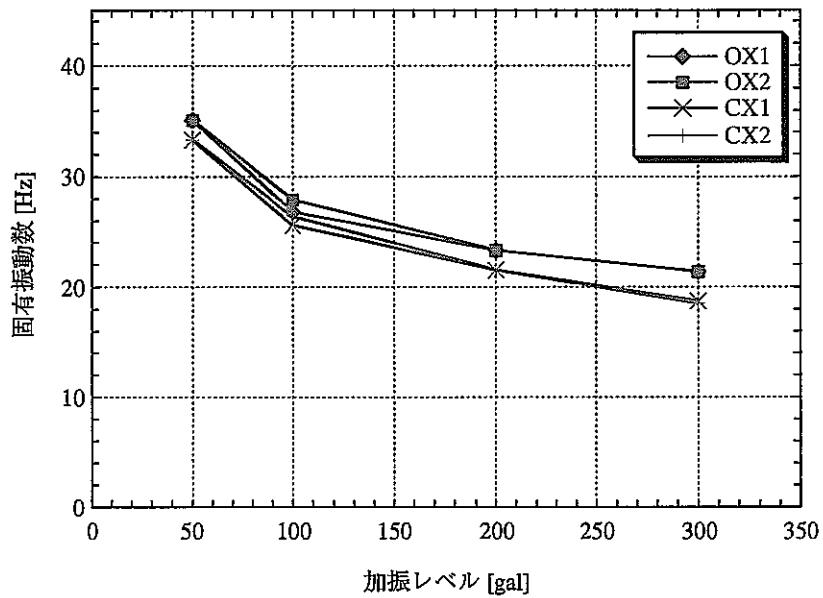


図 4-5-1 加振レベルと固有振動数の関係（ケース 1：緩衝材乾燥状態）

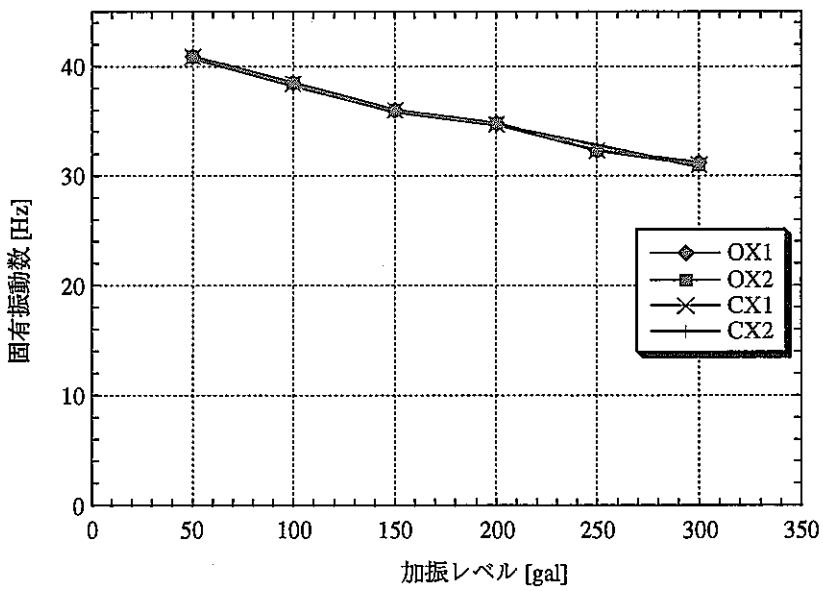


図 4-5-2 加振レベルと固有振動数の関係（ケース 2：緩衝材浸潤状態）

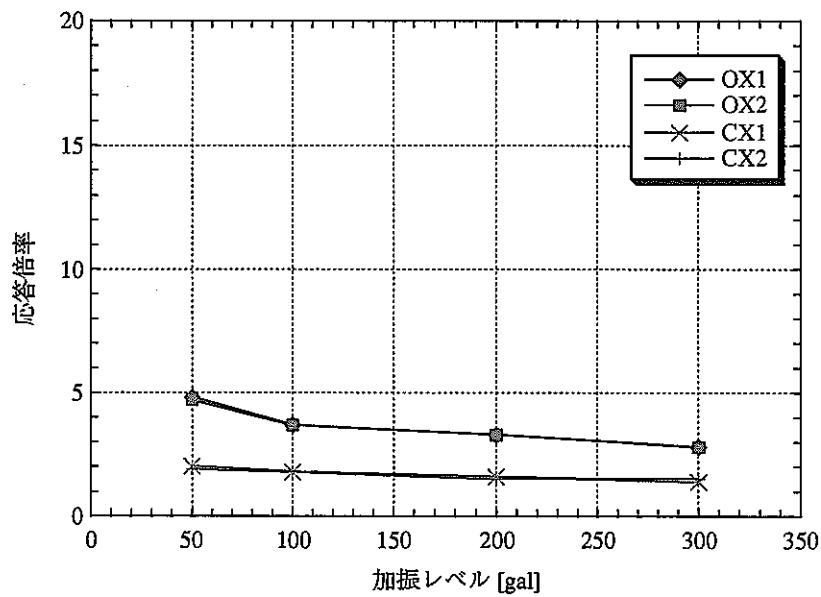


図 4-6-1 加振レベルと応答倍率の関係（ケース 1：緩衝材乾燥状態）

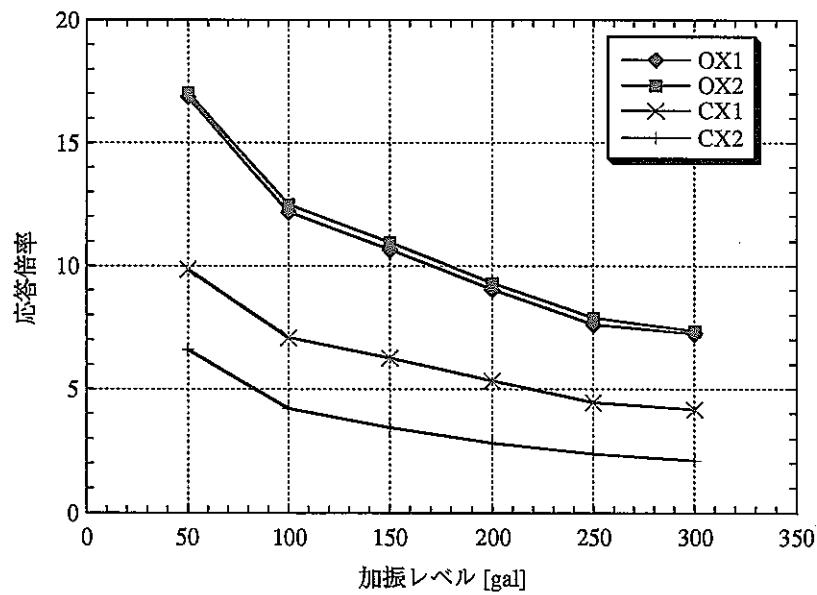


図 4-6-2 加振レベルと応答倍率の関係（ケース 2：緩衝材浸潤状態）

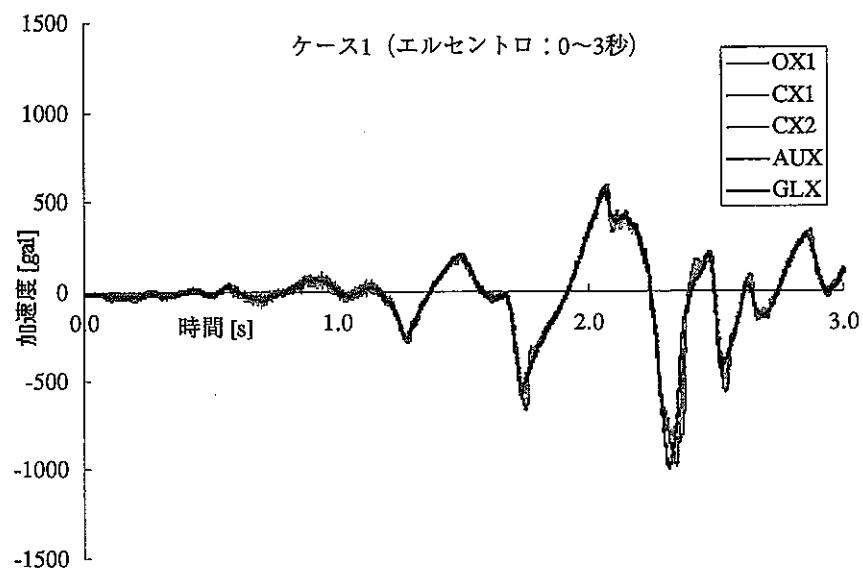


図 4-7-1-1 エルセントロ地震波を入力した場合の加速度時刻歴
(主振動付近の 3 秒間) (ケース 1：緩衝材乾燥状態)

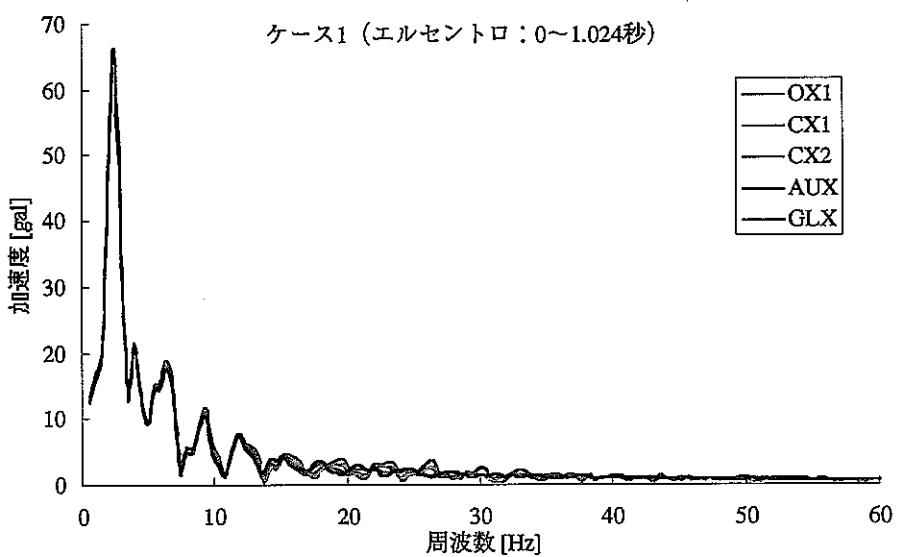


図 4-7-1-2 エルセントロ地震波を入力した場合の加速度フーリエスペクトル
(主振動付近の 1.024 秒間) (ケース 1：緩衝材乾燥状態)

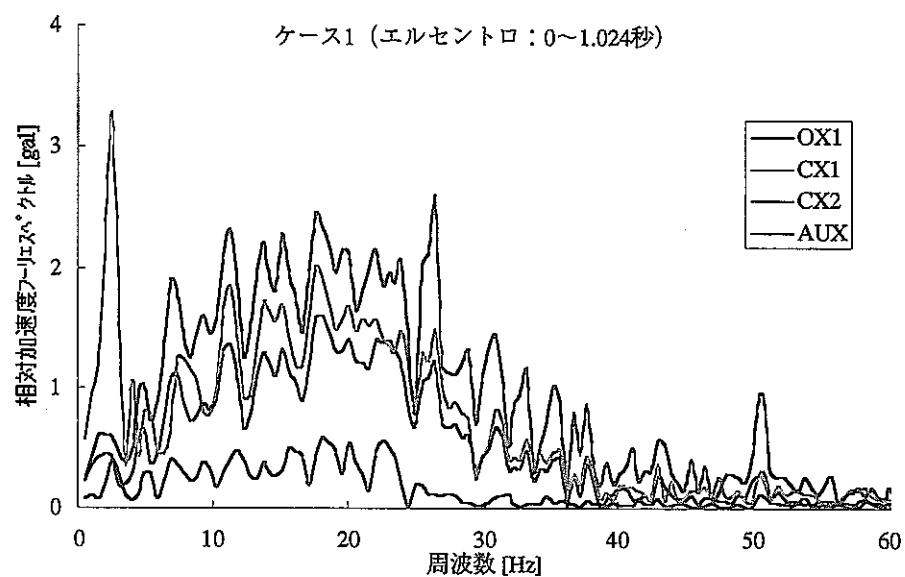


図 4-7-1-3 エルセントロ地震波を入力した場合の GLX を基準とした相対加速度フーリエスペクトル（主振動付近の 1.024 秒間）（ケース 1：緩衝材乾燥状態）

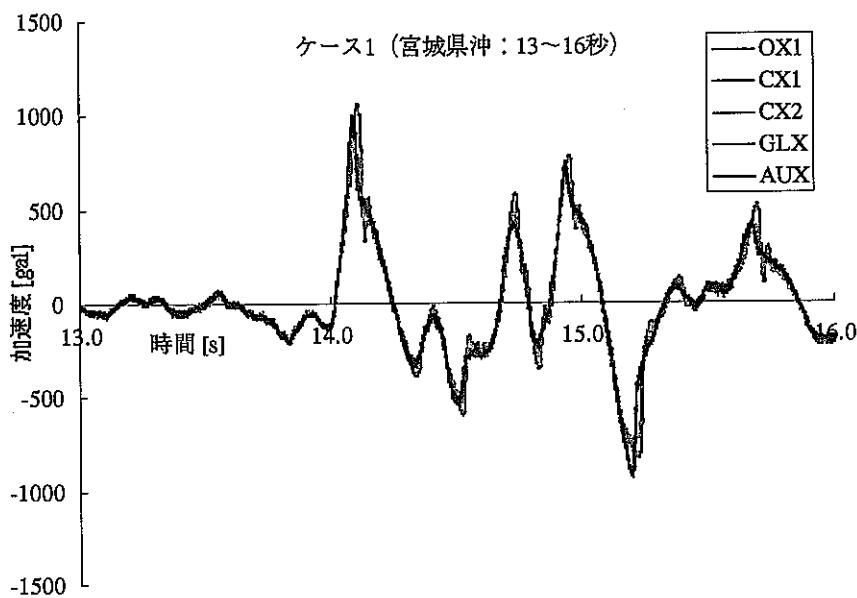


図 4-7-2-1 宮城県沖地震波を入力した場合の加速度時刻歴
(主振動付近の 3 秒間) (ケース 1: 緩衝材乾燥状態)

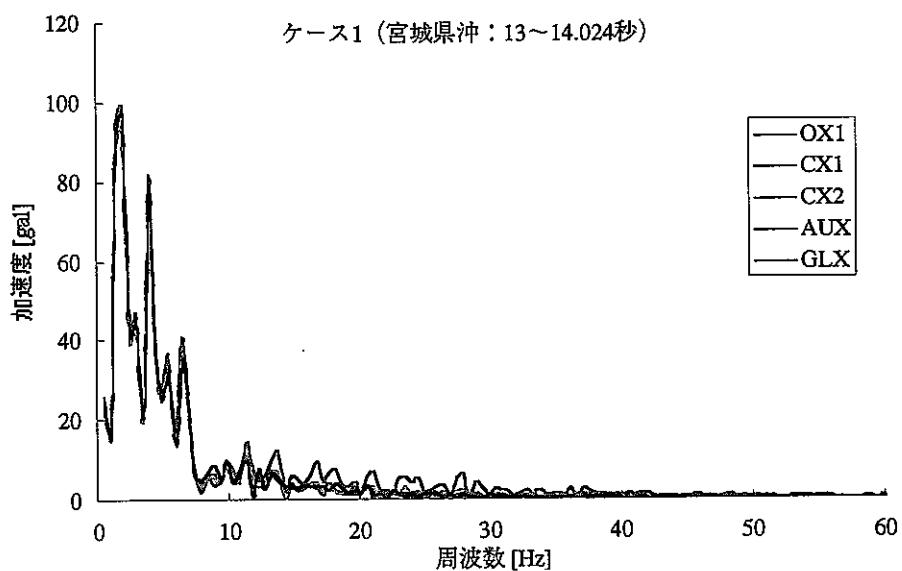


図 4-7-2-2 宮城県沖地震波を入力した場合の加速度フーリエスペクトル
(主振動付近の 1.024 秒間) (ケース 1: 緩衝材乾燥状態)

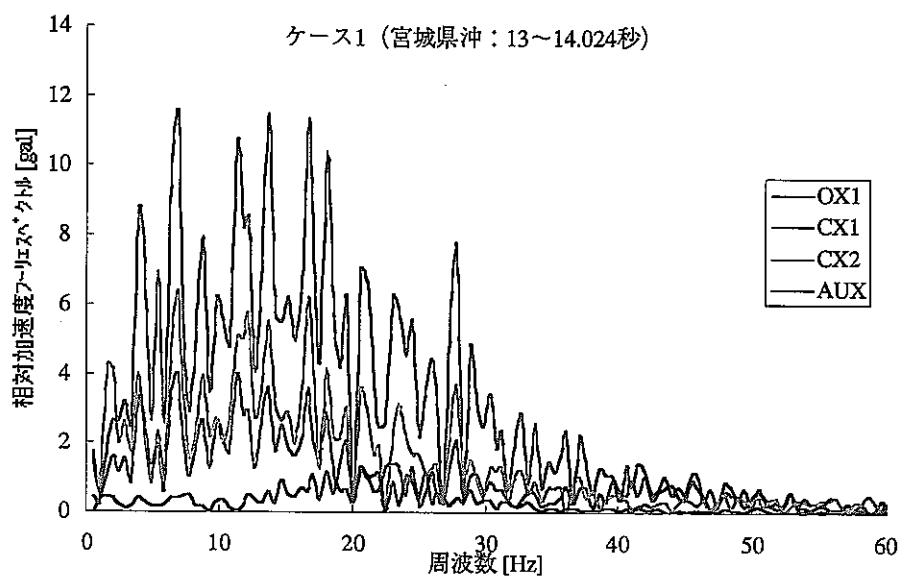


図 4-7-2-3 宮城県沖地震波を入力した場合の GLX を基準とした相対加速度フーリエスペクトル（主振動付近の 1.024 秒間）（ケース 1：緩衝材乾燥状態）

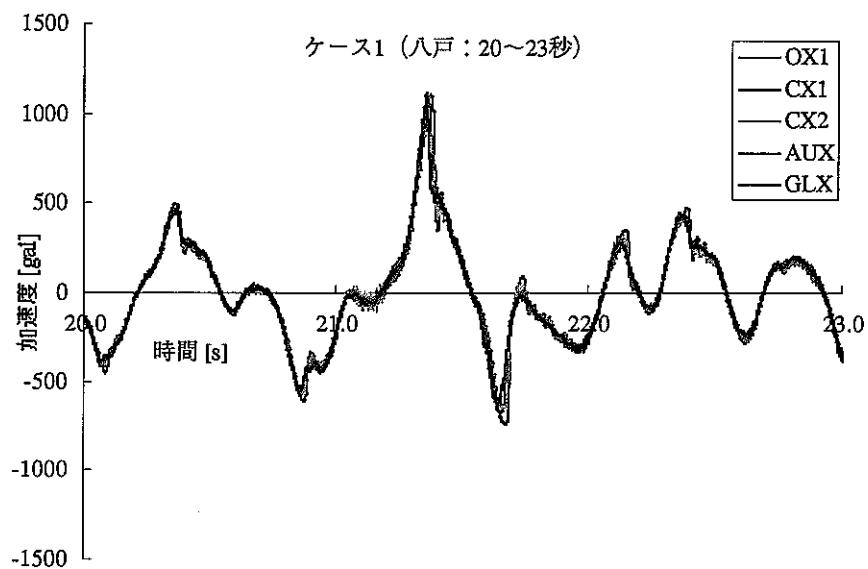


図 4-7-3-1 八戸地震波を入力した場合の加速度時刻歴
(主振動付近の 3 秒間) (ケース 1: 緩衝材乾燥状態)

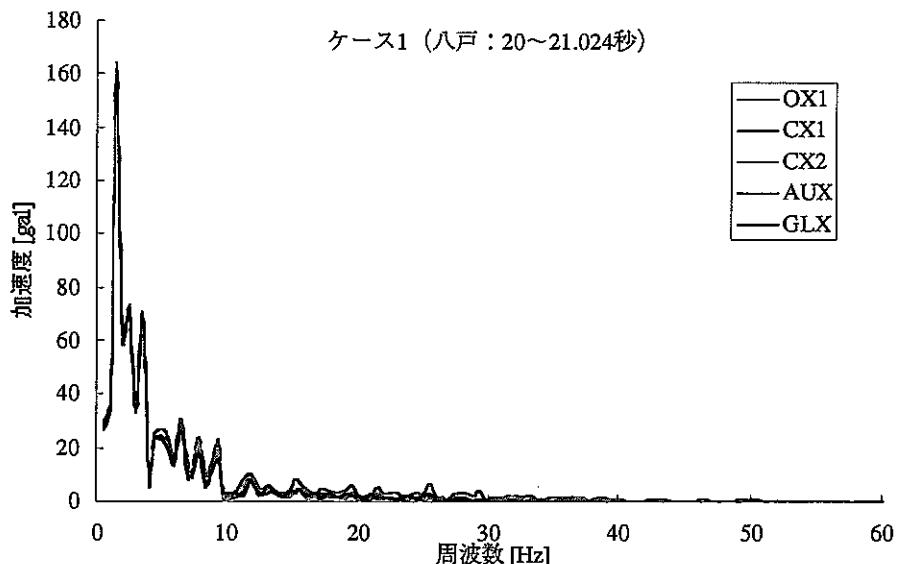


図 4-7-3-2 八戸地震波を入力した場合の加速度フーリエスペクトル
(主振動付近の 1.024 秒間) (ケース 1: 緩衝材乾燥状態)

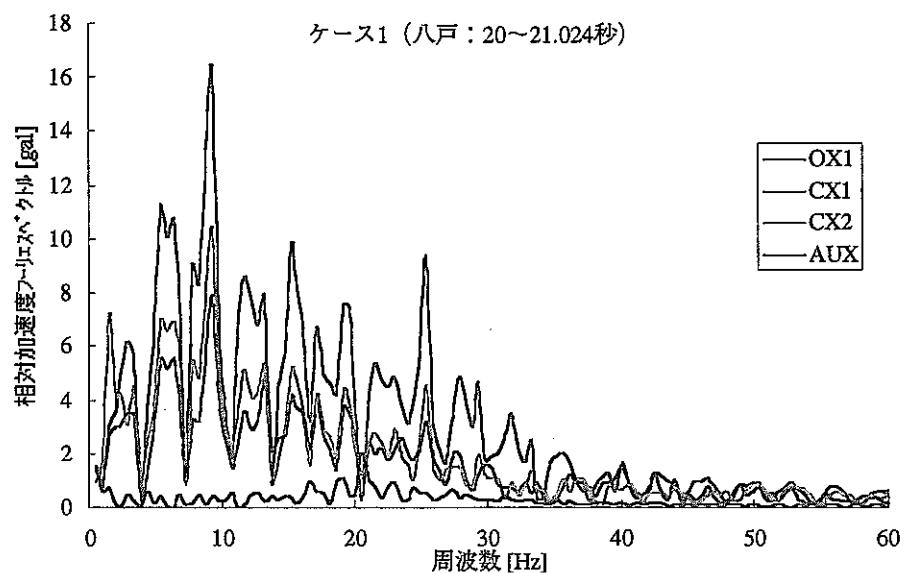


図 4-7-3-3 八戸地震波を入力した場合の GLX を基準とした相対加速度 Fourier エスペクトル（主振動付近の 1.024 秒間）（ケース 1：緩衝材乾燥状態）

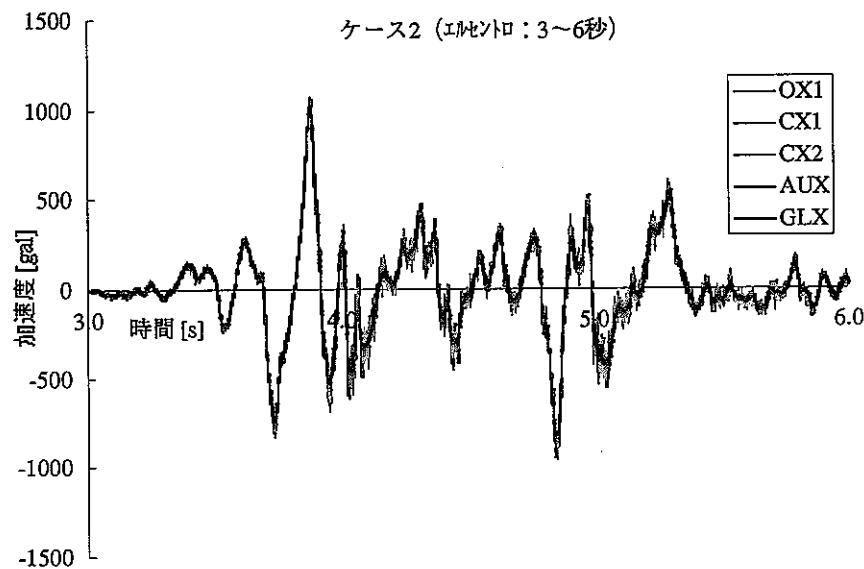


図 4-8-1-1 エルセントロ地震波を入力した場合の加速度時刻歴
(主振動付近の 3 秒間) (ケース 2：緩衝材浸潤状態)

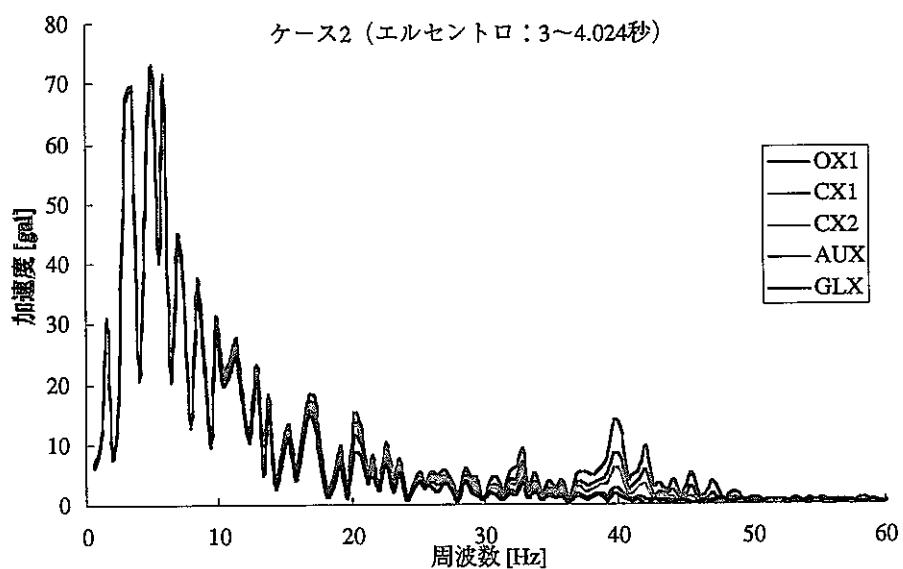


図 4-8-1-2 エルセントロ地震波を入力した場合の加速度フーリエスペクトル
(主振動付近の 1.024 秒間) (ケース 2：緩衝材浸潤状態)

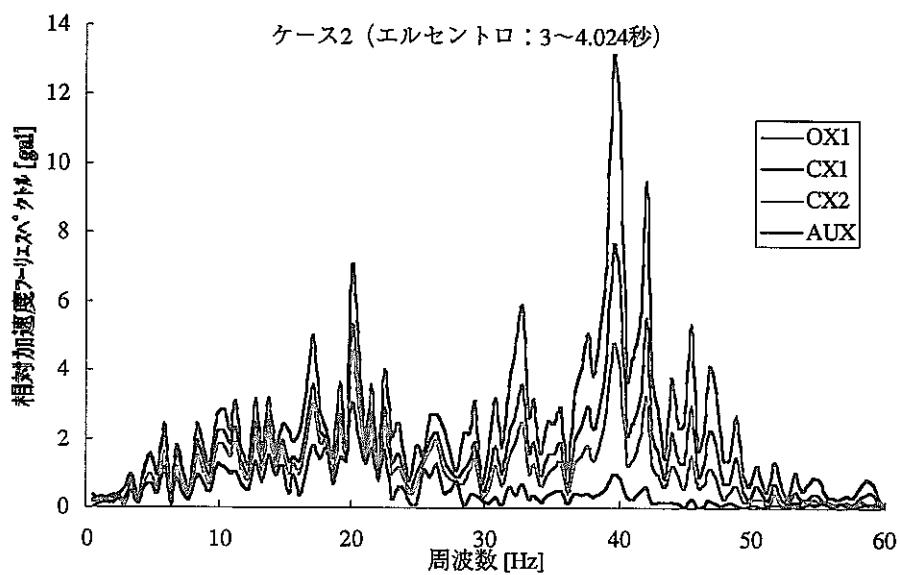


図 4-8-1-3 エルセントロ地震波を入力した場合の GLX を基準とした相対加速度フーリエスペクトル（主振動付近の 1.024 秒間）（ケース 2：緩衝材浸潤状態）

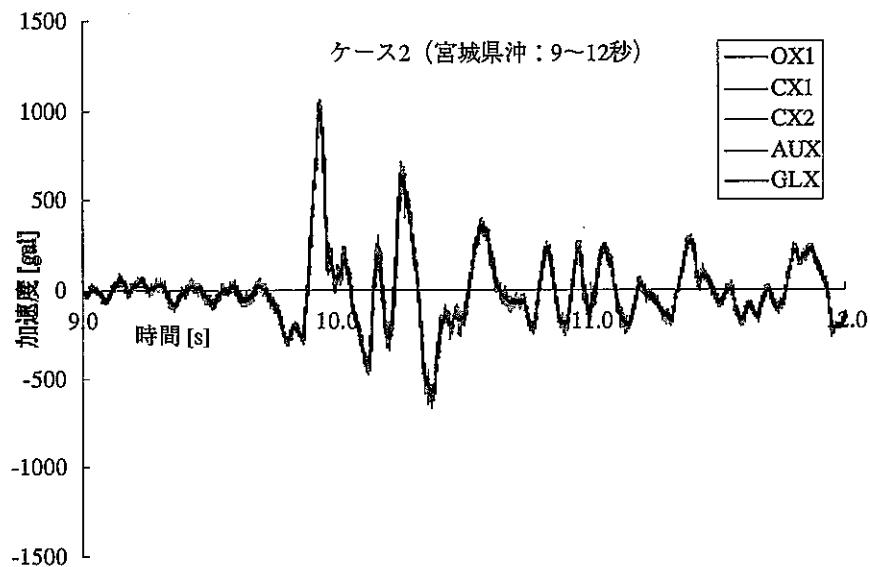


図 4-8-2-1 宮城県沖地震波を入力した場合の加速度時刻歴
(主振動付近の 3 秒間) (ケース 2: 緩衝材浸潤状態)

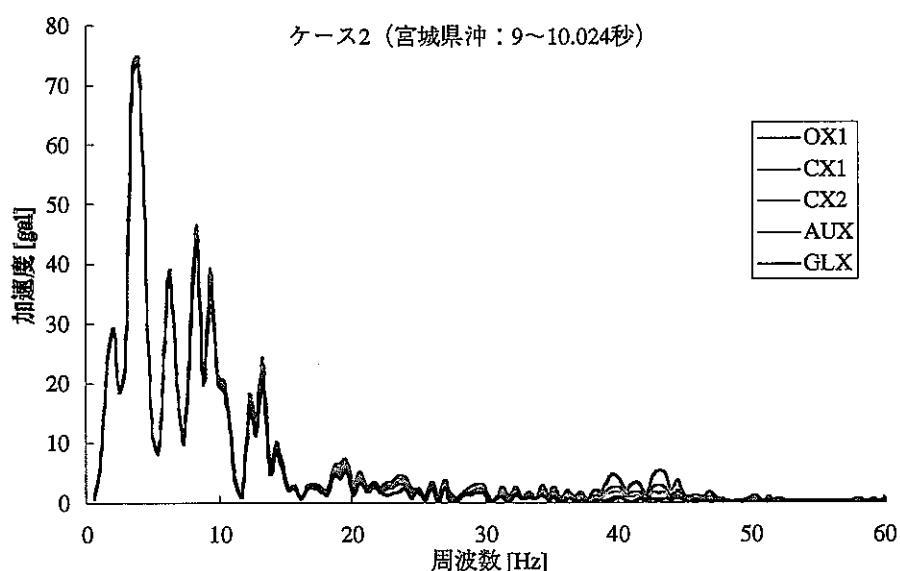


図 4-8-2-2 宮城県沖地震波を入力した場合の加速度フーリエスペクトル
(主振動付近の 1.024 秒間) (ケース 2: 緩衝材浸潤状態)

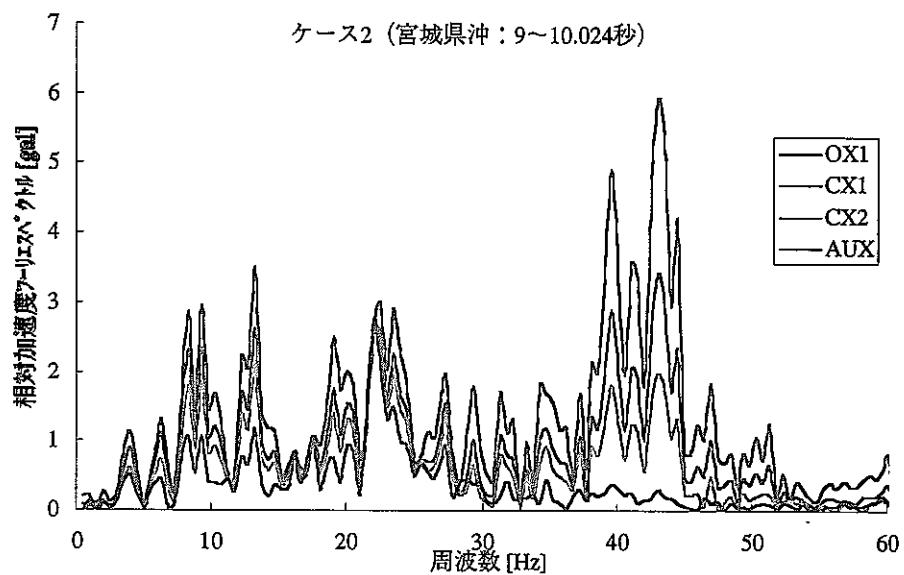


図 4-8-2-3 宮城県沖地震波を入力した場合の GLX を基準とした相対加速度フーリエスペクトル（主振動付近の 1.024 秒間）（ケース 2：緩衝材浸潤状態）

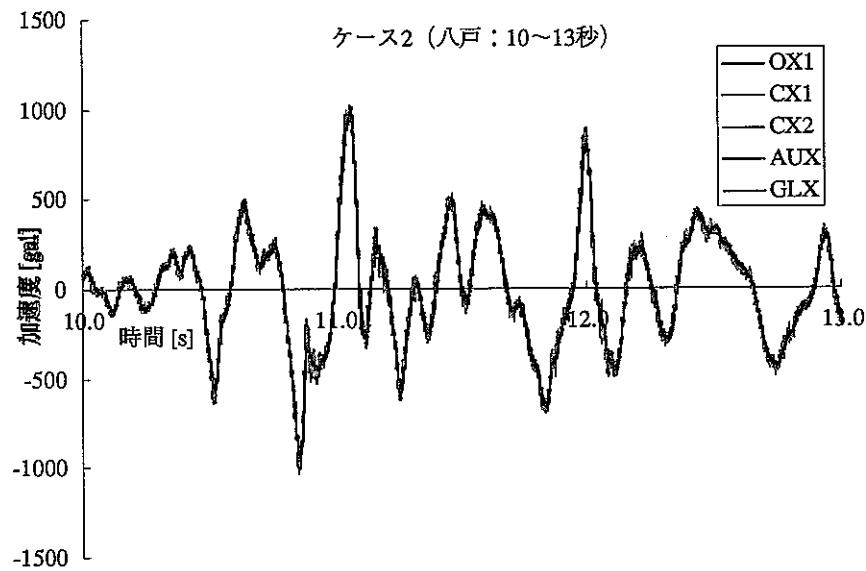


図 4-8-3-1 八戸地震波を入力した場合の加速度時刻歴
(主振動付近の 3 秒間) (ケース 2 : 緩衝材浸潤状態)

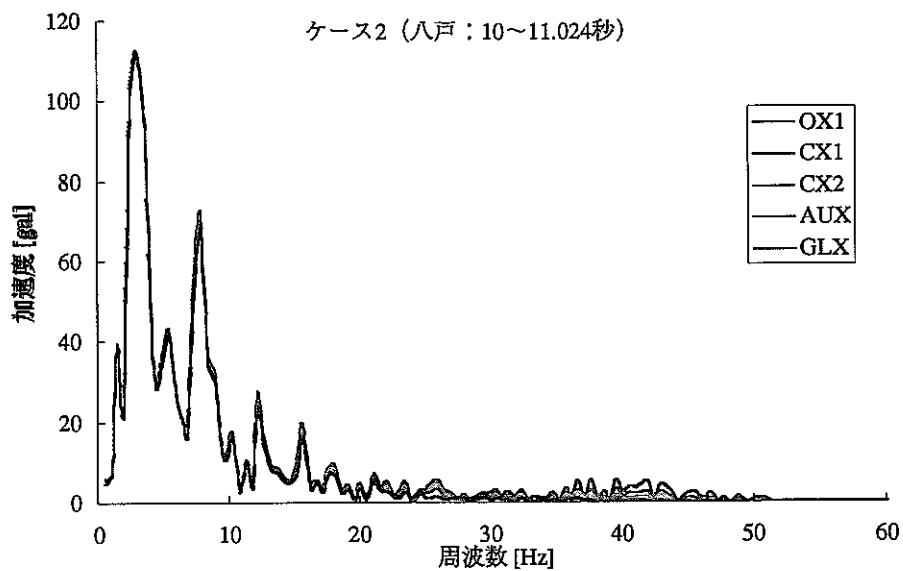


図 4-8-3-2 八戸地震波を入力した場合の加速度フーリエスペクトル
(主振動付近の 1.024 秒間) (ケース 2 : 緩衝材浸潤状態)

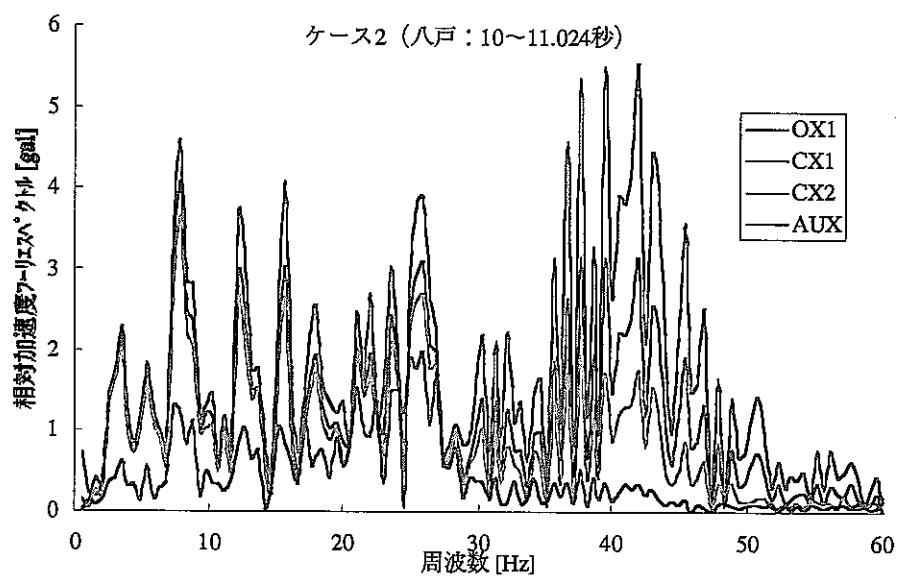


図 4-8-3-3 八戸地震波を入力した場合の GLX を基準とした相対加速度 Fourier
スペクトル（主振動付近の 1.024 秒間）（ケース 2：緩衝材浸潤状態）

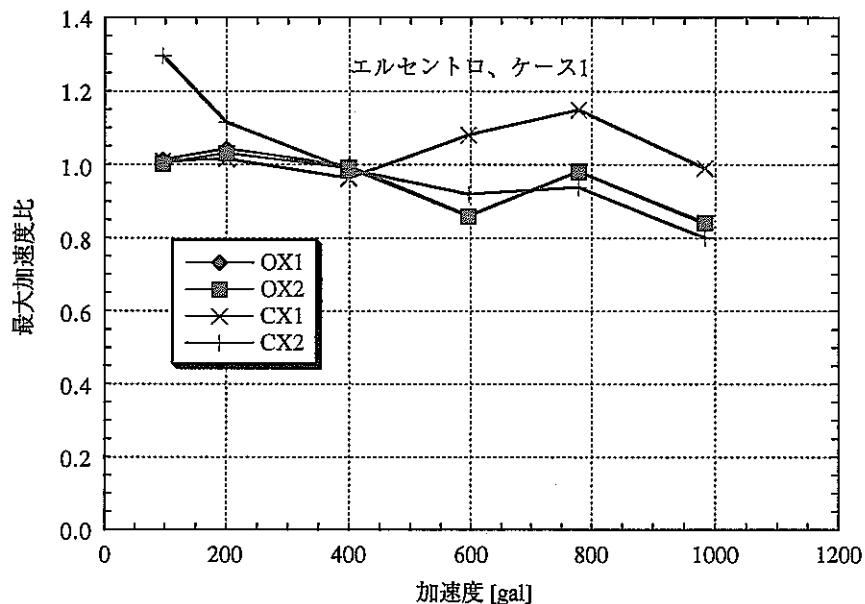


図 4-9-1 エルセントロ地震波を入力した場合の加振レベルと最大加速度比の関係（ケース 1：緩衝材乾燥状態）

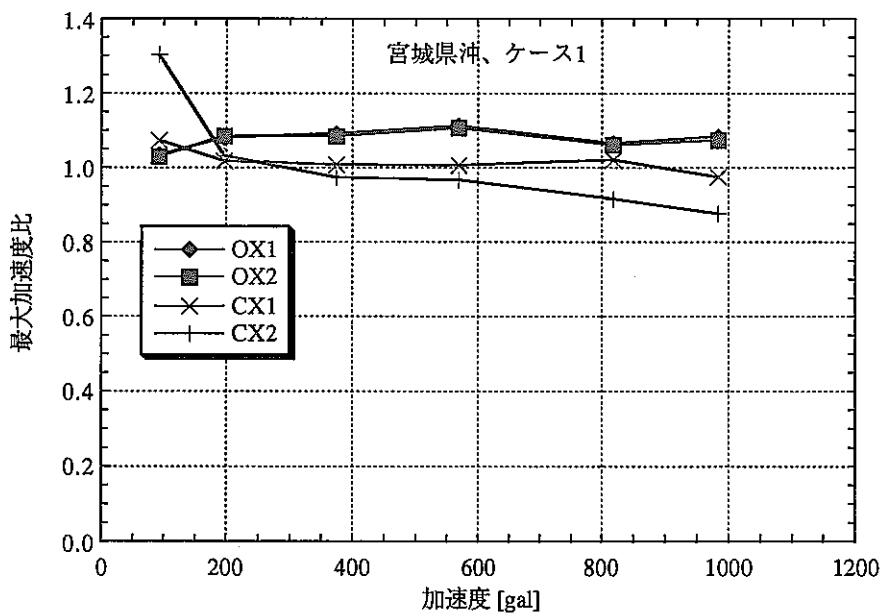


図 4-9-2 宮城県沖地震波を入力した場合の加振レベルと最大加速度比の関係（ケース 1：緩衝材乾燥状態）

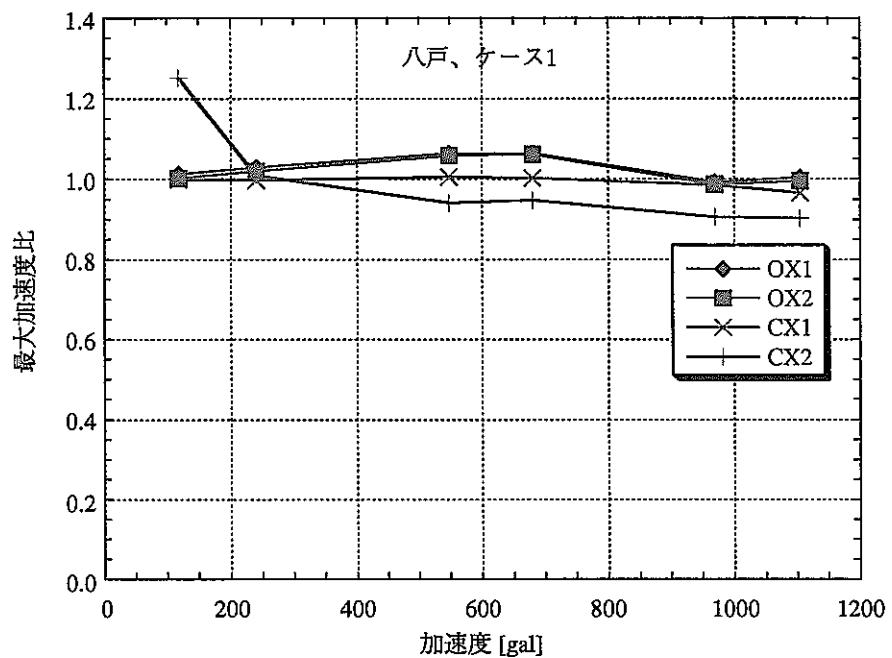


図 4-9-3 八戸地震波を入力した場合の加振レベルと最大加速度比の関係
(ケース 1：緩衝材乾燥状態)

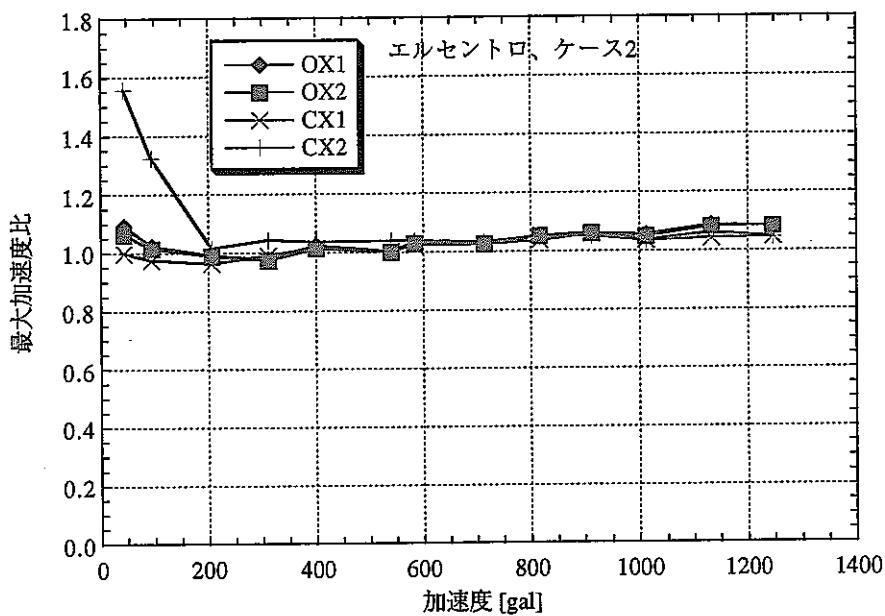


図 4-10-1 エルセントロ地震波を入力した場合の加振レベルと最大加速度比の関係（ケース 2：緩衝材浸潤状態）

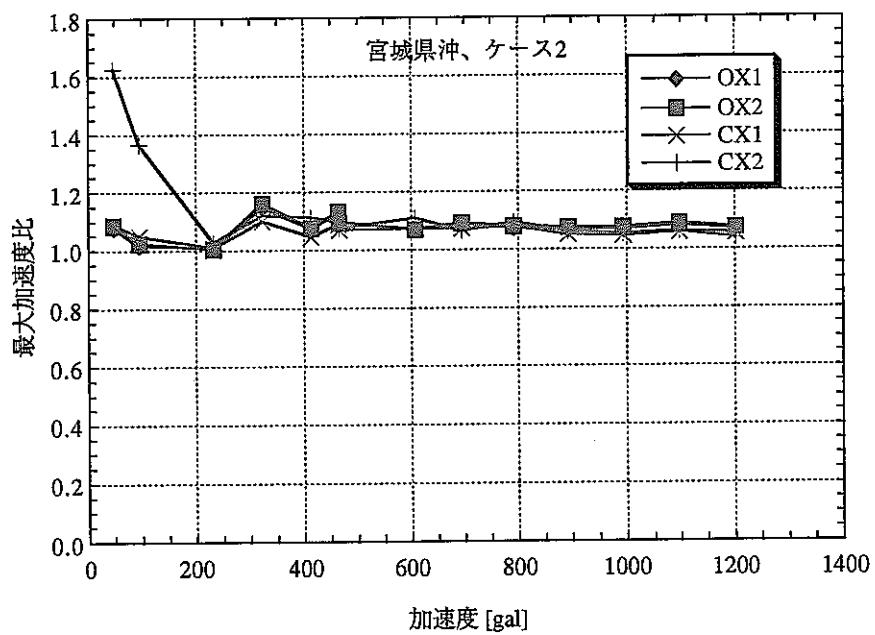


図 4-10-2 宮城県沖地震波を入力した場合の加振レベルと最大加速度比の関係（ケース 2：緩衝材浸潤状態）

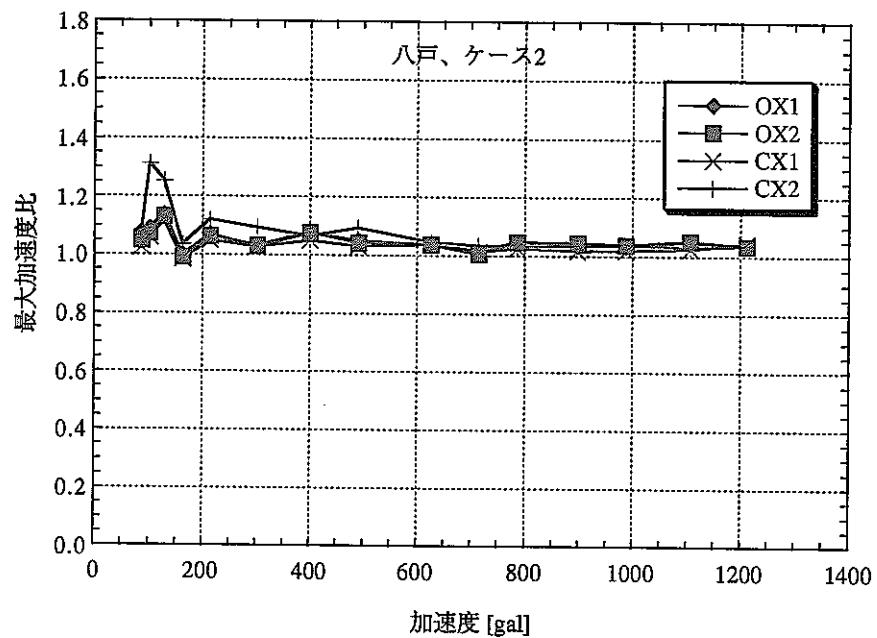


図 4-10-3 八戸地震波を入力した場合の加振レベルと最大加速度比の関係
(ケース 2：緩衝材浸潤状態)

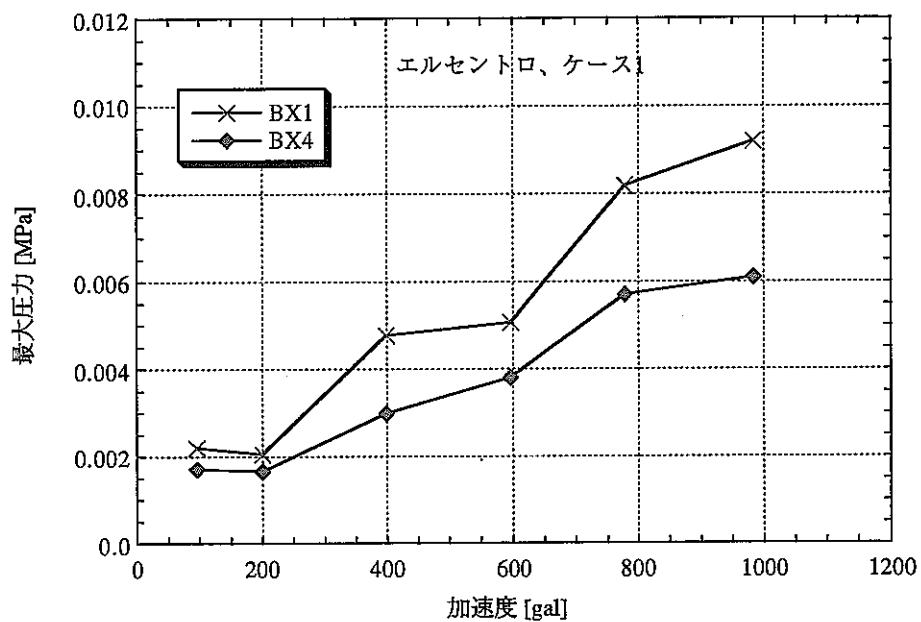


図 4-11-1 エルセントロ地震波を入力した場合の加振レベルと
ベントナイト最大圧力の関係（ケース1：緩衝材乾燥状態）

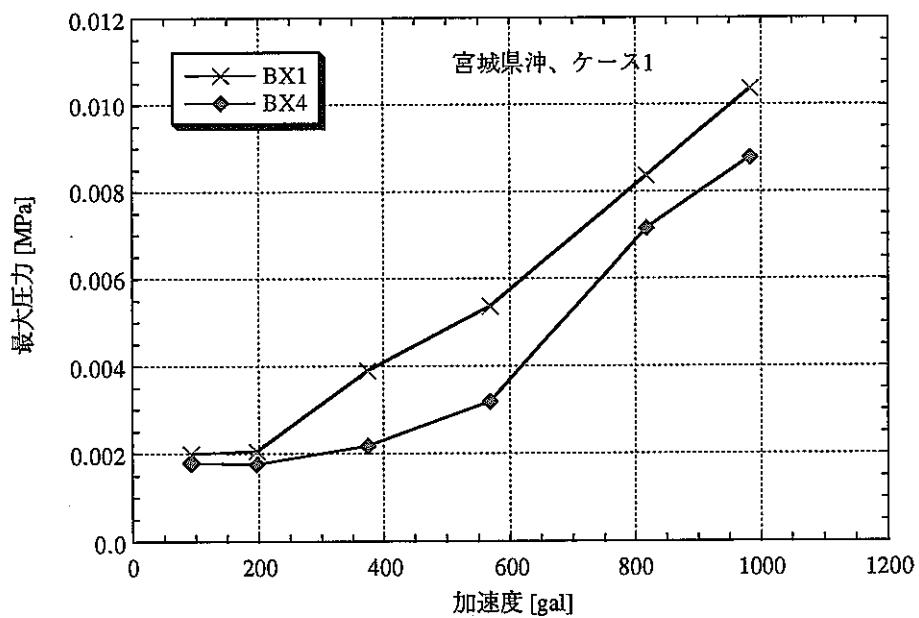


図 4-11-2 宮城県沖地震波を入力した場合の加振レベルと
ベントナイト最大圧力の関係（ケース1：緩衝材乾燥状態）

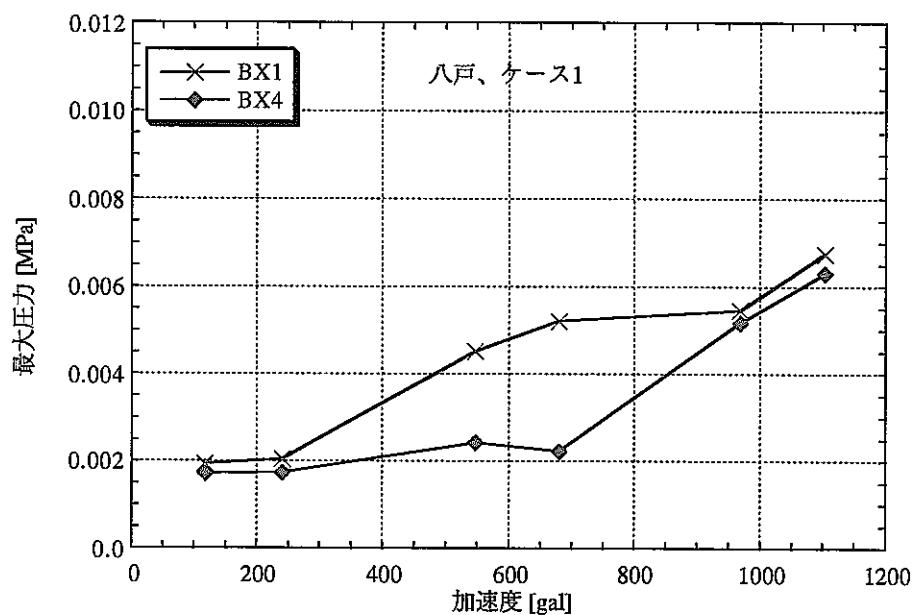


図 4-11-3 八戸地震波を入力した場合の加振レベルと
ベントナイト最大圧力の関係（ケース 1：緩衝材乾燥状態）

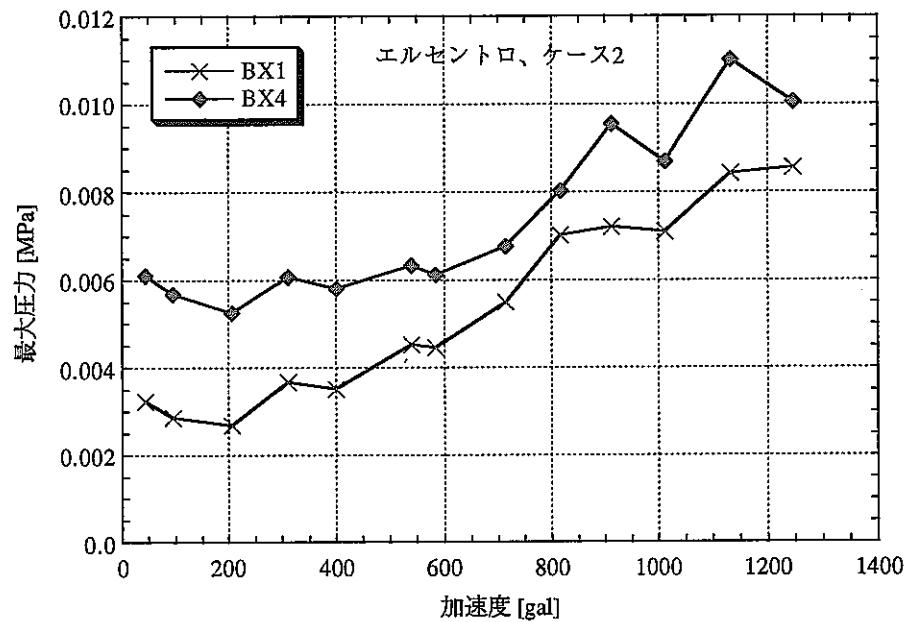


図 4-12-1 エルセントロ地震波を入力した場合の加振レベルと
ベントナイト最大圧力の関係（ケース 2：緩衝材浸潤状態）

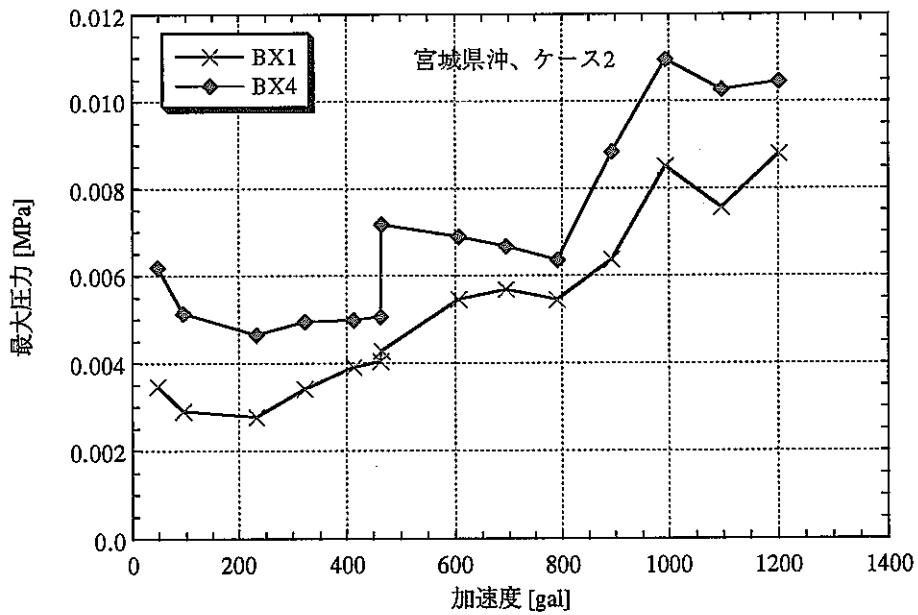


図 4-12-2 宮城県沖地震波を入力した場合の加振レベルと
ベントナイト最大圧力の関係（ケース 2：緩衝材浸潤状態）

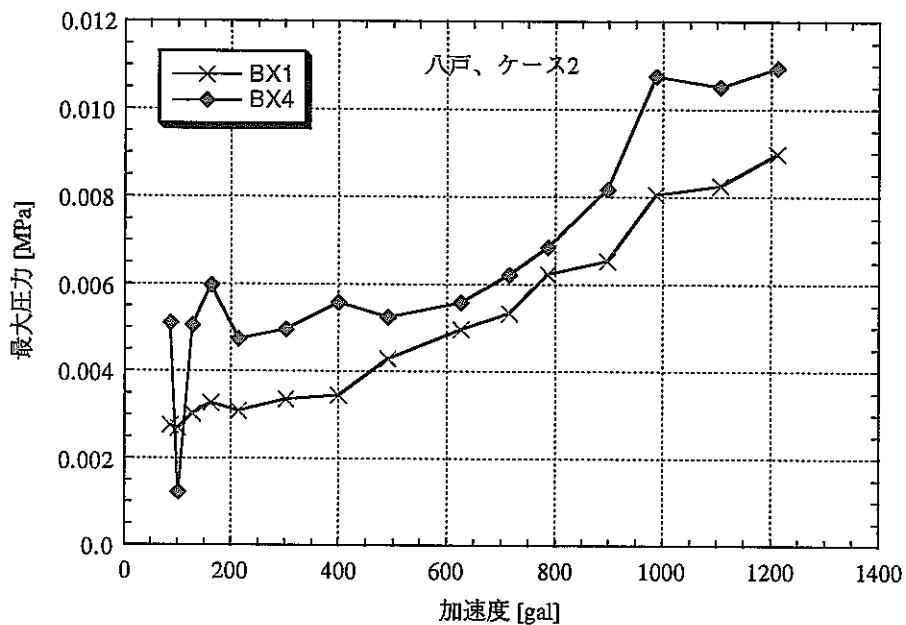


図 4-12-3 八戸地震波を入力した場合の加振レベルと
ペントナイト最大圧力の関係（ケース 2：緩衝材浸潤状態）

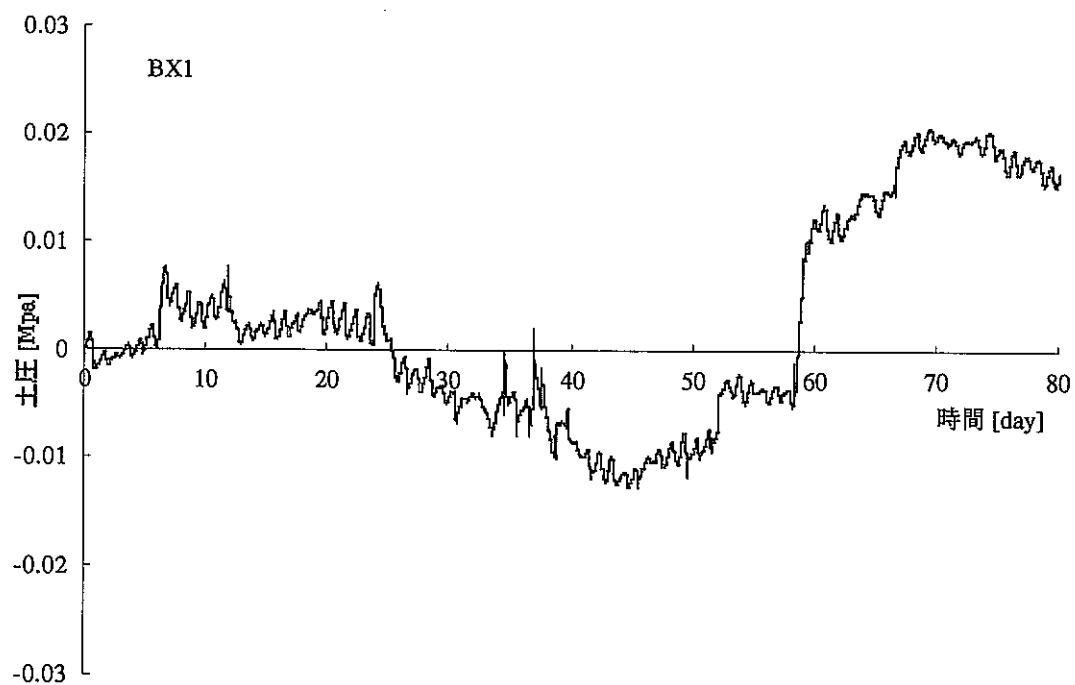


図 4-13 注水開始から加振前までの緩衝材の圧力変化（BX1）

5.人工バリア地震応答解析コードの開発

5-1.はじめに

サイクル機構は、地層処分システムにおける人工バリアの耐震性評価を行うために、前述した振動実験と平行して、人工バリアの地震応答解析コードの開発を行ってきた。

人工バリア地震応答解析では、1.緩衝材の動的変形特性（応力～ひずみ関係および減衰の非線形特性）のモデル化、2.長期にわたる地下水の浸潤による緩衝材の飽和を考慮した間隙水の挙動評価（緩衝材の液状化判定）、3.人工バリアの形状表現（次元、不連続面のモデル化）、4.有限な系での地盤の半無限性の考慮、5.隣接する廃棄体および処分坑道の考慮等が要求される。このような問題点を考慮した上で、これまでに3次元非線形弾性解析コードの開発を行ってきた。

5-2.緩衝材の動的特性

一般に緩衝材のような土質材料は、図5-1に示すように、 10^5 オーダーか、それ以下のひずみレベルでは弾性体と考えてもそれほど問題はないが、ひずみレベルが大きくなるに従い、非弾性的性質が卓越し、線形弾性体として取り扱うことは難しくなる（土木学会、1989a）。このような土質材料の非線形特性を考慮するために、地震応答解析では、実験式に基づく非線形解析または等価線形解析が用いられる（吉田ほか、1985）。本解析コードでは、この両手法が選択できる。

5-2-1. 実験式に基づく非線形解析

1) 応力～ひずみ関係および解析手法

非線形モデルを用いた解析では、微小な時間間隔で運動方程式を解き応力～ひずみ関係を逐次追跡する（時間領域）方法がとられることになる。この場合、非線形性を考慮した運動方程式の解法では、線形剛性に基づく繰り返し計算を行うこととなる。

非線形性履歴挙動を表現する応力～ひずみ関係式として、図 5-2 に示すように、載荷試験で得られる応力～ひずみ曲線を骨格曲線と履歴曲線とに分離し、それぞれを関数として表現する Hardin - Drnevich モデルや Ramberg - Osgood モデルが提案されている。前者の骨格曲線を (5-1) 式に、後者の骨格曲線を (5-2) 式に示す。Hardin - Drnevich モデルでは骨格曲線を双曲線で、Ramberg - Osgood モデルでは指數関数で表現している（土木学会、1989a）。

・ Hardin - Drnevich モデル

$$G_0\gamma = \tau \left(1 + \frac{\gamma}{\gamma_R} \right) \quad (5-1)$$

・ Ramberg - Osgood モデル

$$G_0\gamma = \tau \left[1 + \alpha \left(\frac{\tau}{\tau_f} \right)^\beta \right] \quad (5-2)$$

$$\gamma_R = \tau_f / G_0 \quad (5-3)$$

G_0 : 最大せん断弾性係数

γ : せん断ひずみ

τ : せん断応力

γ_R : 基準ひずみ

τ_f : せん断降伏応力

α, β : 実験により求める材料定数

本解析コードでは、土質材料の特性を 2 つのパラメータを用いて柔軟に表現できる利点を有する Ramberg-Osgood モデルを用いることとした。

骨格曲線では除荷、再載荷に対する応力～ひずみ関係の履歴曲線が定義されていないため、通常履歴曲線は骨格曲線に基づき、Masing 則を適用することになる。

Ramberg - Osgood モデルにおける一般形として、せん断応力： τ とせん断ひずみ： γ の関数を

$$G_0\gamma = f(\tau) \quad (5-4)$$

と表現する。

ここで、図 5-2 に示すように、せん断応力とせん断ひずみが折り返し点 (τ_a, γ_a) から出発して履歴ループをつくるためには

除荷においては

$$\frac{G_0(\gamma - \gamma_a)}{m} = f\left(\frac{\tau - \tau_a}{m}\right) \quad (5-5)$$

再載荷においては

$$\frac{G_0(\gamma + \gamma_a)}{m} = f\left(\frac{\tau + \tau_a}{m}\right) \quad (5-6)$$

と表せる。

式 (5-5) および (5-6) を用いて式 (5-2) の除荷曲線、再載荷曲線を求める

と

- ・除荷曲線

$$G_0(\gamma - \gamma_a) = (\tau - \tau_a) \left[1 + \alpha \left(\frac{\tau - \tau_a}{m\tau_f} \right)^\beta \right] \quad (5-7)$$

- ・再載荷曲線

$$G_0(\gamma + \gamma_a) = (\tau + \tau_a) \left[1 + \alpha \left(\frac{\tau + \tau_a}{m\tau_f} \right)^\beta \right] \quad (5-8)$$

となる。

ここで m は骨格曲線を引き伸ばす倍率を表すが通常 $m=2$ とする（例えば、国生ほか, 1981; Pyke, R, 1979）。

したがって、除荷、再載荷曲線は以下の式のようになる。

- ・除荷曲線

$$G_0(\gamma - \gamma_a) = (\tau - \tau_a) \left[1 + \alpha \left(\frac{\tau - \tau_a}{2\tau_f} \right)^\beta \right] \quad (5-9)$$

- ・再載荷曲線

$$G_0(\gamma + \gamma_a) = (\tau + \tau_a) \left[1 + \alpha \left(\frac{\tau + \tau_a}{2\tau_f} \right)^\beta \right] \quad (5-10)$$

2) 減衰モデル

内部減衰機構は、周波数（速度）依存性の粘性減衰と周波数（速度）に依存しない履歴減衰（振動数に無関係に一定の型）とに分けられる。実験式に基づく非線形解析では、微小時間間隔で逐次物性を変化させる時間領域での計算のため、内部減衰機構には、運動方程式の解法上取り扱いやすい粘性減衰を用いた。

ここでは 1 次元 1 質点系を例にとって、以下の (5-11) 式で示す振動運動方程式で考える。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = f \quad (5-11)$$

m : 質量

k : バネ定数

c : 減衰

\ddot{x} : 加速度

\dot{x} : 速度

x : 変位

上式から分かるように、減衰力： $c\dot{x}$ は速度（周波数）に比例する。上式において自由振動の時の式を定めると、

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0 \quad (5-12)$$

と表せ、(5-12) 式の解は以下の (5.13) 式で表せる。

$$x = e^{-\left(\frac{c}{2m}\right)t} \left[A \cos \sqrt{\frac{k}{m} - \left(\frac{c}{2m}\right)^2} t + B \sin \sqrt{\frac{k}{m} - \left(\frac{c}{2m}\right)^2} t \right] \quad (5-13)$$

(5-13) 式において

$$\frac{k}{m} = \left(\frac{c}{2m}\right)^2 \quad (5-14)$$

のときに、振動現象を示さず、静止状態に単調に移動することが分かる。このときを臨界減衰状態という。臨界減衰状態での c を c_c とすると、(5-14) 式より

$$c_c = 2\sqrt{mk} \quad (5-15)$$

である。

この c_c に対する c の比を減衰定数と呼び、減衰定数： h は

$$h = \frac{c}{c_c} = \frac{c}{2\sqrt{mk}} \quad (5-16)$$

で表せる。

また、固有振動数： ω_0 は

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (5-17)$$

これを用いると減衰定数： h は

$$h = \frac{c\omega_0}{2k} \quad (5-18)$$

と表せる。

減衰定数の求め方には、いくつかの手法があるが、ここでは、応力～ひずみ関係での履歴ループによるエネルギーの減衰性から求める方法を考える。

(5-13) 式において、(5-18) 式を代入し、初期条件として、 $t=0$ 、 $x=x_0$ 、 $\dot{x}=0$ とすると、

$$x = \left(x_0 / (1 - h^2)^{1/2} \right) e^{-h\omega_0 t} \cos((1 - h^2)^{1/2} \omega_0 t - \varphi) \quad (5-19)$$

$$\varphi = \tan^{-1}\left(h / (1 - h^2)^{1/2}\right) \quad (5-20)$$

となる。

図 5-3 に非線形モデルにおける変位と力の関係を概略図として示す。変位最大→変位 0 (図中 A→B) に進むとき減衰力がなければ、蓄えられたエネルギーは全て運動エネルギーになるが、減衰力により一部エネルギーが消費される (A→B では下図の AbO が減衰により消費されるエネルギー)。A→C の 1/2 周期に消費されるエネルギー (減衰エネルギー) を式 (5-19) から求めると

$$\Delta W = 1/2 \cdot Kx_0^2 \left(1 - \exp\left((-2\pi h) / (1 - h^2)^{1/2} \right) \right) \quad (5-21)$$

となる。

ここで、初期ひずみエネルギー $1/2 \cdot Kx_0^2$ (下図の AaB の面積) を用いてエネルギー消費率 $\Delta W/W$ を求めると

$$\Delta W/W = 1 - \exp\left(\frac{(-2\pi h)}{(1-h^2)^{1/2}}\right) \equiv 2\pi h \quad (5-22)$$

また、1周期で消費されるエネルギーを $\Delta W'$ とすると (5-22) から

$$\Delta W'/W = 4\pi h \quad (5-23)$$

が成り立つ。

Ramberg - Osgood モデルにおいて、骨格曲線 (5-2) 式、除荷曲線 (5-9) 式、および再載荷曲線 (5-10) 式を用いて上式 (5-23) から減衰定数を求める

$$h = \frac{2a}{\pi} \cdot \frac{\beta}{\beta+2} \left[\frac{(\tau/\tau_a)^\beta}{1 + \alpha(\tau/\tau_a)^\beta} \right] \quad (5-24)$$

となる。

5-2-2. 等価線形解析

1) 応力-ひずみ関係および解析手法

等価線形解析法は、本来非線形である土質材料の応力～ひずみを図 5-4 に示すような等価な線形関係によって近似するものである。したがって、等価な線形材料を設定するために、物性を変更して線形解析を繰り返すことによって、解を非線形である応力～ひずみ曲線上に収束させることになる。

等価線形解析では、一定振幅試験から得られた土質材料のひずみ依存型物性を適用して、次の手順で収束計算を行なう。

- ① 地盤の各部に発生するであろうひずみレベルを想定して初期のせん断剛性 : G と減衰定数 : h を各部分ごとに定める。
- ② 地盤の地震波に対する振動応答を解析する。これは線形解析であり、G と h は地震の開始から終了まで一定とする。

- ③線形解析により計算されたせん断ひずみ： γ の時刻歴から有効的なひずみ振幅 γ_{eff} を算定する。
- ④ $\gamma = \gamma_{\text{eff}}$ として $G/G_0 \sim \gamma$ の関係 (G_0 ：最大せん断弾性係数), $h \sim \gamma$ の関係を適用し, 新しい G , h を地盤各部ごとに決める。
- ⑤手順②に戻って新たな G , h により線形解析を行ない②～④を繰り返す。新しく決めた G と h が 1 回前の値に対してある許容範囲に入っていればそれを最終的な解として収束計算を終了とする。

前述した実験式に基づく非線形解析では, 微小時間間隔で逐次物性を変化させる時間領域での計算を行なうことになる。一方, 本解析コードにおける等価線形解析では, 履歴減衰の導入を目的に周波数空間で解析を行なうため, 周波数応答解析法が用いられる。周波数応答解析法とは現象を一定周波数で周期的に変動する現象の重ね合わせとしてとらえる方法である。以下に周波数応答解析について概略を示す。

動的解析での振動運動方程式は (5-11) 式同様, 以下のように表せる。

$$[M]\{\ddot{u}_t\} + [C]\{\dot{u}_t\} + [K]\{u_t\} = p_t \quad (5-25)$$

$[M]$: 質量マトリックス

$[C]$: 減衰マトリックス

$[K]$: 剛性マトリックス

$\{\ddot{u}\}$: 加速度ベクトル

$\{\dot{u}\}$: 速度ベクトル

$\{u\}$: 変位ベクトル

p_t : 外力

$$\text{ただし, } p_t = p(k \cdot \Delta t) \quad k = 0, 1, 2, 3, \dots, N$$

時間間隔 Δt ごとの N 個の時系列の p_t を調和振幅力の和で近似（フーリエ級数近似）すると

2) 減衰モデル

前述の実験式に基づく非線形解析では、微小時間間隔で逐次物性を変化させる時間領域での計算のため、その解法上粘性減衰を用いた。しかし、一般に、土の減衰特性は周波数に依存しないことが経験的に分かっている（土質工学会、1983）。周波数応答解析では、複素数の領域で解析を行なうため、周波数に依存しない履歴減衰を導入した。

周波数に依存しない減衰を考慮した1次元1質点系の振動の式として以下の(5-32)式を考える。

$$m\ddot{x} + \left(\frac{c'}{\omega}\right)\dot{x} + kx = f \quad (5-32)$$

(5-32)式より自由振動のときの式を定めると

$$m\ddot{x} + \left(\frac{c'}{\omega}\right)\dot{x} + kx = 0 \quad (5-33)$$

となる。

(5-33)式の減衰力項 $\left(\frac{c'}{\omega}\right)\dot{x}$ は周波数（速度）に依存しない。

$x = \exp(i\omega t)$ を解として想定すれば、(5-33)式は

$$m\ddot{x} + (k + ic')x = 0 \quad (5-34)$$

となる。

$$m\ddot{x} + k''x = 0 \quad (5-35)$$

(5-35)式の解については

$$x = A \exp(-h_H \omega t) \cdot \exp(i\omega t) \quad (5-36)$$

A：定数

$$P_l = \operatorname{Re} \left(\sum_{l=1}^{N/2} P_l e^{i\omega_l t} \right) \quad (5-26)$$

と表せる。

ここで

$$\omega_l = 2\pi \frac{l}{N} \Delta t \quad l = 1, 2, 3, \dots, N/2 \quad (5-27)$$

$$P_l = \begin{cases} \left(\frac{1}{N}\right) \sum_{k=0}^{N-1} P_k e^{-i\omega_l \Delta t} & s = N/2 \\ \left(\frac{1}{N}\right) \sum_{k=0}^{N-1} P_k e^{-i\omega_l \Delta t} & s = l = 1, 2, 3, \dots, (N/2)-1 \end{cases} \quad (5-28)$$

とする。

調和振幅力に対しては応答も調和することから

$$\{u_t\} = \operatorname{Re} \left(\sum_{l=1}^{N/2} \{u_l\}_l e^{i\omega_l t} \right) \quad (5-29)$$

となる。

ω_l についてのみ考えると (5-25), (5-26), (5-29) 式より次のことが成立する。

$$-\omega^2 [M] \{u\}_l e^{i\omega_l t} + i\omega [C] \{u\}_l e^{i\omega_l t} + [K] \{u\}_l e^{i\omega_l t} = P_l e^{i\omega_l t} \quad (5-30)$$

両辺を $e^{i\omega_l t}$ で割ってまとめると,

$$([K] + i\omega [C] - \omega^2 [M]) \{u\}_l = \{P\}_l \quad (5-31)$$

したがって、(5-31) 式を $N/2$ 個の周波数について解いてそれぞれの $\{u\}$ を求めれば、(5-29) 式から応答値が判明する。

$$\left\{ \begin{array}{l} \omega_0^2 = \omega^2(1 - h_H^2) \\ c'/k = 2h_H(1 - h_H^2)^{\frac{1}{2}} \end{array} \right. \quad (5-37)$$

ω_0 : 固有角振動数

h_H : 等価履歴減衰定数 $h_H = (c'/\omega)/C_{CR}$

C_{CR} : (5-32) 式での臨界減衰係数

である。

(5-36) 式において h_H が十分に小さい場合,

$$\left\{ \begin{array}{l} \omega_0^2 = \omega^2 \\ c'/k = 2h_H \end{array} \right. \quad (5-38)$$

となる。

ここで、(5-38) 式中の下式において左辺 c'/k と $(\Delta W'/W)_{cycle}$ の間には、

$$(\Delta W'/W)_{cycle} = 2\pi \cdot (c'/k) \quad (5-39)$$

の関係があるから

$$\left\{ \begin{array}{l} (\Delta W'/W)_{cycle} = 4\pi h_H \\ (\Delta W'/W)_{rad} = 2h_H \end{array} \right. \quad (5-40)$$

が成立し、これは形式的には実験式に基づく非線形解析での粘性減衰 ((5-23) 式) と同じになる。

5-2-3 ひずみ成分とせん断剛性および減衰定数

実験式に基づく非線形解析 (R-O model) では、緩衝材中に生じる 3 成分（加振方向成分、水平面内加振方向垂直成分、鉛直方向）のひずみの平均値を取り、その平均ひずみに対するせん断剛性および減衰定数を与える手法としている。一方、等価線形解析では、最大せん断ひずみ： γ_{\max} に対するせん断剛性および減衰定数を与える手法としている。したがって、加振方向のひずみが卓越するのであれば、解析で与えるせん断剛性および減衰は両手法とも同等なものとなる。

5-3. 緩衝材における間隙水の挙動評価機能

一般に、飽和地盤、特に飽和砂質地盤での地震応答解析では、液状化の判定を行うため、間隙水圧の評価が行われる。人工バリアにおける緩衝材でも、地下水の長期にわたる浸潤により飽和すると考えられる（例えば、千々松・谷口、1999）。一般に、緩衝材のような高密度の粘土では、砂質地盤での液状化（有効応力が 0 に至る）のような現象は起こらず安全と考えられている。しかしながら、有効応力の一部を残しながらも繰返しせん断により、せん断ひずみが蓄積して破壊した粘性土地盤の例が報告されている（兵動・内田、1998）。また、地下深部に設置される人工バリアの緩衝材の間隙中は、静水圧により大きな水圧となる可能性がある。したがって、場合によっては、人工バリアにおける緩衝材での間隙水圧の挙動評価を行う必要がある。

上記の観点から、本解析コードでは、緩衝材中の間隙水の影響を無視した全応力解析（1 相系解析）、および間隙水の影響を考慮した有効応力解析（2 相系解析）を選択可能とした。

地震時の地盤挙動に対する間隙流体の影響を評価するために、有効応力に基づく地震応答解析手法が提案されており、土の骨格と間隙流体の相互作用を表現し得る理論として、Biot (1956) によって確立された多孔質弾性体の波動理論がある。

緩衝材のような多孔質体の波動理論を構成する支配方程式は、次の通りである。

- ① 土の骨格に対する運動方程式
- ② 間隙流体に対する運動方程式

- ③間隙流体に対する連続の式
- ④有効応力の表示式
- ⑤有効応力に基づく土の構成式
- ⑥ひずみの適合条件

本解析コードの有効応力解析機能では、間隙流体に関する未知量（例えば、間隙水圧）（上記②）と土骨格に関する未知量（上記①）が同時に運動方程式中で解かれる連成解法と、土骨格に対する運動方程式と間隙水圧の蓄産・消散が別々に解かれる非連成解法に対応している。

以下に、有効応力解析について、非連成解法と連成解法とに分けて記述する。

また、本解析コードにおける全応力解析および有効応力解析（非連成、連成）の概念を図5-5に示す。

5-3-1 非連成解法

- 1) 既往の非連成解法（吉田ほか, 1985: 土木学会, 1989b を一部修正加筆）

非連成解法は、動的なせん断運動と静的な圧密現象に分離して解く方法であり、両者の間を間隙水圧の発生に伴う物性の変化で結ぶことになる。例えば、一次元問題において水平方向にせん断運動を生じ、鉛直方向に透水する場合を考えると、水平方向には骨格と流体が一体として振動する。一方、鉛直方向に對しては振動が起こらないため、静的な圧密現象となる。このような場合は、一体として解くことに等しくなる。しかし、透水方向に振動している場合については、近似的な解法となる。

Finnほか(1976)は、間隙水圧の評価法として、体積ひずみに関する実験式を用いた解析手法を提案した。Martin and Seed(1979)は、Finnの提案にある砂の膨潤指数を精度良く求めることの難しさを指摘し、これに対して間隙水圧を直接求めることを提案した。

石原・東畠(1980)は、応力経路予測式を導入し、サイクリックモビリティーを考慮した解析例を示した。この解析モデルでは、地盤の地震応答解析として水平方向のせん断変形のみを考慮した全応力解析を行った後、応力経路に着目した過剰間隙水圧の発生量を算定している。また、間隙水圧の消散は、地盤の深さ方向のみの透水性を考慮した一次元圧密解析により対処されている。圧密理論は、上記Biot(1956)の多孔質弾性体力論に基づき、間隙水圧の変化に

伴う有効応力および土骨格に関する応力-ひずみ関係の変化を逐次追跡している。

山内ほか（1978, 1979, 1983）は、等価線形解析を用いて、ある時間間隔で平均的な間隙水圧上昇量を求める簡便な方法で検討を行っている。

2) 本解析コードにおける非連成解法

本解析コードにおける非連成解析では、間隙水圧の蓄積・消散および土骨格構成則の有効応力依存性を考慮した解法を用いている。すなわち、前述 5-2-1. 実験式に基づく非線形解析 (Ramberg-Osgood Model) では、解析を行う各時間ステップで、土骨格の地震応答解析と間隙水圧の蓄積・消散解析を別個に行い、さらに間隙水圧の変化に伴う土骨格構成則の有効応力依存性を考慮するものである。なお、土骨格構成則の有効応力依存性を考慮しない場合の解析も可能である。ただし間隙水圧の消散評価では、土骨格の変形を考慮した圧密方程式を解くことはせず、いくつかの仮定を設け簡略化した。つまり、圧密の間の土骨格の変形はないものと仮定し、さらに間隙水の消散速度は非常にゆっくりとした現象であると仮定することにより、間隙水圧を独立変数とした以下の (5-41) 式に基づく非定常浸透流問題に帰着した。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha_x \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\alpha_y \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\alpha_z \frac{\partial u}{\partial z} \right) = \frac{\partial u_g}{\partial t} \quad (5-41)$$

$$\alpha_i = \frac{K_i}{m_v \gamma_w}$$

K_i : 透水係数 ($i=x, y, z$)

γ_w : 単位体積重量 ($= \rho_w \cdot g$)

ρ_w : 密度

g : 重力加速度

m_v : 体積弾性係数

u : 間隙水圧

t : 時刻

土骨格構成則の有効応力依存性に関しては、各時間ステップにおける間隙水圧の蓄積・消散による有効応力の変化に伴う応力-ひずみモデルの変化を考慮す

ることが可能である。応力-ひずみモデルの変化は、既往の砂質土の液状化研究（例えば、阿部・草野、1990）を参考に、初期せん断剛性： G_{\max} 、および一軸圧縮強度： τ_f の変化として次式のように表すこととした。

$$G_{\max} = K(\sigma_{mi}' - U_m)^n \quad (5-42)$$

K ：せん断剛性に関する定数

σ_{mi}' ：初期有効平均主応力

U_m ：過剰間隙水圧

n ：定数

$$\tau_f = C_f + \sigma_{mi}' \tan \phi' \quad (5-43)$$

C_f ：有効応力に関する粘着力

ϕ' ：有効応力に関する内部摩擦角

前述 5-2-2 等価線形解析でも上記実験式に基づく非線形解析（Ramberg-Osgood Model）と同様な有効応力解析が可能である。ただし、等価線形解析は周波数応答解析法に基づく線形計算の繰り返しであるため、時々刻々と変化する水圧の蓄積・消散挙動を直接的に扱うことができない。予め周波数応答解析によりせん断応力波形を求め、その結果に基づき、後述 5-4 での残留間隙水圧評価式（Seed の実験式）および (5-41) 式で示した浸透流方程式を解いて水圧の挙動を記述する。なお、(5-42) 式の関係で結ばれた水圧上昇に伴う剛性低下の効果は考慮することはできない。

非連成解析において必要な入力物性は、以下の通りである。

- ・有効応力-ひずみの関係（土骨格の力学定数、有効応力依存性の考慮）
- ・透水係数
- ・比貯留係数（または、体積弾性係数と密度）
- ・初期間隙水圧
- ・間隙水圧評価に必要な実験式に基づくデータ（後述 5-4 参照）

5-3-2 連成解法

- 1) 既往の連成解法（吉田ほか, 1985: 社団法人土木学会, 1989b を一部修正加筆）

上述したように多孔質体を伝播する波動は、複数の支配方程式で表せる。連成解析は、これらの支配方程式を同時に満足するような解を求めるものであり、土粒子骨格と間隙流体の相互作用を、厳密に評価することができる。これまでに、Zienkiewicz ほか (1980) や Oka and Murase (1981) に代表されるように、弾塑性理論に基づく構成式を用いた連成解析が行われている。しかしながら、連成解析においては、非連成解析でそれそれ独立に取り扱っていたせん断運動と圧密現象を同時に解く必要があるため、連立方程式に含まれる未知数が多くなり、演算時間が飛躍的に増大することになる。

2) 本解析コードにおける連成解法

本解析コードにおける連成解析では、土骨格と水の質点変位が微小と仮定し、かつ水の対流項を無視した動的釣合いの方程式 (Zienkiewicz and Bettess, 1982) を用いた。以下にその概要を示す。

① 土骨格の動的釣合い

$$(1-n)\rho_s \ddot{u} + (n^2 \rho_f g/k)(\dot{u} - \dot{U}) + c u - \operatorname{div}(\sigma' - \sigma_0) - (\alpha - n) \operatorname{grad}(P - P_0) + f_s = 0 \quad (5-44)$$

ただし、 $\alpha = 1 - K_T/K_s$ であり、これにより、土粒子の膨張による土粒子間の相互作用力を表している。

- u : 土の質点変位
- U : 水の質点変位
- \dot{u} : 土の質点速度
- \dot{U} : 水の質点速度
- \ddot{u} : 土の質点加速度
- \ddot{U} : 水の質点加速度
- ρ_s : 土骨格の質量密度

ρ_f : 水の質量密度 c : 減衰 n : 間隙率 g : 重力加速度 k : 透水係数 P : 間隙水圧 P_0 : 初期間隙水圧 σ' : 有効応力 σ_0 : 初期応力 f_s, f_f : 外力 K_r : 土骨格の体積弾性係数 K_s : 土粒子の体積弾性係数 K_f : 水の体積弾性係数

②水の動的釣合い

$$n\rho_f \ddot{U} + (n^2 \rho_f g / k) (\dot{U} - \dot{u}) + c \dot{U} + n \operatorname{grad}(P - P_0) + f_f = 0 \quad (5-45)$$

③土骨格の体積変化と水の体積変化の関係

土骨格の体積変化と水の体積変化の関係は 2 相系（土-水）の体積弾性係数： Q を仮定して、間隙水圧： P との間に次式の関係が成立するとした。

$$Q((\alpha - n) \operatorname{div} u + n \operatorname{div} U) = -P \quad (5-46)$$

ただし、

$$Q = 1 / ((n/K_f) + ((\alpha - n)/K_s)) \quad (5-47)$$

であり、体積弾性係数の非線形性は考慮せず Q に関しては定数とした。

ここで (5-46), (5-47) 式については以下の手順で導く。

全応力-体積ひずみ、圧力-体積ひずみの関係は土骨格、間隙水部分それぞれの体積ひずみを用いて次のように表すことができる。

$$\alpha_b e_b + \alpha_c e_a = \sigma \quad (5-48)$$

$$\alpha_c e_b + k_c e_a = -P \quad (5-49)$$

e_b , e_a はそれぞれ土骨格および間隙水の体積ひずみを表す。また、 α_b , α_c , k_c は定数である。ここで、土粒子の体積ひずみ： e_s , 間隙の体積ひずみ： e_p , 水の体積ひずみ： e_w を用いると e_b , e_a は次のように表すことができる。

$$e_b = (1 - \phi)e_s + \phi e_p \quad (5-50)$$

$$e_a = (1 - \phi)(e_s - e_p) + e_w \quad (5-51)$$

ϕ ：間隙率

式 (5-50), (5-51) を式 (5-48), (5-49) に代入すると

$$(1 - \phi)e_s + \phi e_p = \left(1 / (\alpha_b k_c - \alpha_c^2)\right) [k_c \sigma' + \{(\phi - 1)k_c + \phi \alpha_c\} P] \quad (5-52)$$

$$(1 - \phi)(e_s - e_p) + e_w = \left(1 / (\alpha_b k_c - \alpha_c^2)\right) [\alpha_c \sigma' + \{(\phi - 1)\alpha_c + \phi \alpha_b\} P] \quad (5-53)$$

σ' ：有効応力

ここで、2 つの試験状態を想定し、 α_b , α_c , k_c なる定数と土粒子、土骨格、水の圧縮率（1/体積弾性率）の関係を求めてみる。

(浸水試験)

飽和した試料に水圧： P をかけ、土粒子が水圧により e_s だけ圧縮したとする。このとき、骨格構造も同じ割合で縮まってくる。同時に間隙も同じ割合で減少していく。

よって

$$e_b = e_p = e_s \quad (5-54)$$

が成り立つ。

これを式 (5-52), (5-53) に代入すると、

$$e_p = e_s = C_s P \quad (5-55)$$

$$e_w = C_t P \quad (5-56)$$

を得る。

C_s , C_t は

$$C_s = -\left(1/\left(\alpha_b k_c - \alpha_c^2\right)\right)\{(\phi-1)k_c + \phi\alpha_c\} \quad (5-57)$$

$$C_t = \left(1/\left(\alpha_b k_c - \alpha_c^2\right)\right)\{(\phi-1)\alpha_c + \phi\alpha_b\} \quad (5-58)$$

で、それぞれ土粒子、水の圧縮率を表している。

(排水試験)

飽和した試料に外力を加え、時間をかけて排水を行った場合、間隙水圧は 0 となる。このため、試料内の水は体積変化を起こしていない。ゆえに、式 (5-52), (5-53) に、

$$P = e_w = 0 \quad (5-59)$$

を代入すると、

$$e_b = C_b \sigma' \quad (5-60)$$

$$e_p = C_p \sigma' \quad (5-61)$$

を得る。

C_b , C_p は,

$$C_b = \left(1/\left(\alpha_b k_c - \alpha_c^2\right)\right) k_c \quad (5-62)$$

$$C_p = \left(1/\left(\alpha_b k_c - \alpha_c^2\right)\right) (k_c + \alpha_c) \quad (5-63)$$

でそれぞれ、土骨格の圧縮率、間隙の圧縮率を表している。

また、 C_b , C_p , C_s について次のような関係式も以上のことから成立する。

$$C_b = \phi C_p + C_s \quad (5-64)$$

α_b , α_c , k_c を圧縮率を用いて表すと次のようになる。

$$\alpha_b = \frac{(\phi-1)^2 C_p + (\phi-1) C_s + C_l}{C_b(C_l - C_s) + C_p C_s} \quad (5-65)$$

$$\alpha_c = \frac{-\phi\{(\phi-1)C_p + C_s\}}{C_b(C_l - C_s) + C_p C_s} \quad (5-66)$$

$$k_c = \frac{\phi C_b}{C_b(C_l - C_s) + C_p C_s} \quad (5-67)$$

(5-65), (5-66), (5-67) 式を (5-49) 式に代入すると、

$$\frac{(1-\phi)(\phi C_p + C_s) - C_s}{C_b(C_l - C_s) + C_p C_s} e_b + \frac{\phi C_b}{C_b(C_l - C_s) + C_p C_s} e_a = -P \quad (5-68)$$

を得る。ここで、圧縮率=1/体積弾性率の関係から

$$\frac{C_s}{C_b} = \frac{K_T}{K_S} \quad (5-69)$$

$$\frac{C_b}{C_b(C_l - C_s) + C_p C_s} = Q \quad (5-70)$$

が成立するから、式 (5-68) は

$$Q(\alpha - \phi)e_b + Q\phi e_a = -P \quad (5-71)$$

となる。

$$e_b = \operatorname{div} u \quad (5-72)$$

$$e_a = \operatorname{div} U \quad (5-73)$$

より

$$Q[(\alpha - \phi)\operatorname{div} u + \phi \operatorname{div} U] = -P \quad (5-74)$$

となり、(5-46) 式が導かれる。

④構成式（土骨格）

$$\sigma = D\varepsilon \quad (5-75)$$

D ：弾性応力～ひずみ行列

B ：ひずみ行列

ここで、実験式に基づく非線形解析 (Ramberg-Osgood Model) では D について

て Ramberg-Osgood Model を適用し、等価線形解析では解析中の繰り返し計算により D について土骨格の応力-ひずみ関係の非線形特性を適用することになる。

⑤適合条件

$$\varepsilon = Bu \quad (5-76)$$

したがって

$$\sigma = DBu \quad (5-77)$$

連成解析において必要な入力物性は、以下の通りである。

- ・有効応力-ひずみの関係（土骨格体積弾性係数、減衰定数、土密度、土粒子体積弾性係数）
- ・水体積弾性係数
- ・間隙率
- ・水密度
- ・水減水定数
- ・透水係数
- ・初期間隙水圧

5-4. 緩衝材における液状化判定方法（土に対する応力と間隙水圧の関係）

1) 既往の研究例

非連成有効応力解析を実施するために必要となる応力と間隙水圧の関係は、実験式に基づく方法、Endochronic 理論に基づく方法、および弾塑性理論に基づく方法等がある。以下に、既往の研究での例をまとめるとある。

(1) 実験式に基づく方法（吉田ほか、1985 を一部加筆修正）

この方法は、非排水繰返しせん断試験（液状化試験）結果から残留間隙水圧を直接求める方法と、排水繰返しせん断試験結果より得られる残留体積ひずみから求める方法とに分けられる。

残留間隙水圧を直接求める実験式は、Seed ほか（1976）の研究に代表されるように、間隙水圧と繰返し回数の関係式で表される。

一方、残留体積ひずみから求める方法では、非排水状態における体積変化がゼロとなる条件を、せん断に伴う体積ひずみの残留量と膨潤に伴う体積ひずみの和がゼロであると考え、圧密圧力の減少量として残留間隙水圧を求めている。この方法は Finn ほか（1976）の研究にみられるように、残留体積ひずみとせん断ひずみ（あるいは、せん断応力）の関係式と、圧密試験で得られる圧密圧力と膨潤ひずみの関係式とを組み合わせている。

(2) 応力経路を追跡する方法

非排水せん断試験結果から得られる応力経路と塑性論における降伏の概念を用い、不規則載荷時の応力経路を予測し、全応力経路と有効応力経路との差から過剰間隙水圧を求める方法である。Ishihara ほか（1976）は、サイクリックモビリティーも表現できる方法を示している。

(3) 弾塑性理論に基づく方法

弾塑性理論に基づく構成式では、せん断時の応力・ひずみ関係を体積変化を含めて表すことができ、間隙水圧を特別に評価する必要はない。体積変化がゼロとなる条件から、過剰間隙水圧を求めることができる。

(4) Endochronic 理論に基づく方法

熱力学分野で提案された Endochronic 理論を用いて間隙水圧や体積ひずみを表す方法であり、降伏条件の換わりに、内部状態変数と呼ばれる単調増加型の状態量を用いている。Ansai ほか（1980）、Iai and Finn（1982）、Zienkiewicz ほか（1982）の適用例がある。

2) 本解析コードにおける間隙水圧評価手法

上記既往の研究例のうち 2) 応力経路を追跡する方法は、降伏条件を定めて応力平面上で液状化に至る経路を追跡するものであり、理論的背景はしっかりとしている。しかしながら、上記理論によって実験データがすべて説明できるわけではなく、一致度を良くするためには理論に種々の修正を加える必要がある。ここでは、モデルの単純化を目的に残留間隙水圧を直接求める実験式、すなわち

ち以下に概要を示す Seed の実験式 (Seed et al., 1976), または高治・谷口によって行われた緩衝材を対象とした液状化試験結果 (高治・谷口, 1999) を用い, 不規則応力への適用性を備えた機能とした。

一般にある回数で液状化する繰返しせん断応力 τ を有効上載圧 σ_{ci} で除して求める繰返しせん断応力比 R_t を (5-78) 式のように定義し, R_t と液状化回数 (液状化が始まるまでの振幅回数) N_t との関係を図 5-6 のように表す。

$$R_t = \tau / \sigma_{ci} \quad (5-78)$$

Seed 他によって提案された一定振幅応力における間隙水圧上昇と繰返し回数の関係は以下の (5-79) 式で表せる。また、高治・谷口によって行われた緩衝材を対象とした液状化試験（動的強度試験）結果では、試験条件および保守側の設定を考慮し、(5-80) 式で示すように間隙水圧上昇と繰返し回数の関係を線形と仮定している (高治・谷口, 1999)。

$$u / \sigma_{ci} = (2 / \pi) \sin^{-1} \left(N / N_t \right)^{1/2\xi} \quad (5-79)$$

$$u / \sigma_{ci} = N / N_t \quad (5-80)$$

u : 間隙水圧上昇量

σ_{ci} : 有効上載圧

N : 繰返し数

N_t : 液状化回数

ξ : 実験定数 (実験結果をフィッティングすることにより求める)

(5-79) 式、または (5-80) 式より繰返し応力比 N / N_t を求めると

$$N / N_t = \left[\sin \frac{\pi (u / \sigma_{ci})}{2} \right]^{2\xi} = \left[\frac{1 - \cos^2 (\pi (u / \sigma_{ci}))}{2} \right]^{\xi} \quad (5-81)$$

$$\frac{N}{N_l} = \frac{u}{\sigma_{ci}} \quad (5-82)$$

以上は、一定振幅応力下での間隙水圧上昇と繰返し回数の関係を示している。しかし、実際の地震応答解析を行うためには、不規則応力に適用する必要がある。そこで、被害蓄積の概念（Accumulative Damage Concept）（Annaki and Lee, 1977）を用いた。

一定振幅応力： S_i の応力波での液状化回数を N_u とする。ある不規則波の中に S_i の応力振幅が N_i 含まれているとすると Accumulative Damage : D_i は

$$D_i = \frac{N_i}{N_u} \quad (5-83)$$

と表せる。

不規則波の中にある全ての振幅を考慮し、それらが与える被害は不規則振幅の出現順序によらず、線形重ね合わせが可能であるという前提に立てば、

$$D = \sum_i D_i = \sum_i \frac{N_i}{N_u} \quad (5-84)$$

と表せ、 D が 1.0 に達すれば材料は破壊する。すなわち、一定振幅応力の繰返し数 : N と被害蓄積 : D の間には直線関係が成り立つ（図 5-7 参照）。

さらに本解析コードへの適用には、以下のようない仮定を設けた。

仮定.1)

液状化応力比 R_l と液状化回数 N_l との間に

$$\frac{N_l}{20} = \left(\frac{R_l}{R_{20l}} \right)^\eta \quad (5-85)$$

の関係があると仮定する。

ただし、液状化応力比： R_l は液状化回数： N_l で液状化が生じる繰返しせん断応力比： $R(\tau/\sigma_{ci})$ を、 R_{20l} は液状化回数 20 回の場合の繰返しせん断応力比を示している。なお、 η は実験により求める定数である。

仮定.2)

(5-83) 式において $N_l=1/2$ とする。すなわち、不規則波において、振幅： S_i の波が 1/2 波長含まれるとして考え、応力がゼロクロスしてから次のゼロクロスまでの間隙水圧に着目する。

仮定.3)

間隙水圧上昇比： u/σ_{ci} 、すなわち被害蓄積： D と繰返し回数： N の関係式に
関して、間隙水圧上昇と繰返し回数の関係を線形と仮定した場合は、同様に線形として扱う。一方、Seed の実験式に従う場合は、(5-83) 式の様な単純な直線関係とはせず、(5-81) 式を用いて、以下の (5-86) 式の様に表す。

$$D = u/\sigma_{ci} = f^{-1}(N/N_l) \quad (5-86)$$

ただし、 f^{-1} は間隙水圧上昇式である (5-81) 式を

$$N/N_l = f(u/\sigma_{ci}) \quad (5-87)$$

と表したときの逆関数である。

上述した間隙水圧評価手順（アルゴリズム）を図 5-8 に示す。

5-5.境界条件機能

5-5-1 解析領域の境界条件

人工バリアの地震応答解析では、地中に複数の廃棄体が幾何学的に定置されることを考慮した解析領域および境界条件を設ける必要がある。すなわち、有

限要素法を用いて地盤のように広範な広がりを有する系を解析の対象とする場合には、ある有限の解析領域で系を切断しなければならない。一方、これによって構造物の振動あるいは地盤の不規則構造によって生じる散乱波のエネルギーはその系内に閉じこめられてしまうことになる。

本解析コードでは、水平方向では廃棄体 1 体当たりの系での解析領域を設定することを目的とし多点拘束条件 (The MacNeal-Schwendler Corporation, 1985) を、鉛直方向では半無限の地盤を人工バリア周辺の有限な系での解析領域を設定することを目的とし粘性境界 (Lysmer and Kuhlameyer, 1969) を導入した。

図 5-9 に人工バリアの地震応答解析での境界条件の概念を示す。

多点拘束条件を設けることにより、廃棄体 1 体当たりの系において、対称となる両側面は同一の自由度を持ち、かつ同一の運動をする。したがって、隣接する領域の運動を考慮することとなる。また、本境界による反射波は、隣接する領域からの透過波として解釈することができる。したがって、隣接する人工バリアとの相互作用を考慮できることとなる。

粘性境界では、解析領域境界にダッシュポットを設けることにより散逸波を吸収する。また、モデル底面に設けることにより、地震波を無限遠方からの入射波として扱うことが可能となる。境界上では (5-88) 式で示す減衰力を与えることになる。

$$\begin{aligned}\tau &= \rho V_s \dot{u}_s \\ \sigma &= \rho V_p \dot{u}_n\end{aligned}\tag{5-88}$$

ただし、入射波解析を周波数応答解析で利用する場合は注意が必要である。周波数応答解析では、地震荷重をフーリエ級数近似し、その調和起振力に対する調和振動の応答を周波数領域で求めてから時間領域における応答を求めている。すなわち、周波数領域で離散化された以下の運動方程式を解くことになる。

$$([K] + i\omega [C] - \omega^2 [M])U_k = \alpha_k P\tag{5-89}$$

ここに、

- k ; 周波数インデックス
- $[K]$; 剛性マトリクス
- $[C]$; 減衰マトリクス
- $[M]$; 質量マトリクス
- ω ; 固有円振動数

α_k ; 地震波のフーリエ係数

P ; 地震波の各自由度に対する荷重影響係数

荷重影響係数 P は任意の周波数で同一であり、これに対する応答を求め、それに α_k を乗じることで周波数 k に対する応答値とすることとなる。

これは、モデル全体に同一の荷重が作用する場合は問題ないが、入射波解析のように、モデル底部より入射した地震波が時々刻々と上方に伝播していく場合（モデル全体で同一の荷重が作用しない場合）は例外となる。そこで、本解析コードでは周波数応答解析における入射波の取り扱いを以下のように対処することとした。すなわち、荷重の時刻歴値を先に求め、それをフーリエ変換することで、周波数 k に対する荷重値を作成し、上式の右辺項に入れて応答値を算出する。

5-5-2. ジョイント要素

強震時においては、岩盤と人工バリアの間にすべりや剥離現象の生じる可能性がある。また、人工バリアでの各材料間でも上記現象が生じる可能性がある。本解析コードでは、これらに対応するため、Goodman ら (1968) らによって提案されたジョイント要素を導入した。解析において、ジョイント要素を用いる場合に必要なデータは、せん断剛性 : k_s 、垂直剛性 : k_n 、およびせん断抵抗力を求めるために必要な粘着力 : C、内部摩擦角 : ϕ である。図 5-10 に本解析コードでのジョイント要素の概念を示す。

5-6.まとめ

5-2～5-5.で述べたような機能を有する 3 次元動的解析コードを開発した。本来、解析コードを開発した場合、国際ベンチマーク問題を用いた検証解析を行い、次いで関連ドキュメントの整備・検証解析を行うべきである。しかしながら、本解析コードはサイクル機構による地層処分研究開発第 2 次取りまとめにおける耐震安定性評価に用いることを目的に開発したものであるため、第 3 章および 4 章で記述した振動実験等、人工バリアに直接的に関連する実験・試験結果等での検証解析を行うことに留めた。

本解析コードの検証は次章にて詳細に述べる。また、本解析コードを用いて行った実規模の人工バリアを想定した耐震安定性解析は別資料（谷口ほか、1999b）に記載している。

最後に、本解析コードの概略のフローチャート（動的応答解析）を図 5-11 に示す。前記のとおり、緩衝材の動的変形特性に関する等価線形解析における取り扱いは図 5-12 のようになる。

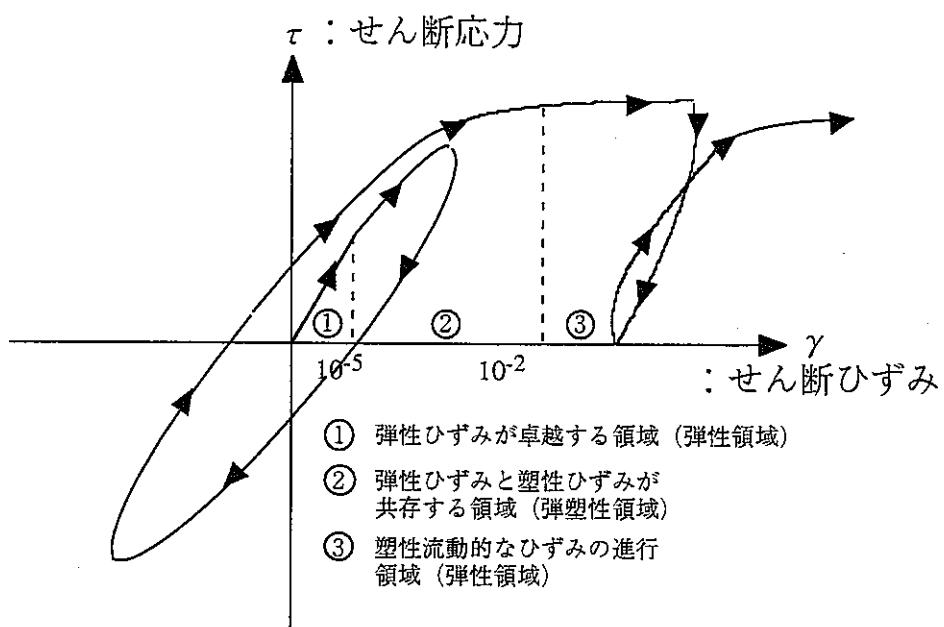


図 5-1 土質材料のひずみと特性変化

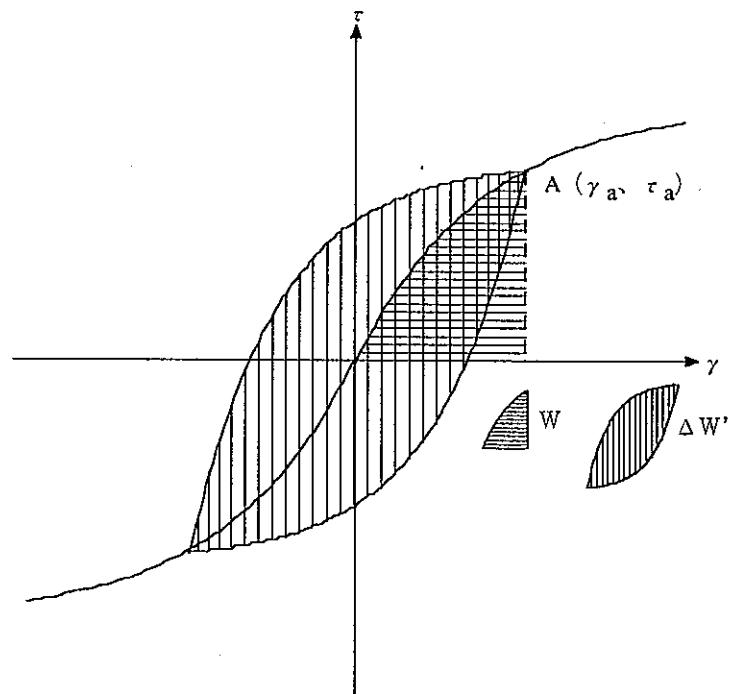


図 5-2 土質材料のひずみと特性変化

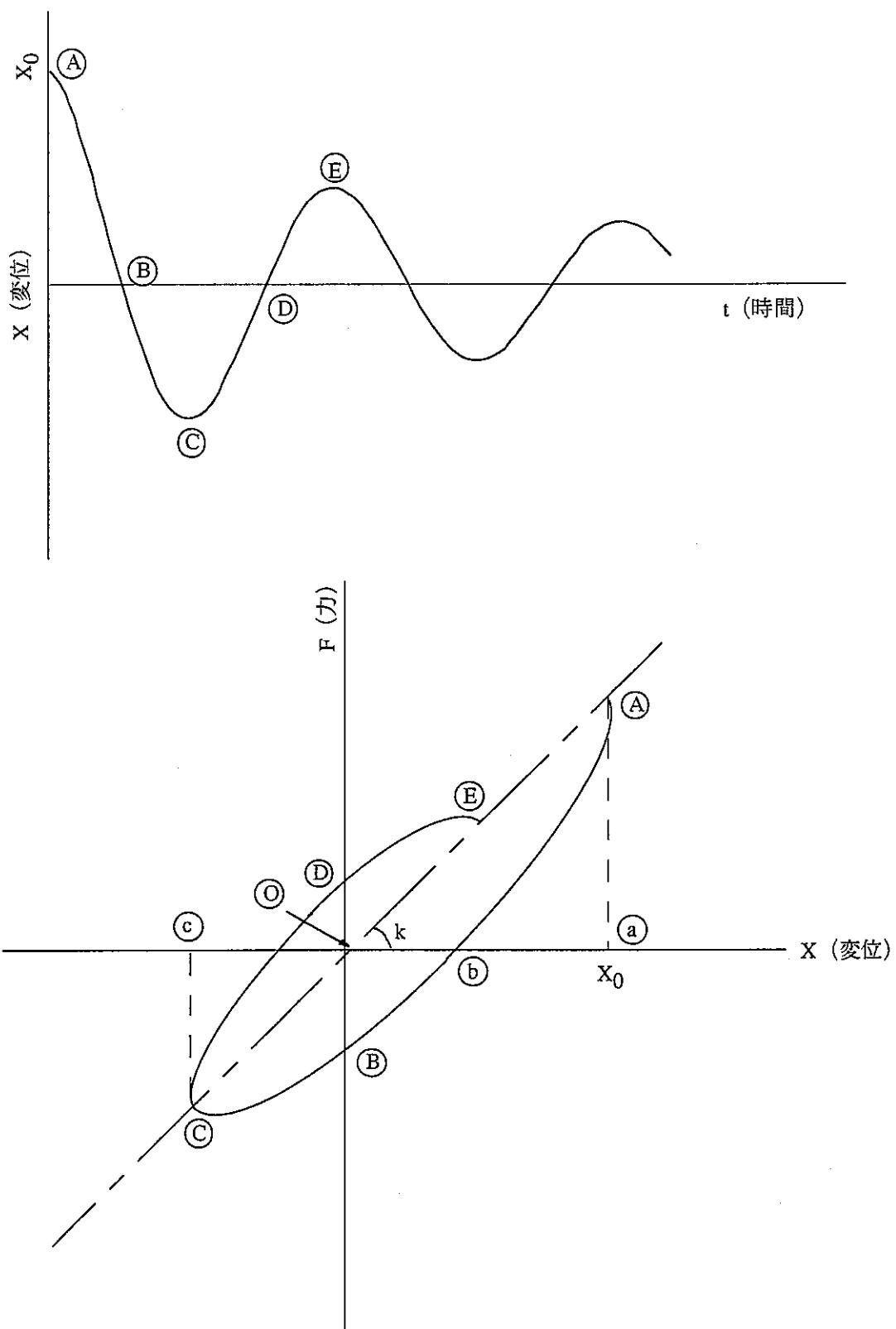


図 5-3 非線形モデルにおける変位と力の関係

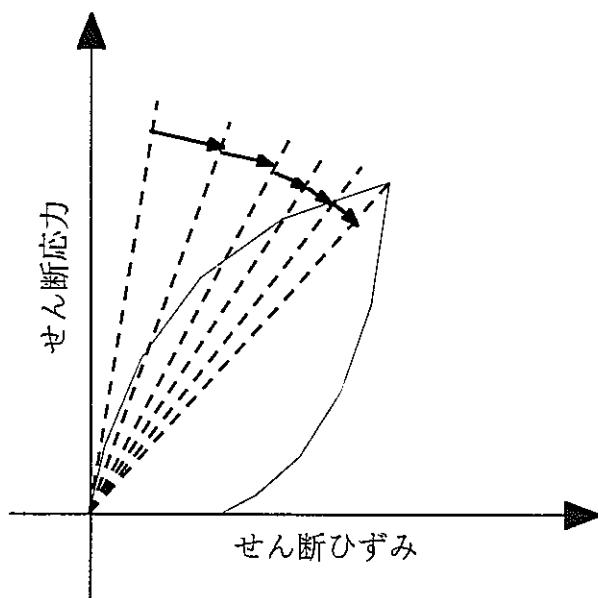


図 5-4 等価線形モデルにおける応力～ひずみの関係概念図

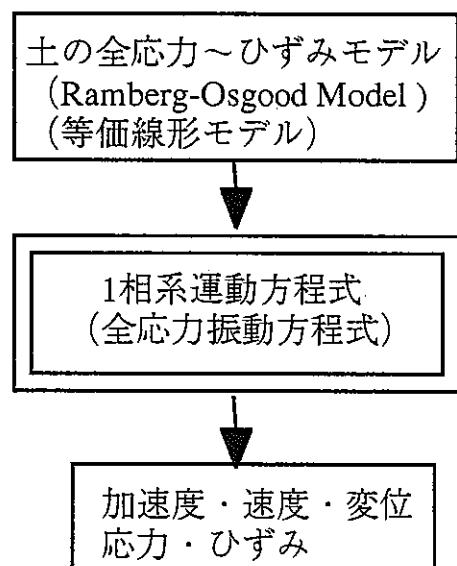


図 5-5-1 解析概念（全応力解析：1相系解析）

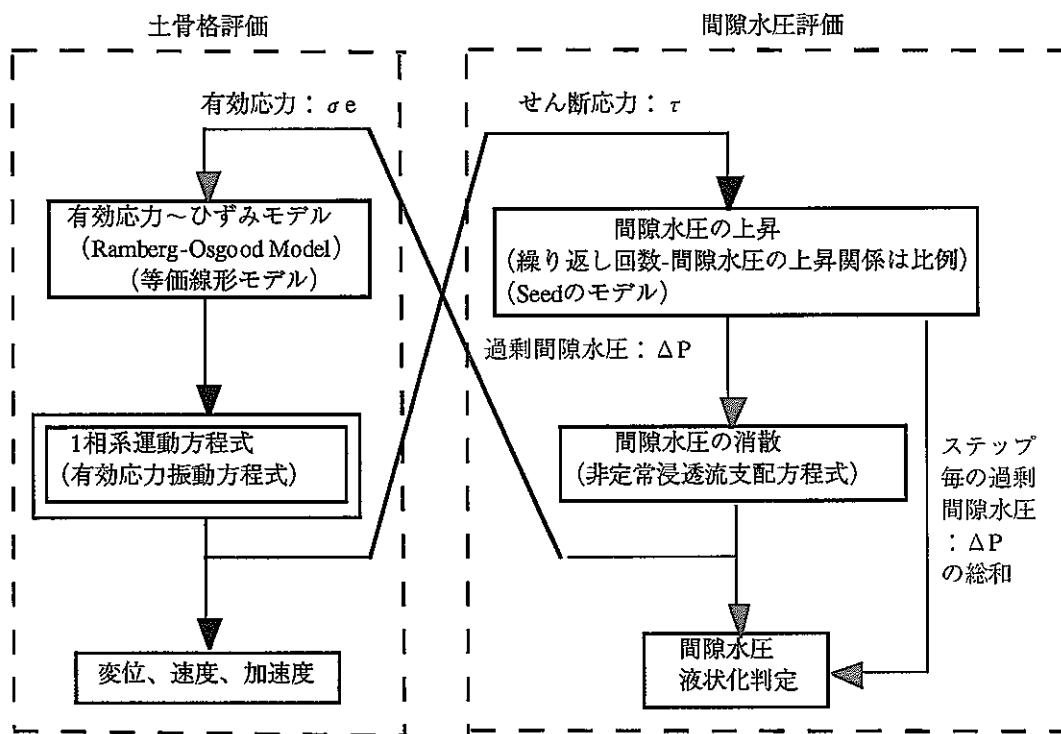


図 5-5-2 解析概念 (有効応力解析 : 2 相系解析, 非連成解析)

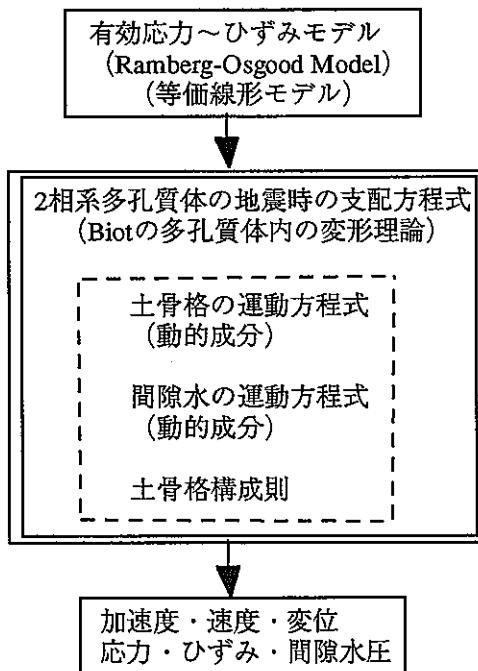


図 5-5-3 解析概念 (有効応力解 : 2 相系解析, 連成解析)

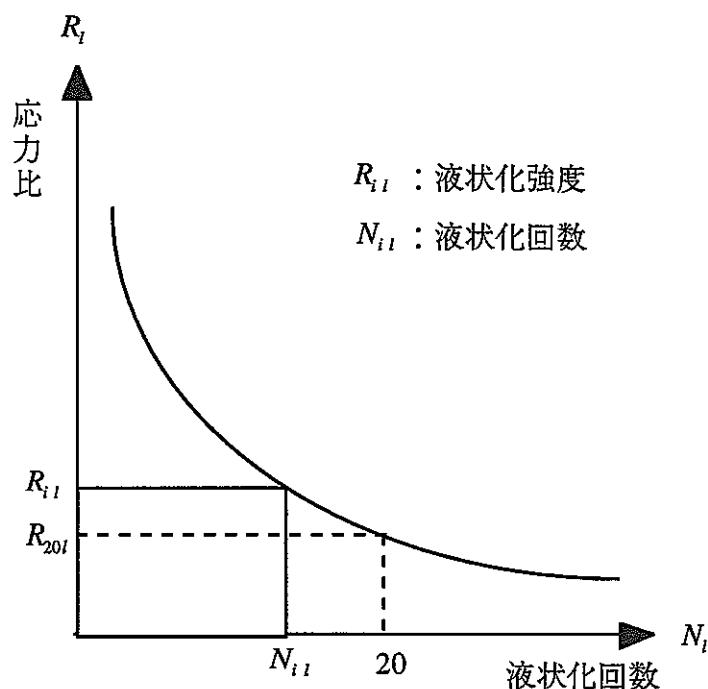


図 5-6 繰返しせん断応力比と液状化回数の関係

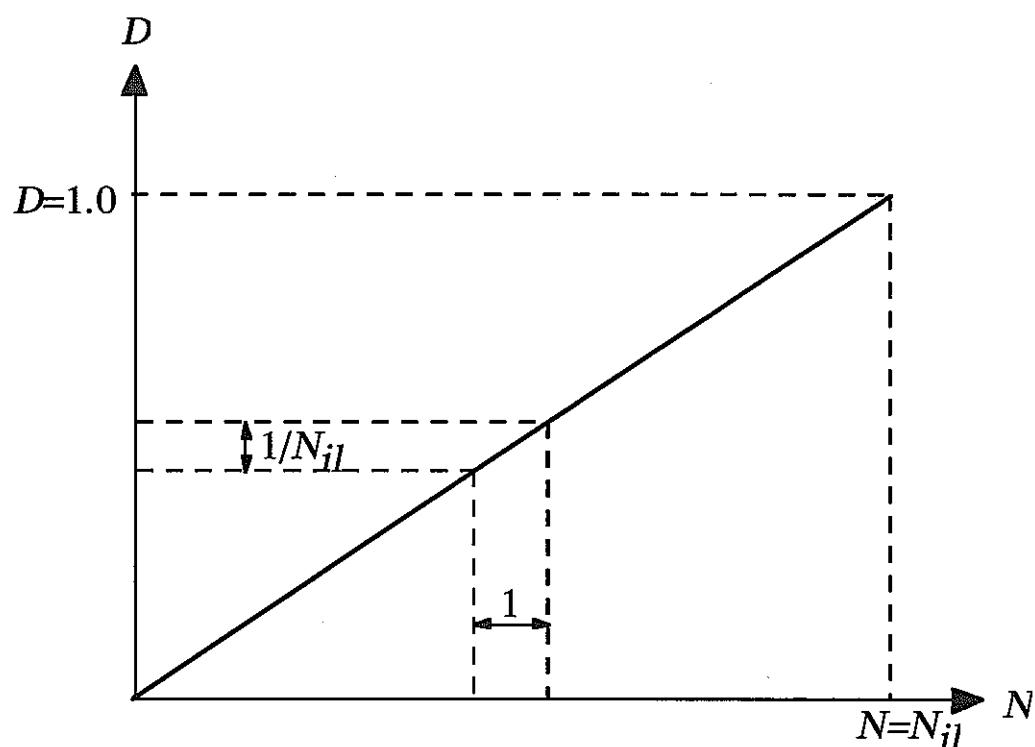


図 5-7 被害蓄積の概念

$$r_N = \frac{N}{N_l} = f(r_u) = f\left(\frac{u}{\sigma_{c,i}}\right)$$

$$r_N = \frac{N}{N_l} = r_u = \frac{u_N}{\sigma_{c,i}}$$

前段階での間隙水圧 u より、一定振幅の応力で同じ間隙水圧を生じさせるのに必要な繰返し数比 N/N_l を求める。

$$N_l = 20\left(\frac{R_l}{R_{20l}}\right)^n$$

仮定.1)より一定振幅の応力 τ ($R_l, \sigma_{c,i}$) を加えた場合の液状化回数を求める。

$$N = r_N \times N_l$$

上記で求まった N/N_l と N_l より、前段階での間隙水圧 u を生じさせるのに一定振幅の応力 τ で必要となる繰返し数 N を求める。

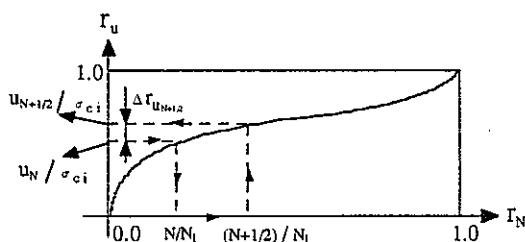
$$\frac{u_{N+1}}{\sigma_{c,i}} = f^{-1}\left(\frac{N+1}{N_l}\right)$$

$$\frac{u_{N+1}}{\sigma_{c,i}} = N + 1/N_l$$

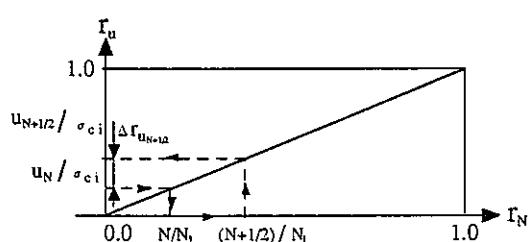
現段階での間隙水圧の上昇分を評価するため、仮定.3) よりさらに1回振幅を加えた場合(N+1)の間隙水圧の評価を行う。

$$\Delta u = \frac{(u_{N+1} - u_N)}{2}$$

仮定.2) より一定振幅応力を $N+1$ 回と N 回受けた場合の間隙水圧の差の $1/2$ を現段階での間隙水圧の上昇分とし、その値を求める。



Seed のモデル



比例モデル

図 5-8 間隙水圧評価のアルゴリズム

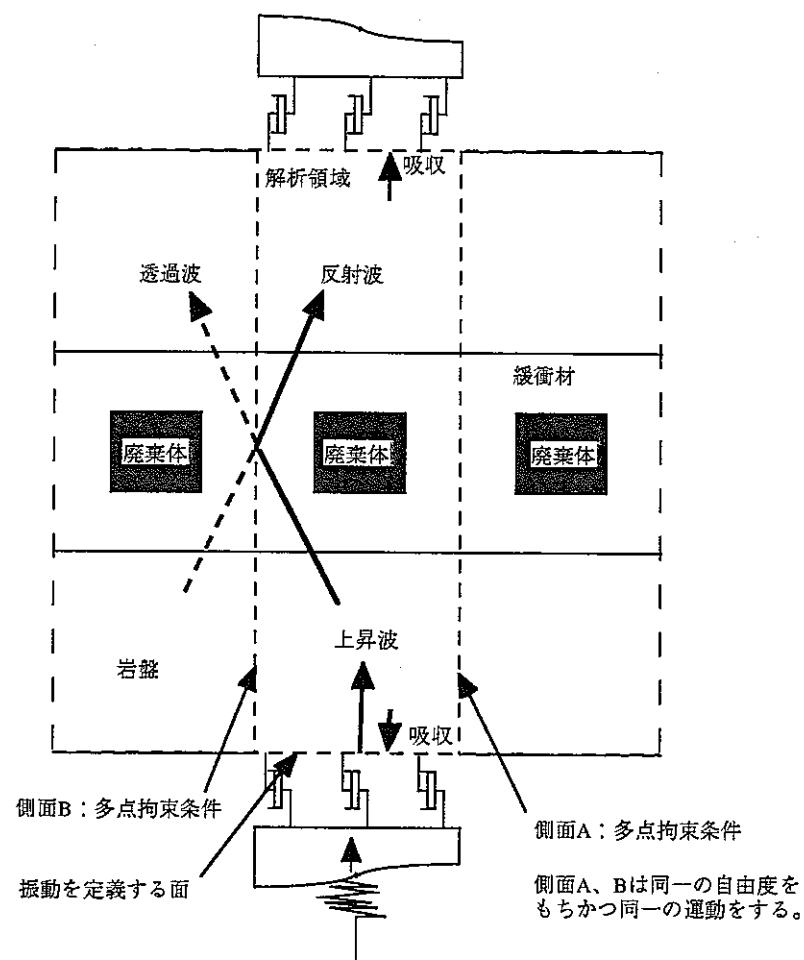


図 5-9 人工バリア地震応答解析での境界条件概念図

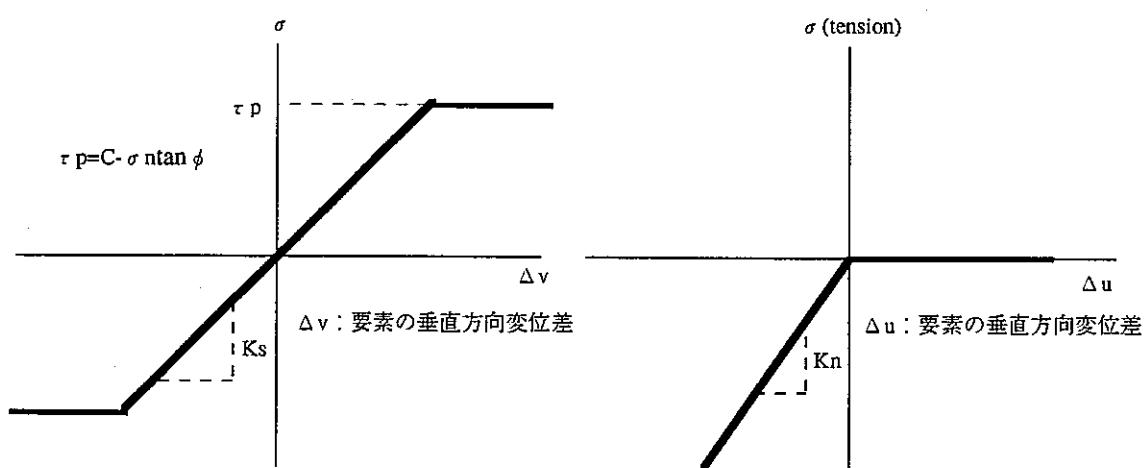


図 5-10 ジョイント要素概念図

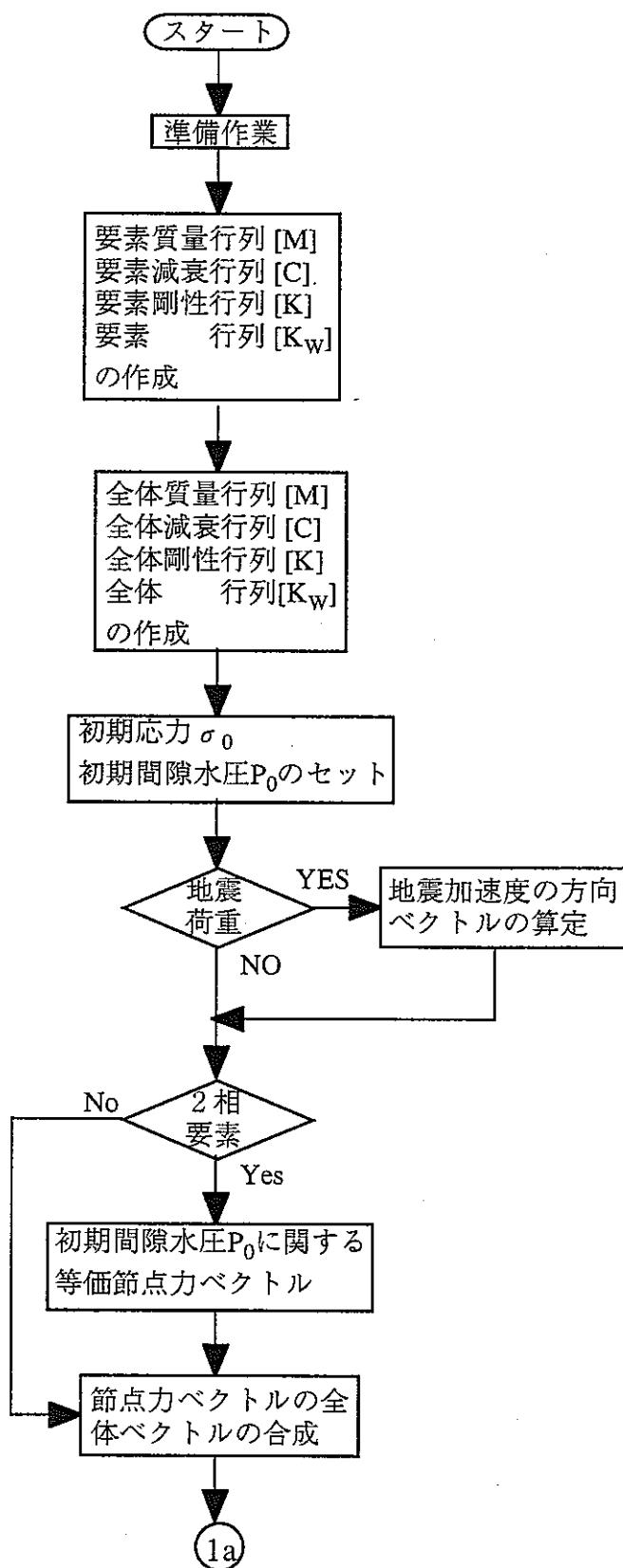


図 5-11-1 解析コードのプログラムフローチャート（その 1）

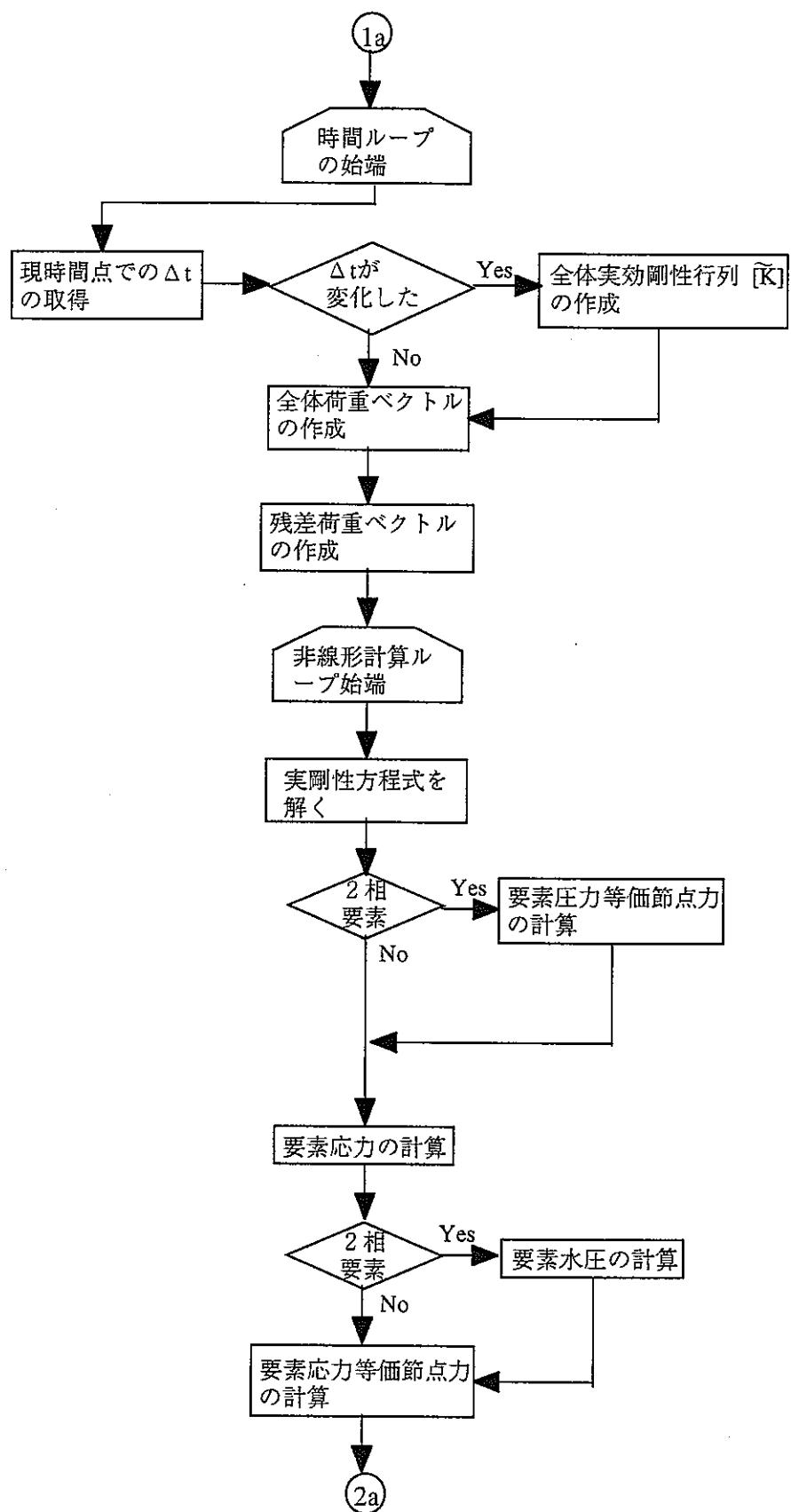


図 5-11-2 解析コードのプログラムフローチャート（その 2）

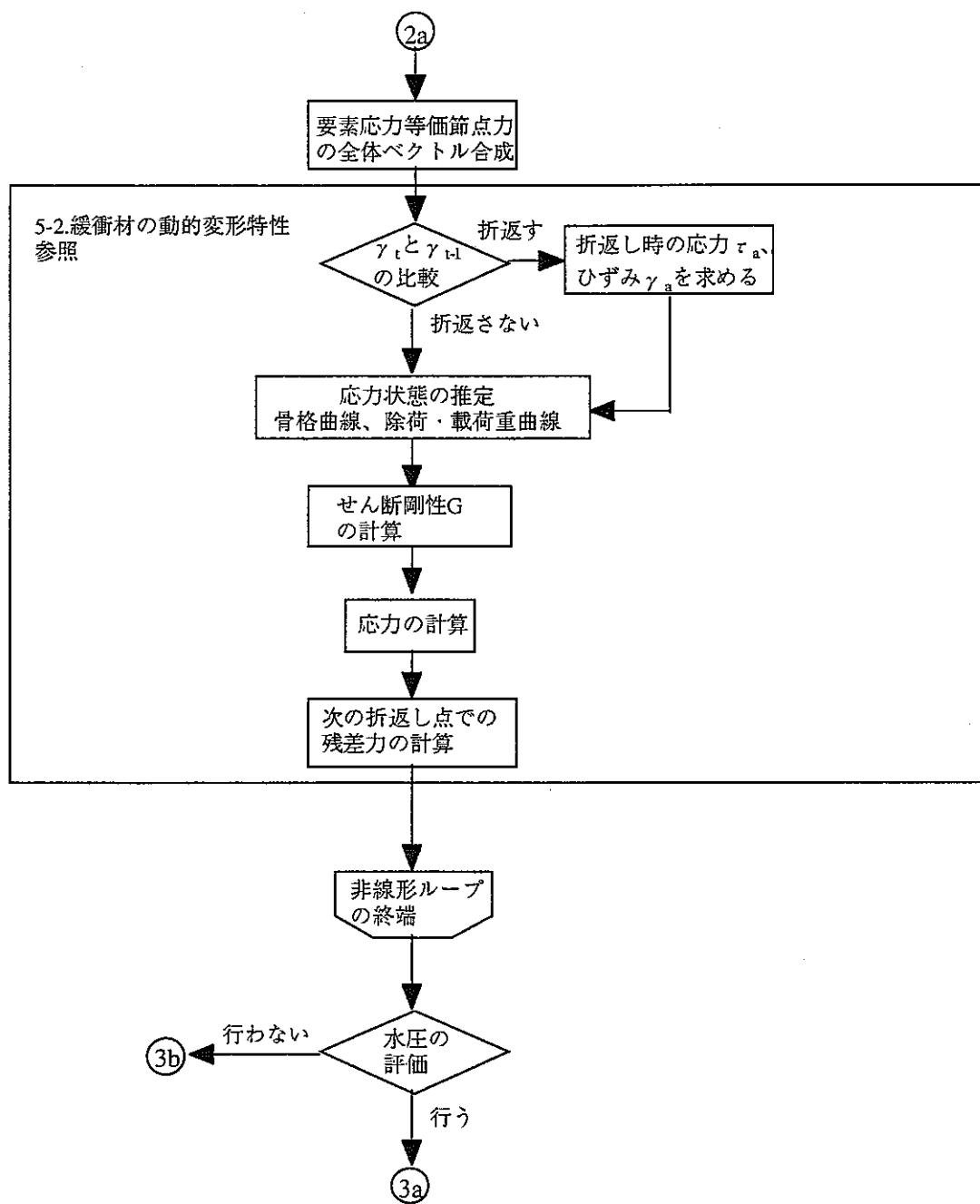


図 5-11-3 解析コードのプログラムフローチャート（その 3）

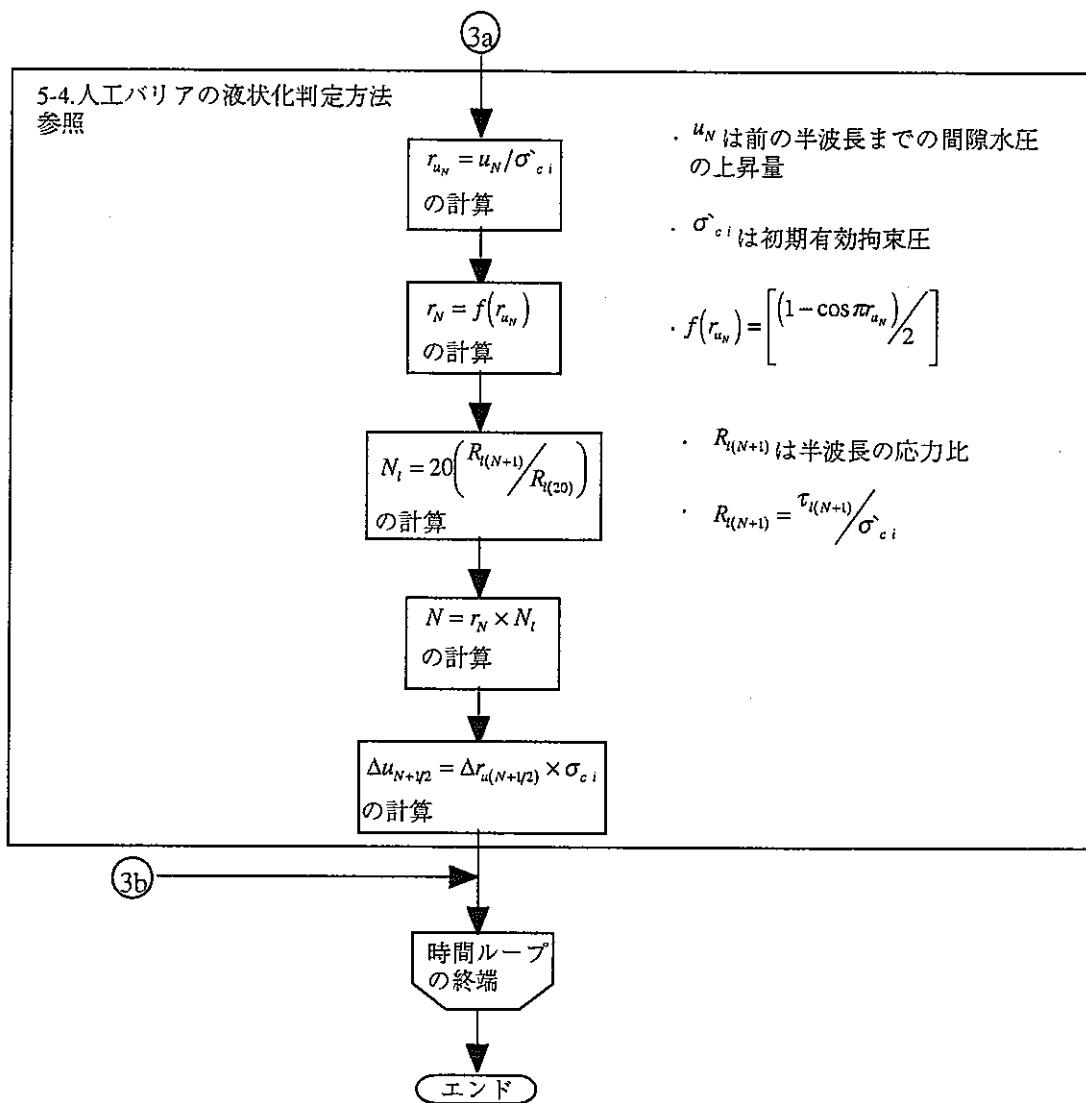


図 5-11-4 解析コードのプログラムフローチャート（その 4）

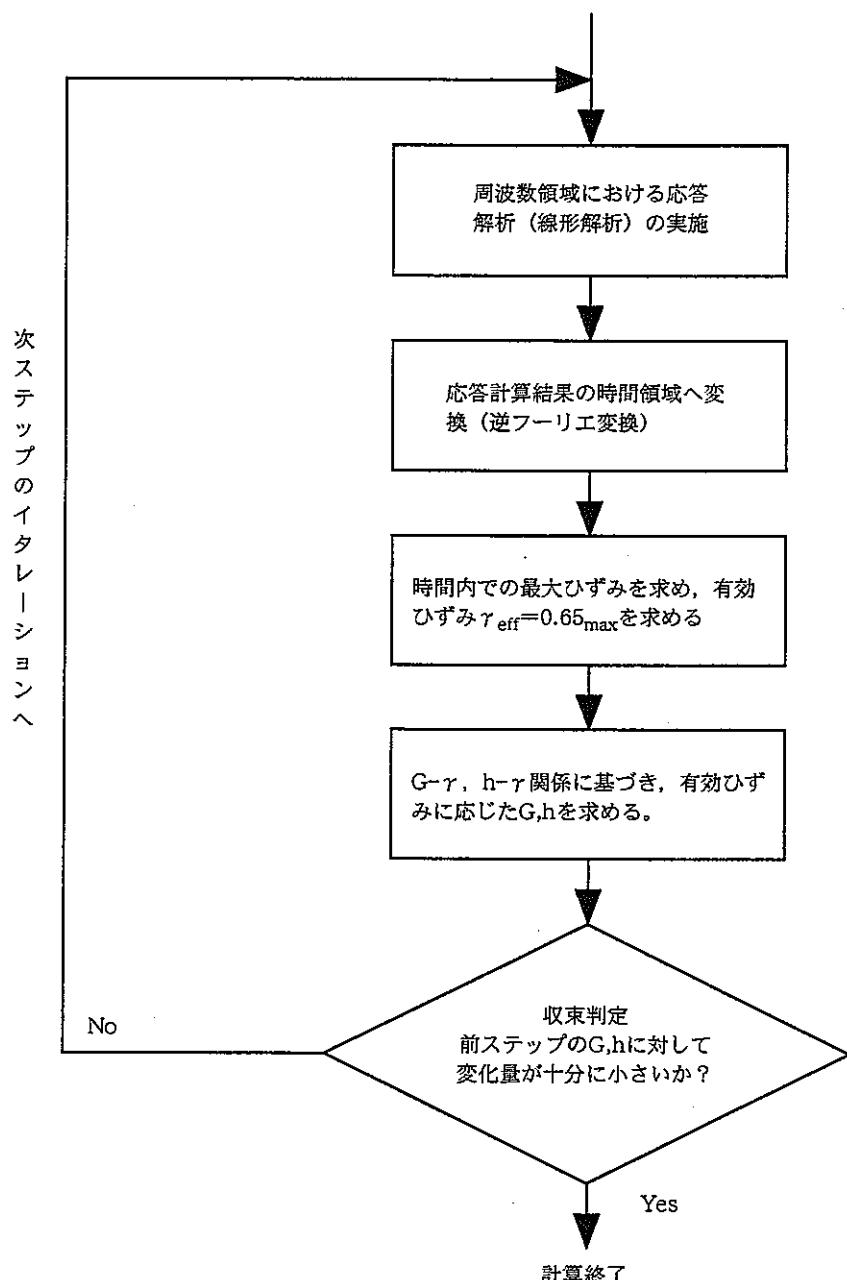


図 5-12 等価線形解析における緩衝材変形特性（非線形性）の取り扱い

6.検証解析

---人工バリアシステムの振動実験および緩衝材要素試験結果を用いた解析コードの適用性の確認およびニアフィールドを対象とした解析領域の検討---

6-1.はじめに

第5章で述べたように、人工バリアシステムの耐震性評価を行うための3次元非線形弾性解析コードを開発した。ここでは、第3章および第4章で述べた人工バリアシステムの振動実験結果および緩衝材要素試験結果（高治・谷口, 1999）を用いて、解析コードの適用性を確認するために検証解析を行った。

人工バリアシステムの振動実験結果での検証解析は、振動実験における緩衝材が飽和に至っていないこと、また実規模人工バリアシステムにおける耐震性評価の予備検討であることより全応力解析（1相系）で行った。この検証解析で対象としたのは、後述の緩衝材の動的物性の都合上、ケース2（緩衝材浸潤状態）とした。

緩衝材要素試験結果（高治・谷口, 1999）での検証解析は、間隙水圧上昇の評価を目的に有効応力解析（2相系）で行った。

また、実際の人工バリアを対象とした場合、①隣接する人工バリアの影響、②有限な系での地盤の半無限性の考慮、が要求される。これらに対しては、第5章で述べたように、多点拘束条件および粘性境界条件を用いて対応することになる（図5-9参照）。側方境界に関しては、多点拘束条件を用い、隣接する人工バリアあるいは処分坑道との中心までを解析領域とすることになるが、粘性境界を設ける鉛直方向の解析領域について検討を行う必要がある。ここでは、鉛直方向の解析領域をパラメータにし、その影響について検討した。

6-2.振動実験解析のための緩衝材の動的物性の取得

本解析コードで人工バリアの応答解析を行うためには、緩衝材の発生ひずみに対する剛性の変化特性（ $G \sim \gamma$ の関係）、および減衰定数の変化特性（ $h \sim \gamma$ の関係）が必要となる。そこで、本検証解析に資するため、乾燥密度：0.7g/cm³（飽和密度：1.44 g/cm³）、および乾燥密度：1.0 g/cm³（飽和密度：1.63g/cm³）の飽和ペントナイト（クニゲルV1）の非圧密非排水三軸試験および動的3軸試験を行った（高治・谷口, 1999）。なお、試験に際しての拘束圧に関しては、図6-1に示す緩衝材の乾燥密度と膨潤圧力の関係（動力炉・核燃料開発事業団、

1992) を参考に, 0.1, 0.2, 0.4MPa とした。

表 6-1 に非圧密非排水三軸試験結果を, 図 6-2 に動的 3 軸試験結果を示す。

6-3. 振動実験の固有値解析

6-3-1. 対象とした実験結果および解析に用いた仮定

振動実験条件, 緩衝材の物性, 解析コードの機能, および計算機環境等の制約条件から, 解析においては以下の仮定を設けた。

- ・振動実験で用いた密度の緩衝材の動的物性としては飽和状態のみが取得されているため, 前述第 3 章および第 4 章でのケース 2 (緩衝材浸潤状態) を対象とした。
- ・固有値解析の機能が土のみを考慮した全応力解析に限定されるため, 解析は 1 相系で行った。
- ・固有値解法としては, 以下の (6-1) 式で示される MK 型の方程式を用いた。

$$[K]\{\phi_i\} = \omega_i^2 [M]\{\phi_i\} \quad (6-1)$$

ここに,

- $[K]$: 剛性マトリックス
- $[M]$: 質量マトリックス
- $\{\phi_i\}$: 固有振動モードベクトル
- ω_i : 非減衰固有振動数

6-3-2. 解析モデルの形状および境界条件

解析モデルの形状は中型試験の試験体(実スケールの 1/5)を模擬した円柱状のモデルを用いた。また, 境界条件に関しては, 試験体の容器にあたるモデルの側面と端面については, X, Y, Z 全ての方向に拘束を行った。解析モデルを図 6-3 に示す。

6-3-3. 物性値

表 3-1 で示したように, ケース 2 の試験では緩衝材の乾燥密度を 0.8g/cm^3 としたが, 本試験条件に近い乾燥密度のベントナイト動的物性値として, 乾燥密度: 0.7g/cm^3 および 1.0g/cm^3 のデータが取得されている(前述 6-2 参照)。そこで, 本検討では, 両乾燥密度のデータを用い固有値解析を行い, 試験で得られた固有振動数に近い解析結果を得る乾燥密度の物性値を実地震波応答解析に用

いることとした。ベントナイトのせん断弾性係数、単位体積重量は、6-2で述べたもののなかから、保守的に評価するために、乾燥密度： 0.7g/cm^3 のときは最大せん断弾性係数が最小の結果となった拘束圧が 0.2MPa の試験データにおいては、ひずみが 2.27×10^{-4} （最小ひずみ）の値を、乾燥密度： 1.0g/cm^3 のときは最大せん断弾性係数が最小の結果となった拘束圧が 0.2MPa の試験データにおいては、ひずみが 1.64×10^{-5} （最小ひずみ）の値を用いた。また、オーバーパックの物性は機械工学便覧を参考に値を設定した。固有値解析に用いた物性を表 6-2 に示す。なお、ヤング率 E に関しては (6-2) 式で示す関係から最大せん断弾性係数を用いて算出した。

$$E = 2(1+\nu)G \quad (6-2)$$

ν ：ポアソン比

6-3-4. 解析結果

解析の結果、物性値に乾燥密度： 0.7g/cm^3 の値を用いた場合、一次固有振動数は 36.1Hz 、乾燥密度： 1.0g/cm^3 の値を用いた場合 53.3Hz となった。乾燥密度： 0.7g/cm^3 の値を用いた場合の結果は、第 4 章で述べたスイープ試験結果から得られた固有振動数の範囲（ $30\sim40\text{Hz}$ ）内であった。従って、(6-1) 式で示されているように、密度およびせん断弾性係数に関しては、乾燥密度： 0.7g/cm^3 の物性値が現象をよく表していると考えられるため、実地震波応答解析では乾燥密度： 0.7g/cm^3 の物性値を用いることとした。

また、試験結果では、入力した加速度が大きくなるにつれて共振点が小さくなつたが、これはベントナイトの物理的な非線形特性（せん断弾性係数の低下など）に起因するものと考えられる。今後は、ベントナイトのせん断弾性係数等をパラメータとして解析を行ない、この現象を解析結果からも裏付けることが課題である。

6-4 振動実験の実地震波応答解析

6-4-1. 解析に用いた仮定

振動実験条件、緩衝材の物性、解析コードの機能、および計算機環境等の制約条件から、解析においては以下の仮定を設けた。

- ・ 固有値解析同様、振動実験で用いた緩衝材の動的物性としては飽和状態の

みが取得されているため、前述第3章および第4章でのケース2（緩衝材浸潤状態）を対象とする。

- ・振動実験での緩衝材が飽和に至っていないため、解析は1相系で行う。
- ・固有値解析の結果より、緩衝材の乾燥密度は 0.7g/cm^3 とする。

6-4-2. 解析モデルの形状および境界条件

解析モデルの形状は、中型試験の試験体（実スケールの1/5）に関して、加振方向およびモデルの対称性を考慮して、1/8に分割したモデルを用いた。また、境界条件に関しては、分割前の全体モデルの側面および端面にあたる部分についてはX, Y, Z軸方向の拘束を行なった。対称面についてはモデルの対称性を考慮して、 $X=0$ 面ではX軸方向のみの拘束、 $Y=0$ 面ではX軸およびZ軸方向の拘束、 $Z=0$ 面ではZ軸方向のみの拘束を行なった。解析モデルを図6-4に示す。

6-4-3. 物性値

ここでは、緩衝材を非線形材料として扱い、オーバーパックに関しては線形弾性材料として扱った。

緩衝材の物性値には、固有値解析の結果を踏まえ、乾燥密度 0.7g/cm^3 のものを用いることとし、図6-2で示した振動3軸試験の結果のうち、最大せん断弾性係数が最小の結果となった拘束圧が 0.2MPa の場合のものを用いた。また、振動試験における緩衝材充填状況を勘案し、減衰定数に関しては、振動3軸試験結果からの値と裕度をみて振動3軸試験結果の約10倍とした値との2ケースを設定した。

オーバーパックに関しては、固有値解析と同様なものを用いた。

表6-3に等価線形解析で用いた物性を、表6-4にRamberg-Osgoodモデル解析で用いた物性を示す。

なお、Ramberg-Osgoodモデルのパラメータに関しては、乾燥密度： 0.7g/cm^3 の緩衝材について得られたデータはない。したがって、国生ら（国生ほか、1981）によって行われた飽和砂層地盤の振動試験のために取得されたデータ、すなわち $\alpha=2.64$ 、 $\beta=1.4$ を用い、最大せん断弾性係数に対して動的三軸試験の測定データを用いた。また、非圧密非排水三軸試験で求められた圧縮強さ： $(\sigma_1 - \sigma_3)$ の値から、基準ひずみは0.01とし、本ひずみ値を中心にRamberg-Osgoodモデル

ルと等価線形モデルにおける緩衝材の減衰定数を合うように設定した。

6-4-4. 入力地震波

解析入力地震波に関しては、振動実験で用いた各地震波（エルセントロ、宮城県沖、八戸）に対して、試験における容器上で観測された振動特性（試験におけるセンサー：AUX）のうち最大加速度を示した近傍の 2.048 秒間とした。解析ステップに関しては、計算機環境等から、0.001 秒毎の 2048 ステップとした。

6-4-5. 解析結果

図 6-5～6-7 に、各入力地震波に対して、実験結果と等価線形モデルおよび R-O モデルを用いた解析結果の比較（加速度時刻歴および加速度フーリエスペクトル）および解析結果であるせん断応力・せん断ひずみ分布を示す。なお、せん断応力・せん断ひずみ分布に関しては、R-O モデルを用いた解析において、減衰定数に振動三軸試験の結果を用いた場合、および振動三軸試験の結果の 10 倍の値を用いた場合での、加振方向のせん断応力およびせん断ひずみが最大となる時刻での分布である。

加速度時刻歴に関して、等価線形モデルによる解析では、解析開始直後に若干応答しているようにみえる。これはリンク効果（大崎、1994）によるものと考えられる。等価線形解析においては周波数領域で解析していることから見かけ上 2.048 秒間の地震波が繰り返されることとなる。2.048 秒後の状態での解析対象の物理量（速度、変位など）が 0 秒における初期値として持ち越されるため、このように初期に自由振動を起こしているようにみえる結果になったと考えられる。緩衝材の減衰定数に関して、振動三軸試験結果で得られた値を用いた場合、R-O モデルでの解析で短周期成分の応答が生じたが、振動三軸試験で得られた値の約 10 倍を用いることで試験結果とおおむね一致した。一方、等価線形解析では、振動三軸試験結果で得られた値を用いた場合、若干短周期成分の応答が生じたが、振動三軸試験で得られた値の約 10 倍を用いると過少評価する結果となった。これは、①「振動試験における緩衝材充填状況が不均一のため減衰効果が大きくなつた。」、②「ここでの検証解析では、基準ひずみを基に緩衝材減衰定数を設定している。このため、R-O モデルでは、ひずみ減衰定数の関係式上、ひずみが微小なレベルでの解析に用いられた減衰定数が振動三軸試験で得られた値より小さくなる。一方、等価線形解析では、振動三

軸試験で定めたひずみ－減衰定数の関係を解析で直接的に用いている。」ためと考えられる。以上より、ここでの振動試験における模擬人工バリアの緩衝材の減衰は、振動三軸試験で得られた値より大きくその 10 倍よりは小さいと考えられる。しかしながら、上記リンク効果および緩衝材の減衰の影響を考慮すれば、振動試験結果および等価線形モデルによる解析と R-O モデルによる解析結果はおおむね一致しているといえる。

加速度フーリエスペクトルに関して、32Hz 付近、つまり模擬人工バリアの固有周波数付近において、R-O モデルでの振動三軸試験結果で得られた減衰定数を用いた解析では大きな応答を示し、等価線形解析において振動三軸試験結果で得られた値の約 10 倍用いると過少評価する結果となった。これも、上述した緩衝材の減衰の影響と考えられる。しかしながら、入力地震波の卓越周波数近傍では、減衰定数および解析手法に関わらず試験結果と解析結果はほぼ一致した。

したがって、緩衝材の減衰の影響を適切に考慮すれば、本解析コードで人工バリアの振動挙動を表現できるといえる。

加振方向のせん断ひずみに関しては、最大でも 1.6×10^{-3} であり、緩衝材の力学的非線形特性は顕著に現れてはいないといえる（図 6-2 参照）。

せん断応力に関しては、最大でも 2.7×10^{-3} MPa 程度であり、本振動試験における緩衝材のせん断破壊はないと考えられる（緩衝材（クニゲル V1、乾燥密度 0.7 g/cm^3 、飽和状態）の圧縮強さ： $\sigma_1 - \sigma_3$ の最低値は 2.5×10^{-2} MPa（表 6-1 参照））。

6-5 緩衝材要素試験結果を用いた有効応力（2 相系）解析

6-5-1. 対象とした緩衝材要素試験の概要

緩衝材要素試験結果を用いた有効応力（2 相系）解析で対象としたのは、高治・谷口（1999）によって行われた、緩衝材の液状化試験（動的強度試験）のうち、荷重の繰返し数、間隙水圧上昇の線形性等の試験条件および試験結果を考慮し繰返し振幅応力比 ($\sigma_d / 2\sigma_c$, σ_d : 繰返し軸差振幅応力, σ_c : 圧密終了時有効拘束圧) を 0.145 としたときの試験結果を用いた。表 6-5 および 6-6 に検証解析で用いた要素試験の条件をまとめる。なお、試験においては、軸荷重を 0.1Hz の正弦波とし、繰返し回数：N=1000 回まで連続加振し、荷重、軸ひずみ、間隙水圧の経時変化より試験結果を整理した。

6-5-2. 解析手法

第 5 章で示したように、本解析コードでは、有効応力解析（2 相系解析）について、連成解析と非連成解析が選択できる（5-3 参照）。連成解析については、緩衝材の力学定数に関して緩衝材骨格体積弾性係数、緩衝材粒子体積弾性係数および減衰定数が、水に関する定数に関して体積弾性係数および減衰定数が、また緩衝材に関しては透水係数が必要となる（5-3-2 連成解法 参照）。上記の定数に関しては、未取得のものが多く、現在のところ検証解析を行うことはできない。

一方、非連成解析においては、間隙水圧の消散に関して、圧密の間の緩衝材骨格の変形はないものと仮定し、さらに間隙水の消散速度は非常にゆっくりとした現象であると仮定することにより、間隙水圧を独立変数とした非定常浸透流に帰着させている（5-3-1. 非連成解法 参照）。この仮定により、非連成解析に関しては、緩衝材の基本特性の把握を目的とした既往の研究（動的力学データ（高治・谷口, 1999）、静的力学データ（高治・鈴木, 1999）および透水係数等の水理データ（松本ほか, 1997）等）で対応可能となる。したがって、ここでは非連成解析機能を用いて有効応力解析（2 相系解析）の検証を行った。なお、緩衝材の力学的非線形性に関しては、実験式に基づく非線形解析（R-O Model）を用いた。また、本解析コードでは、間隙水圧の上昇量と繰返し載荷数の関係に Seed のモデル、または比例モデルを用いることになる。ここで検討では、緩衝材を対象とした場合の上記関係が明らかでないため、水圧上昇に関して保守的な比例関係を適用した（高治・谷口, 1999：5-4. 緩衝材における液状化判定方法 参照）。

6-5-3. 解析条件

(a) 解析モデル形状と境界条件

解析モデルは、表 6-5 および表 6-6 に示した供試体緒元に基づく 3 次元領域を対象とし、後述する荷重条件を含めた対称性を仮定した 1/4 対象領域をモデル化した（図 6-8）。境界条件については、対称面となる X 断面および Y 断面の法線方向の自由度を拘束し、容器と接触する側面および供試体底面は固定条件とした。なお、試験系は非排水状態を対象としているため、過剰間隙水圧の消散効果は考慮しないこととした。

解析出力点に関しては、図 6-8 に示すように、試験における供試体の中心に

位置する要素とした。

(b) 初期条件および載荷条件

供試体内の初期応力状態は、液状化試験に先立ち実施された圧密試験の諸条件により定まり、圧密終了時の平衡状態に対応するものである。ここでは、試験系の拘束圧 $\sigma_c = 3.318 \text{ MPa}$ （有効拘束圧： 30 kgf/cm^2 +背圧： 2 kgf/cm^2 ）相当の等方圧縮応力場を初期応力状態として定めた。載荷条件は、供試体上面に試験時の軸差応力相当の分布荷重 0.9 MPa を作用させ、周波数 0.1 Hz の繰り返し正弦荷重とした。

6-5-4. 物性値

表 6-7 に主な物性値を示す。供試体の力学特性（ポアソン比、最小減衰定数、R-O モデルでの実験定数 α 、 β および基準ひずみ）については、別途取得された拘束圧 0.5 MPa におけるデータ（高治・谷口、1999）を基準値として定めた。また、非線形化に伴う剛性低下等の不確実な要因を考慮するため、剛性の幅を考慮した検討を併せて行うこととした。間隙水圧の上昇評価に必要な液状化パラメータ η および液状化応力比 R_{201} に関しても、これまでに取得されている値（高治・谷口、1999）をもとに定めた。さらに、応力経路上の破壊線の勾配を規定するのに必要な内部摩擦角 ϕ に関しても、静的試験より得られている値（高治・鈴木、1999）を参考に設定した。

6-5-5. 解析結果および考察

図 6-9 に試験において実測された間隙水圧の経時変化を示す。これより、載荷・除荷のサイクルに対応した短周期の応答成分（水圧上昇と低下）が含まれるもの、全体として単調に増加し、最終状態（繰り返し回数 $N=1000$ 回）で約 0.6 MPa まで蓄積することがわかる。本解析コードで用いた液状化評価モデルは、繰り返せん断サイクルの載荷時および除荷時とも水圧上昇があることを前提としているため、試験結果に認められる除荷時の水圧回復については再現することができない。図 6-10(a)に対応する解析結果を示す。最終状態における間隙水圧は約 10^4 Pa であり、試験結果と約 1 オーダの相違が認められる。供試体の非線形化による剛性低下を考慮したケースにおいても同様の傾向となつた（図 6-10 (b)～(d)）。この約 1 オーダの差異は、解析と試験で初期応力状態が

一致していない点や、上記の水圧回復等の現象が要因として考えられる。実測された試験データの信頼性を含めて、液状化評価モデルの適用性について今後とも検討を続けていく必要がある。

6-6. 実規模ニアフィールドを対象とした場合の解析領域の検討

6-6-1. 解析の目的および考え方

波動伝搬問題において、解析領域を決定するには、入力する波の波長成分との関係を十分に考慮する必要がある。一般的に、解析領域としては、注目している評価範囲に対して十分に広い範囲とし、境界の影響を受けないようにすることが望ましいが、計算自由度の増大等に伴い作業効率の低下が大きな負担となる。通常、対象とする地盤が適切な広がりを有しているか否かを判断するためには、そのモデルの1次固有周期をモード解析等で求め、固有周期の理論解

$$T = \frac{4H}{Vs} \quad (6-3)$$

ここで、

T ; モデルの1次固有周期	[sec]
V_s ; 地盤のせん断波速度	[m/sec]
H ; 解析領域の高さ	[m]

との比較により判断されている（例えば、川本・林、1978）。これはモデルを单層地盤と仮定した際のせん断波の波動伝搬理論より算定されるものである。しかしながら、これは单層地盤を仮定した指標であり、ニアフィールドの耐震安定性解析で対象とするようなガラス固化体、オーバーパック、緩衝材および岩盤から成る不均一地盤に対して直接適用可能かは判断できない。

これに対し、地盤-構造物の相互作用解析において、構造物底面からモデル底面までの距離： H_b に関するパラメータスタディーを実施し、 H_b と解の精度との定量的な解釈を行った事例も報告されている（奥村ほか、1982a, b）。それによると、モデル底面を固定境界とした場合と、粘性境界とした場合で以下のような目安を与えている。

$$\cdot \text{ 固定境界の場合} \quad H_b \geq \frac{1}{2} \lambda_{\max} \quad (6-4)$$

・粘性境界の場合 $H_B \geq 1/10 \lambda_{\max}$ (6-5)

ここに、 λ_{\max} は振動成分の最大周期 T_{\max} に対する波長を表す。

ここでは人工バリアを中心とした鉛直方向の解析領域の設定に指針を与えるため、上記のような事例を参考に鉛直方向解析領域のパラメータスタディを行った。

6-6-2. 解析対象

ここでは、杉野ほか（1999）によって提案された処分坑道横置き方式の人工バリア仕様に対して、谷口・岩佐（1999）が設定した廃棄体ピッチ（3.13m）および処分坑道離間距離（13.32m）の人工バリア・処分仕様を対象とした。図6-11、6-12 に対する人工バリア・処分仕様の解析モデルを示す。なお、本検討では、図 6-11 における人工バリア底面から解析領域底面までの距離： H_B および人工バリアの上面から解析領域上面までの距離： H_T をパラメータにした。

6-6-3. 解析手法

ここでのパラメータスタディーの目的は、鉛直方向に対する解析領域の設定である。したがって、緩衝材や岩盤等のニアフィールドの構成材料を厳密にモデル化する必要もなく、また間隙水圧についても評価を行う必要はない。このような観点から、ここでは全応力（1相系）線形弾性解析により検討を行った。

6-6-4. 入力地震動および物性値

入力地震動に関しては、振動実験の検証で用いたもの（6-4-4.入力地震波 参照）のうちエルセントロ波とし、図 4-8-1-1, 4-8-1-2 中に示されている容器上で観測された振動特性（実験におけるセンサー：AUX, 地震継続時間：3 秒）とした。

入力物性値に関しては、以下の様に設定した。

ガラス固化体およびオーバーパックに関しては、機械工学便覧（日本機械学会、1987）を参考に設定した。なお、ガラス固化体およびオーバーパックが解析領域に占める割合が小さいこと、厳密なモデル化を必要としていないことから、ここでは減衰を考慮しなかった。

緩衝材に関しては、杉野ほか（1999）が提案した人工バリアでの緩衝材仕様（乾燥密度： $\rho=1.6\text{g/cm}^3$, クニゲル V1:70wt%, ケイ砂: 30wt%）に対し、拘束

圧が膨潤圧程度（拘束圧： $\sigma_c=0.5\text{MPa}$ ）の条件下での動的3軸試験結果（高治・谷口, 1999）より得られた最大せん断剛性（微小ひずみレベル）とした。

岩盤に関しては、地層処分場の設計研究での処分施設試設計を目的に谷口ほか（1999a）が設定した硬岩系岩盤の深度1000mでの動的物性値とした。

なお、これらの入力物性に関しては、別途検討を行ったニアフィールドの耐震安定性解析（谷口ほか, 1999b）とほぼ同様な設定の考え方である。

6-6-5. 解析領域、境界条件および解析ケース

図6-11における鉛直方向の解析領域のパラメータ： H_B , H_T については、上記(6-4), (6-5)式を基に設定した。すなわち、上記入力地震動の最大周波数： f_{max} は25Hz程度である。また、ここでの岩盤のせん断波速度： V_s は2600m/sである。したがって、考慮すべき最大波長： λ_{max} は $2600/25=104\text{m}$ となる。粘性境界を設けた場合、構造物底面から解析領域底面までの距離： H_B は、(6-5)式より10.4mとなる。

本検討では、上記 H_B および構造物の上面から解析領域上面までの距離： H_T に関して、保守性を勘案し15.0mを基準とし、粘性境界と固定境界のケース、また更なる解析領域の縮小化を検討するために基準ケースの半分とした解析領域で粘性境界としたケースを設定した。側方方向の解析領域は隣接する人工バリアとの中心までとし、その境界条件としては、隣接する人工バリアとの相互作用を考慮するため多点拘束条件とした。表6-8に解析ケースを示す。

6-6-6. 評価点

本検討では、モデル底面より入射した地震波が鉛直上方に伝搬する際の人工バリア応答性状について、モデル化領域ならびに境界条件の相違に伴う影響に着目している。ここでは、緩衝材内の数箇所での応答（変位、加速度）をみると、人工バリアの応答増幅の程度を確認するとともに、エレベーションの異なる岩盤中の応答と合わせて、系全体としての応答性状を確認することとし、図6-13に示すとおり評価点を設けた。

6-6-7. 解析結果および鉛直方向に必要な解析領域

表6-8に示した解析ケースについて、各評価点における加速度時刻歴、加速度フーリエスペクトル、および変位時刻歴を図6-14に示す。なお、図6-14-4(解

析ケース 2-A) における変位は、固定境界を設けたことにより、地震荷重を慣性荷重として解析モデルに作用させたため、地震波に対する相対変位となる。

モデル上下面を固定境界とした解析ケース 2-A では、変位および加速度とも、0.5 秒程度の短周期の応答成分が認められる。これは、解析領域を有限系としてモデル化したことによるものであり、人工バリアと周辺岩盤を含めた系全体としての応答によるものである。すなわち、モデルの全体一次周波数は約 20Hz 程度と考えられ、この周波数付近の地震波成分と共振しているものと考えられる。この傾向は、加速度フーリエスペクトルからも確認することができる。

モデル上下面に粘性境界を設けた他の解析ケースは、いずれも入力した地震波と同様の応答波形となっており、解析ケース 2-A で見られた共振傾向は認められない。これは、粘性境界により地盤の半無限性が適切に模擬できていることを示しており、モデルの固有周期が十分大きくなつたものと解釈することができる。さらに、人工バリアの応答性状は上述のモデル化範囲： H_T , H_B の相違によらず概ね同様の傾向となり、少なくとも人工バリア上底面から 7.5m の鉛直方向モデル化領域を設けることにより、地盤の半無限性を適切に表現し、かつ境界における反射波の影響を回避できるものと考えられる。

6-7.まとめ

本研究で開発した 3 次元非線形弾性解析コードについて、各種室内試験より得られた実測データに基づき、解析コードの機能ならびに適用性の確認を主体とした検証解析を行った。

人工バリアシステムの振動実験データを用いた検証解析では、ひずみレベルに応じた材料非線形性を考慮した動的応答解析（直接積分法に基づく非線形解析、周波数応答解析に基づく等価線形解析）を行い、実測データの再現を試みた。剛性、減衰定数などの緩衝材の力学物性は、別途実施された動的三軸試験で得られたものを用いた。これより、いずれの解析機能を用いた場合も実測結果を良好に再現できることが確認できるものの、緩衝材減衰については、密度や浸潤状況に起因する不均一性があるものと思われ、モデルで使用する基礎物性データの適用性を今後検討する必要がある。また、緩衝材要素試験データを用いた検証解析では、繰り返しせん断サイクルによる緩衝材中の間隙水圧の上昇評価を行った。繰り返し回数 1000 回の最終状態における実測された水圧は約 10^4 Pa であり、解析結果と約 1 オーダの相違が認められた。供試体の非線形

化による剛性低下を考慮したケースにおいても同様の傾向となり、水圧上昇への感度は少ないとわかった。この差異は、解析と試験で初期応力状態が一致していない点や、上記の水圧回復等の現象が要因として考えられ、実測された試験データの信頼性を含めて、液状化評価モデルの適用性について今後とも検討を続けていく必要がある。

また、モデル境界面における反射波の影響を回避するため、深さ方向に必要なモデル化範囲をパラメータとした感度解析を行った。これより、人工バリアからモデル上下面までの距離を少なくとも 7.5m 程度を設けることにより、地盤の半無限性を適切に表現し、かつ境界における反射波の影響を回避できるものと考えられる。

表 6-1 非圧密非排水三軸試験結果

(高治・谷口, 1999)

目標乾燥密度	0.7 g/cm ³				1.0 g/cm ³			
	1	2	3	4	5	6	7	8
拘束圧 [MPa]	0.02	0.2	0.4	0.7	0.02	0.2	0.4	0.7
湿潤密度 [g/cm ³]	1.418	1.436	1.439	1.441	1.609	1.623	1.612	1.626
含水比 [%]	103.8	103.8	103.8	103.8	68.1	68.1	68.1	68.1
乾燥密度 [g/cm ³]	0.696	0.705	0.703	0.707	0.957	0.965	0.959	0.967
圧縮強さ:($\sigma_1 - \sigma_3$) [MPa]	0.025	0.034	0.038	0.062	0.049	0.055	0.063	0.061
粘着力 [MPa]	0.012				0.024			
せん断抵抗角 [degree]	1.4				0.5			

表 6-2 固有値解析で用いた物性

材料		乾燥密度: 0.7 g/cm ³	乾燥密度: 1.0 g/cm ³
緩衝材	ヤング率 [MPa]	4.0	1.2×10^1
	ポアソン比	0.4	0.4
	密度 [g/cm ³]	1.44	1.63
オーバーパック	ヤング率 [MPa]	2.1×10^5	
	ポアソン比	0.3	
	密度 [g/cm ³]	7.77	

表 6-3 等価線形解析で用いた物性

材料	特性	ひずみ	物性値
緩衝材	初期せん断弾性係数 [MPa]		4.2
		1.0×10^{-6}	1.00
		1.0×10^{-5}	1.00
		1.0×10^{-4}	0.88
		8.0×10^{-3}	0.83
		3.0×10^{-3}	0.77
		9.0×10^{-2}	0.71
		7.0×10^{-2}	0.60
		1.0×10^{-2}	0.48
		7.0×10^{-1}	0.23
減衰定数			振動三軸試験結果より
		1.0×10^{-6}	0.015
		1.0×10^{-5}	0.015
		1.0×10^{-4}	0.025
		8.0×10^{-3}	0.033
		3.0×10^{-3}	0.075
		9.0×10^{-2}	0.075
		7.0×10^{-2}	0.095
		1.0×10^{-2}	0.138
		7.0×10^{-1}	0.265
オーバーパック	ボアソン比		0.40
	密度 [g/cm ³]		1.44
	せん断弾性係数 [MPa]		8.1×10^4
オーバーパック	ボアソン比		0.30
	密度 [g/cm ³]		7.77

表 6-4 非線形解析で用いた物性値

材料	特性	乾燥密度 : 0.7 g/cm ³
緩衝材	最大ヤング率 [MPa]	4.0
	ボアソン比	0.4
	密度 [g/cm ³]	1.44
	最小減衰定数	0.022 (振動三軸試験結果より) 0.2 (感度解析)
	パラメータ	$\alpha = 2.64, \beta = 1.4$
	基準ひずみ	0.01
オーバーパック	ヤング率 [MPa]	2.1×10^5
	ボアソン比	0.3
	密度 [g/cm ³]	7.77
	減衰定数	-

表 6-5 検証解析で用いた緩衝材要素試験の条件（供試体仕様）
(高治・谷口, 1999)

材 料	ケイ砂混合ペントナイト	
ケイ砂の配合比	ペントナイト	ケニゲル V1
	ケイ砂	3号
		5号
寸 法	直径	$\phi = 50\text{mm}$
	高さ	$h = 100\text{mm}$
初期乾燥密度		1.6g/cm^3
飽和条件		飽和

表 6-6 検証解析で用いた緩衝材要素試験の条件（圧密・載荷条件）
(高治・谷口, 1999)

圧密条件	有効拘束圧 σ'_c (MPa)	2.94
	側圧 (MPa)	3.136
	背圧 (MPa)	0.196
載荷条件	載荷波形	正弦波
	載荷周波数 f (Hz)	0.1
	繰返し応力振幅比 $\sigma_d / 2 \sigma'_c$	0.145

表 6-7 検証解析で用いた緩衝材の物性
(要素試験結果を用いた実験式に基づく非線形 (R-O モデル) 有効応力解析)

	基準ケース	基準ケースの 90%	基準ケースの 80%	基準ケースの 50%
最大ヤング率 (MPa)	117.6	105.8	94.1	58.8
ポアソン比			0.49	
密度 (g/cm^3)			1.96 (乾燥密度 : 1.6)	
最小減衰定数			0.0	
実験定数 : α			1.51	
実験定数 : β			1.92	
基準ひずみ			4.3×10^{-3}	
液状化パラメータ : η			-3.11	
液状化応力比 : R_{201}			0.592	
内部摩擦角 (degree)			16.6	
透水係数 比貯留係数	試験が非排水条件で行われているため、ここでは間隙水圧の消散は考慮しなかった。			

表 6-8 解析ケース
(実規模ニアフィールドを対象とした場合の解析領域の検討)

解 析 ケ ース	鉛直方向モデル化範囲		境 界 条 件	備 考
	H_B	H_T		
1-A	$1/10 \lambda_{\max} \cong 15m$	$1/10 \lambda_{\max} \cong 15m$	粘性境界	基準ケース
1-B	$1/20 \lambda_{\max} \cong 7.5m$	$1/10 \lambda_{\max} \cong 15m$	粘性境界	
1-C	$1/10 \lambda_{\max} \cong 15m$	$1/20 \lambda_{\max} \cong 7.5m$	粘性境界	
2-A	$1/10 \lambda_{\max} \cong 15m$	$1/10 \lambda_{\max} \cong 15m$	固定境界	基準ケース

表 6-9 解析物性値
(実規模ニアフィールドを対象とした場合の解析領域の検討)

材料	特性	物性値	備考
ガラス 固化体	ヤング率[MPa]	8.04×10^4	機械工学便覧（日本機械学会, 1987） を参考に設定
	ポアソン比	0.25	
	密度[g/cm ³]	2.1	
	減衰定数	—	
オーバー パック	ヤング率[MPa]	2.06×10^5	機械工学便覧（日本機械学会, 1987） を参考に設定
	ポアソン比	0.3	
	密度[g/cm ³]	7.77	
	減衰定数	—	
緩衝材	ヤング率[MPa]	1.18×10^2	ケイ砂 30wt%混合緩衝材, 飽和状態, 拘束圧: 0.5MPa 試験条件下における 最大せん断剛性: Gmax (高治・谷口, 1999) を基に設定
	ポアソン比	0.49	
	密度[g/cm ³]	2.0	
	減衰定数	0.0	
岩盤	ヤング率[MPa]	4.71×10^4	処分場の設計を対象とし設定された 硬岩系岩盤深度 1000m での動的物性 値 (谷口ほか, 1999a)
	ポアソン比	0.315	
	密度[g/cm ³]	2.67	
	減衰定数	0.02	

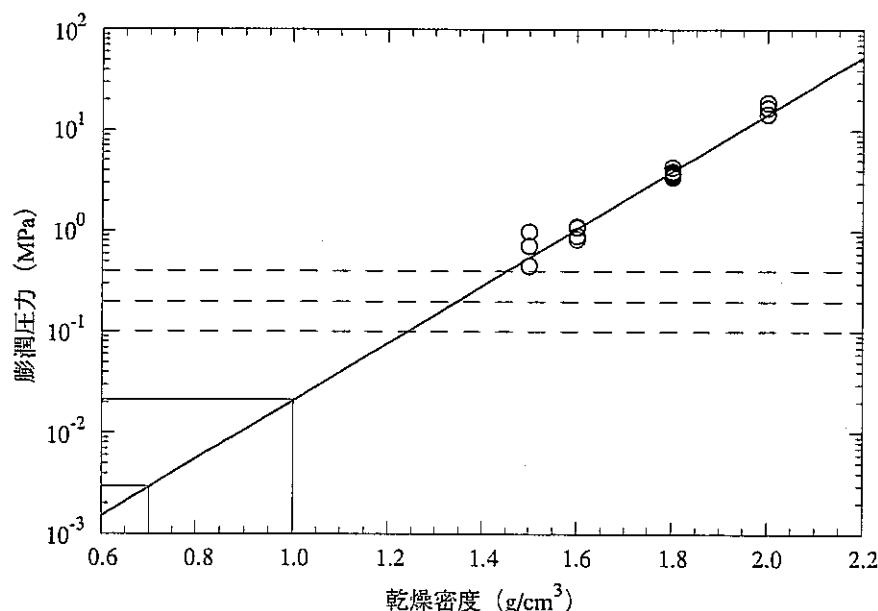
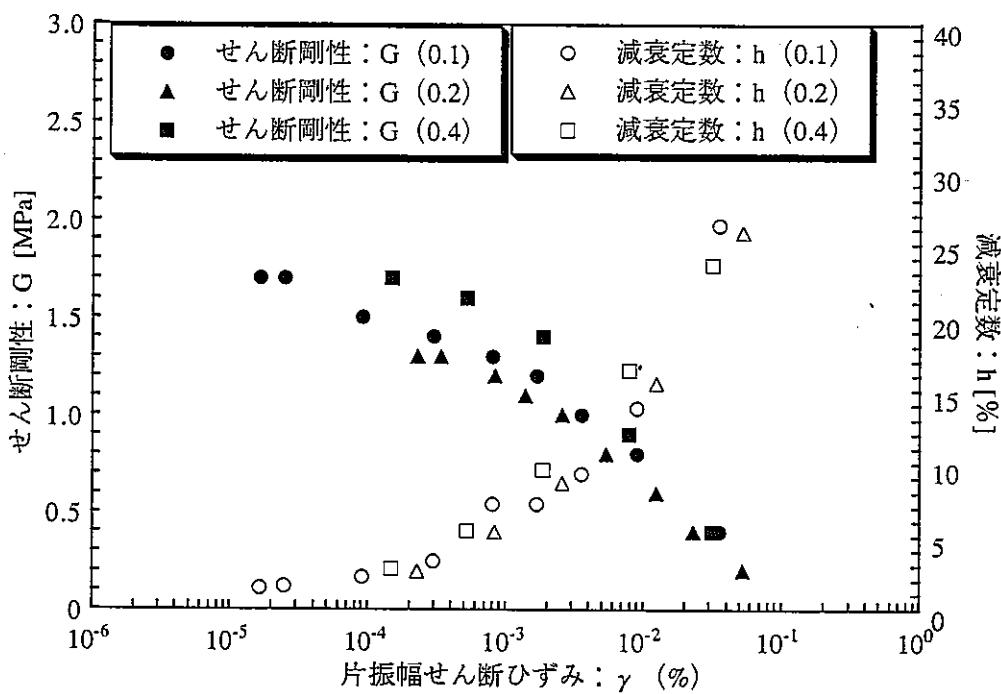
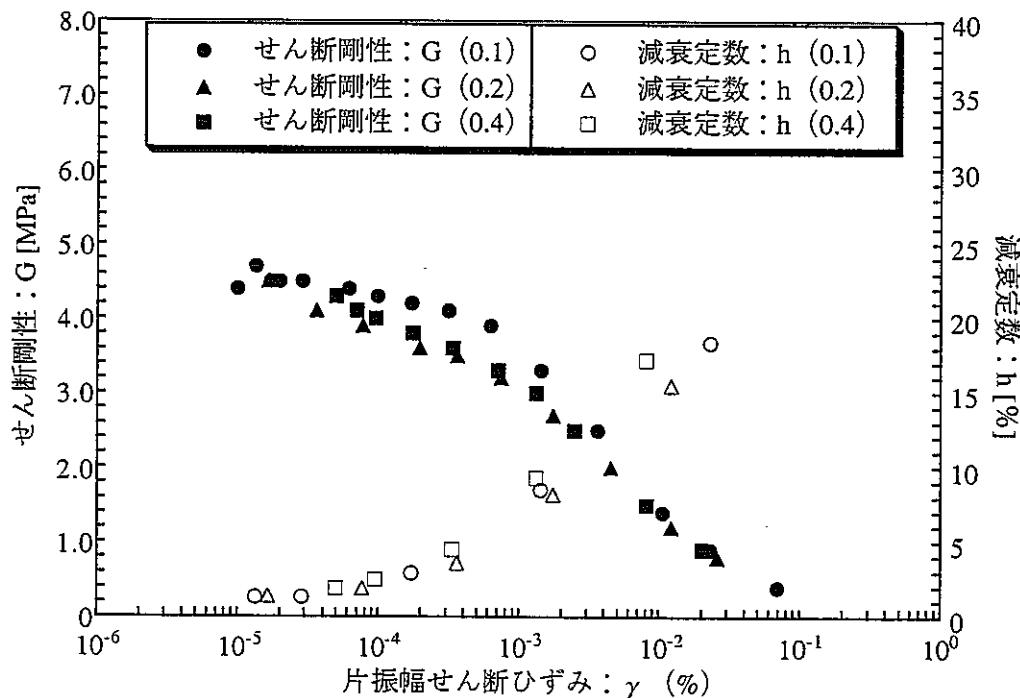


図 6-1 圧縮ベントナイト (クニゲル V1) における乾燥密度と膨潤圧力の関係
(動力炉・核燃料開発事業団, 1992)



*凡例中（）内は試験における拘束圧を示す

図 6-2-1 動的 3 軸試験結果 (乾燥密度: $\rho_d=0.7\text{g}/\text{cm}^3$) (高治・谷口, 1999)



*凡例中（）内は試験における拘束圧を示す

図 6-2-2 動的 3 軸試験結果 (乾燥密度: $\rho_d=1.0\text{g}/\text{cm}^3$) (高治・谷口, 1999)

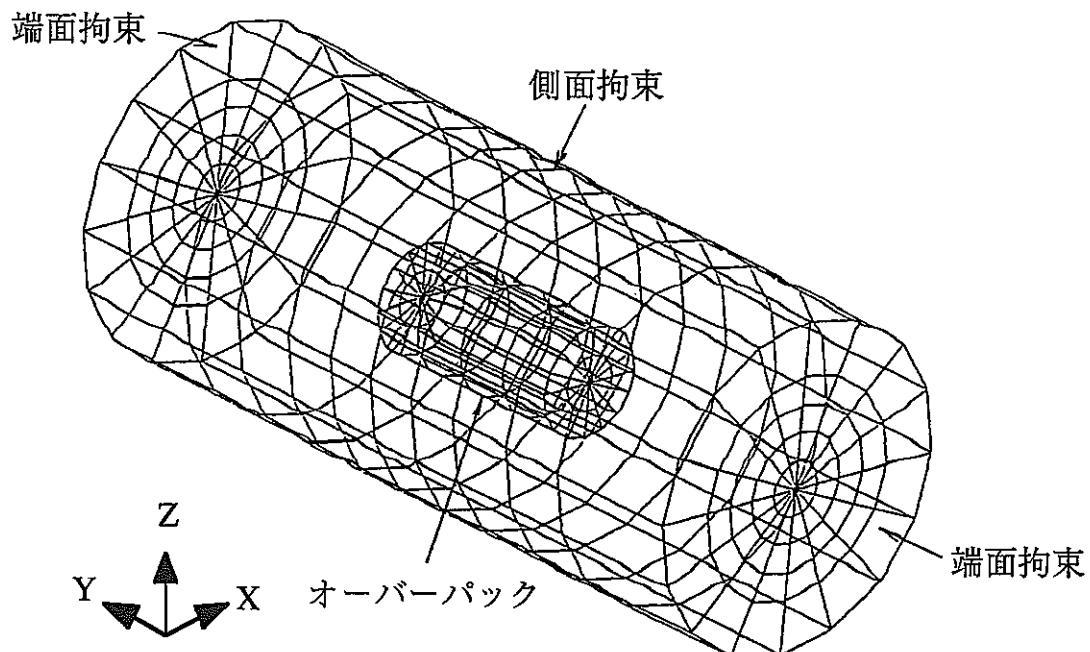


図 6-3 固有値解析モデル

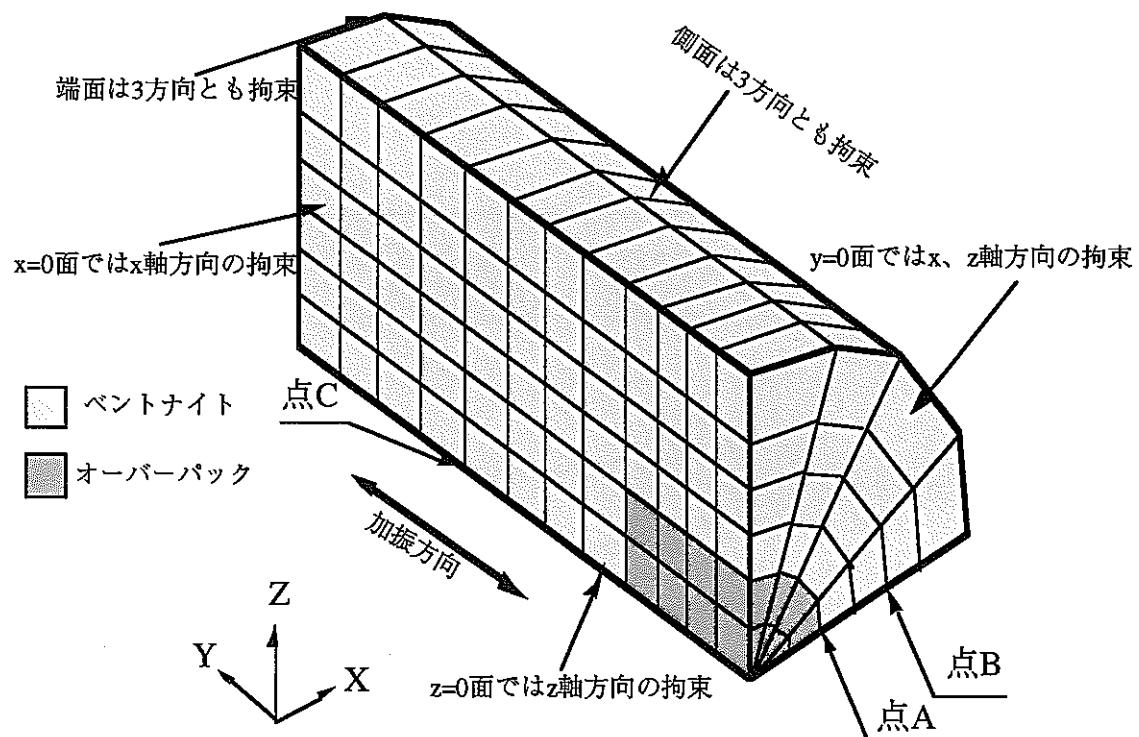
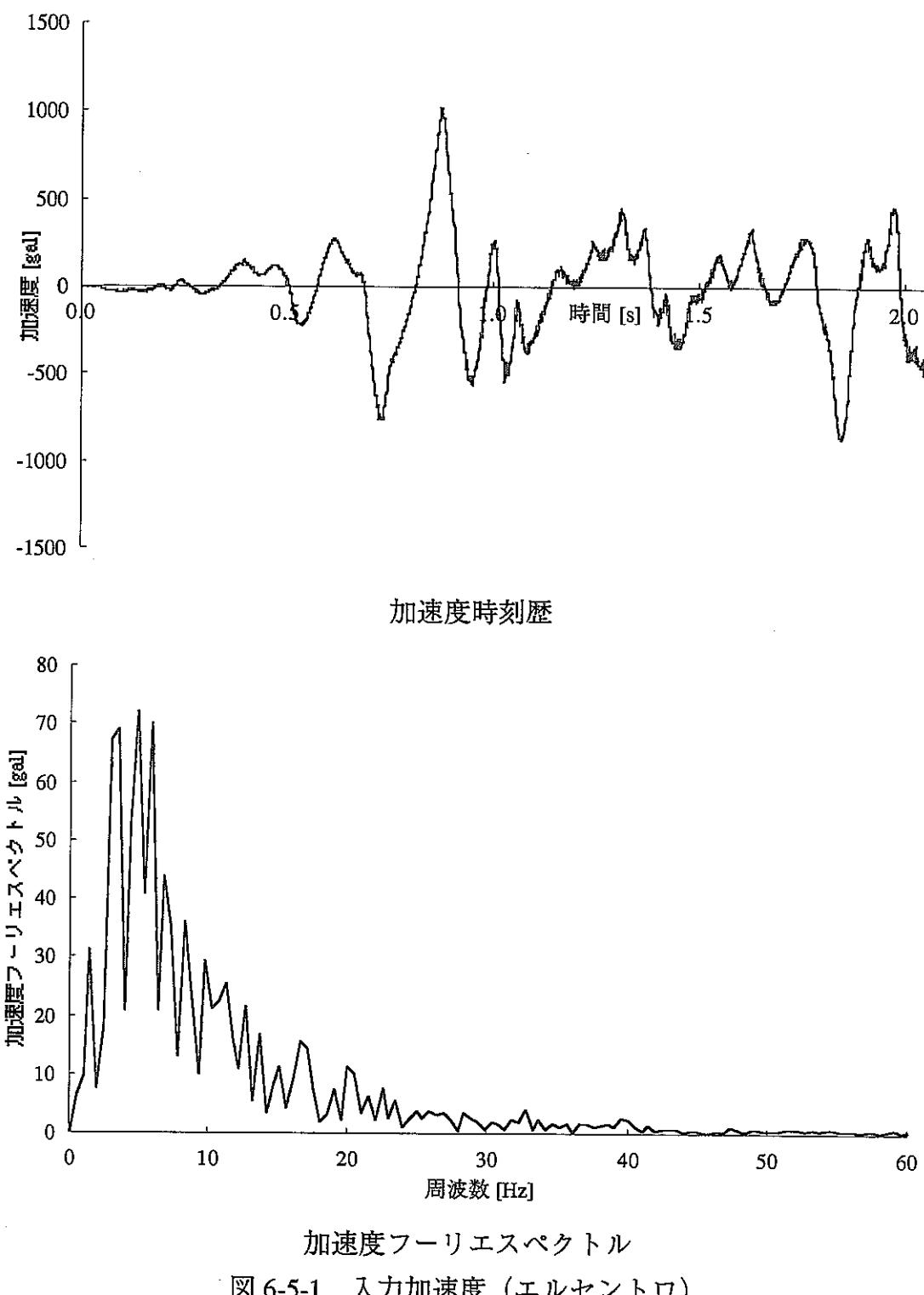


図 6-4 実地震波応答解析モデルおよび解析出力点



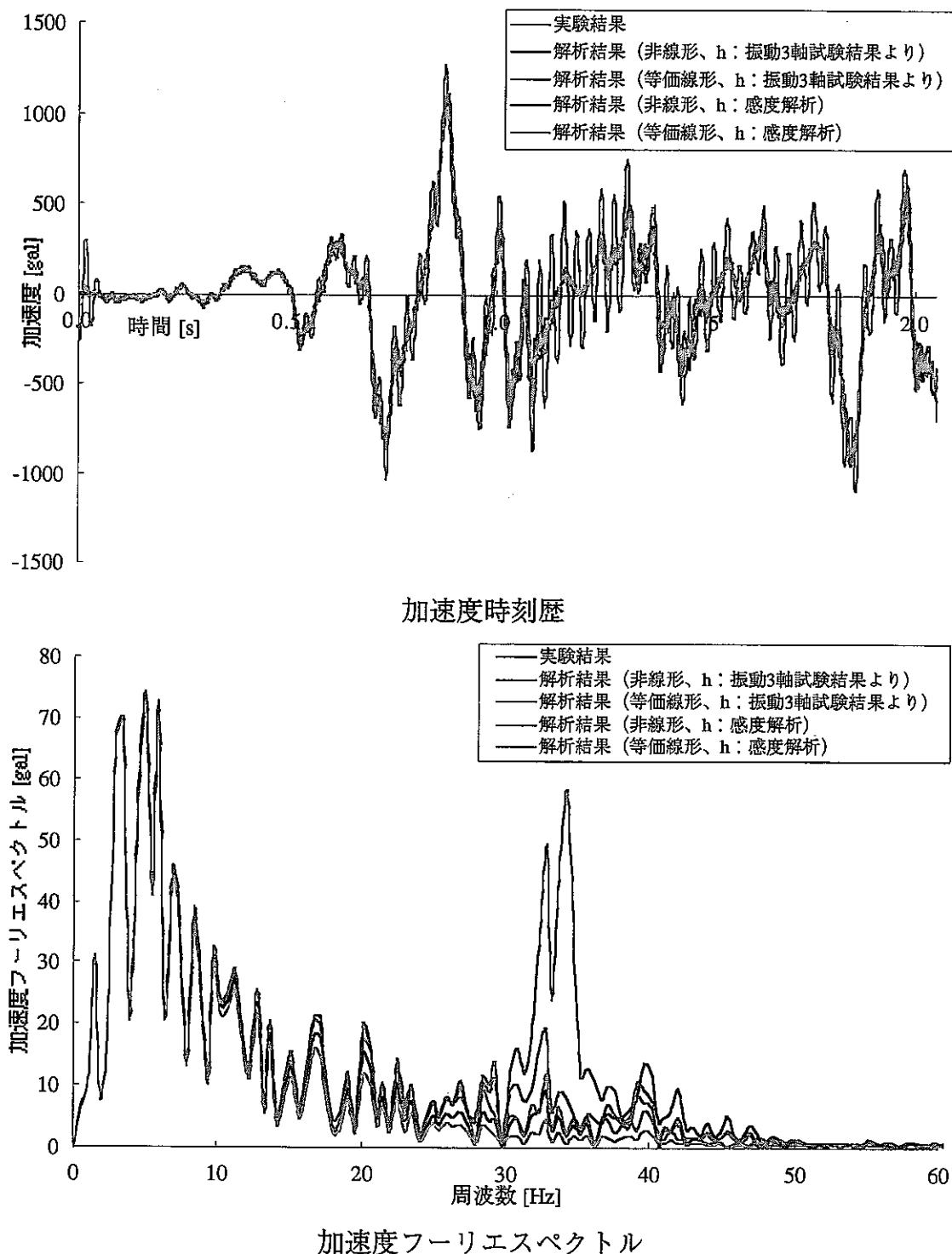


図 6-5-2 実験結果と解析結果の比較（エルセントロ、実験：OX1、解析：A）

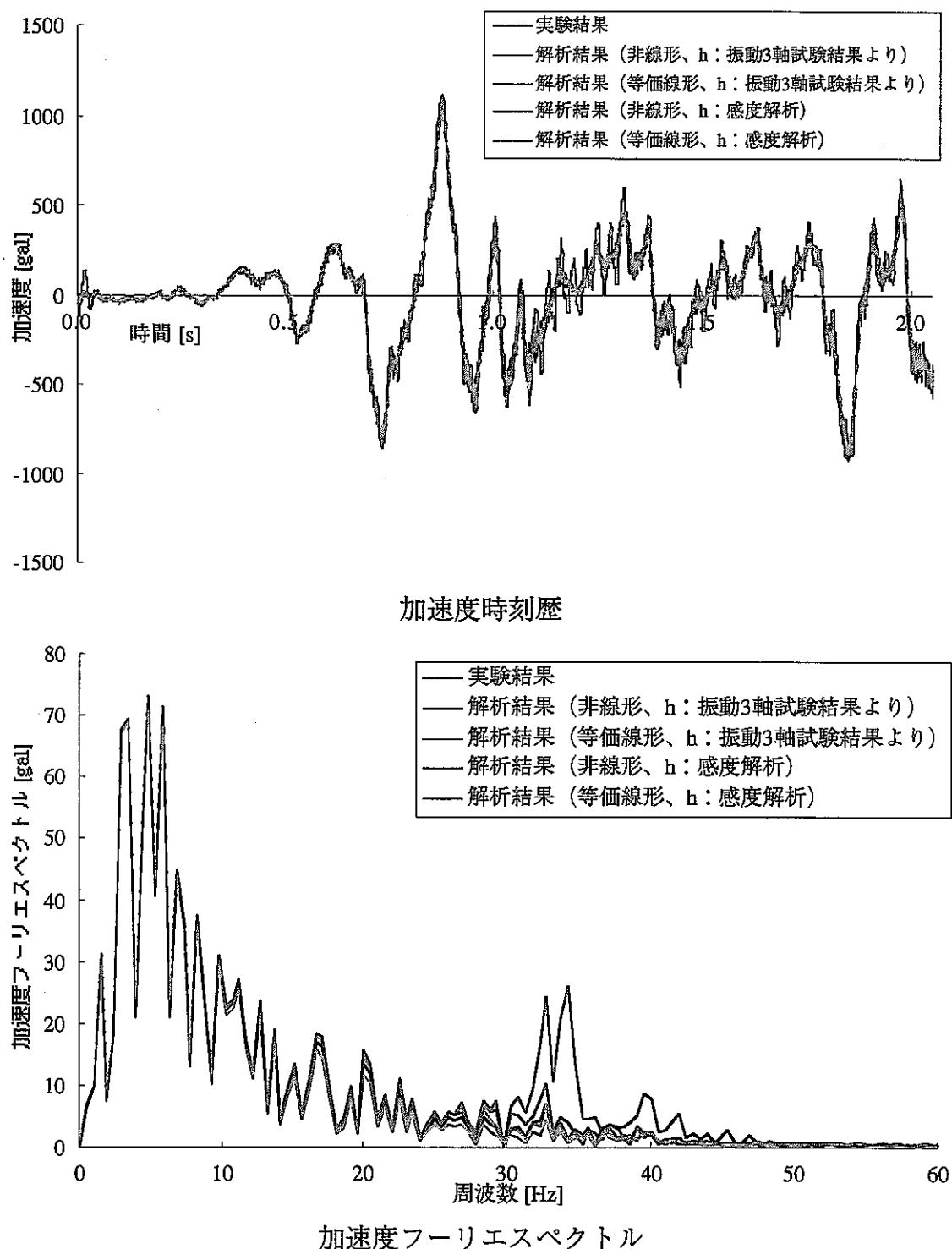


図 6-5-3 実験結果と解析結果の比較（エルセントロ、実験：CX1, 解析：B）

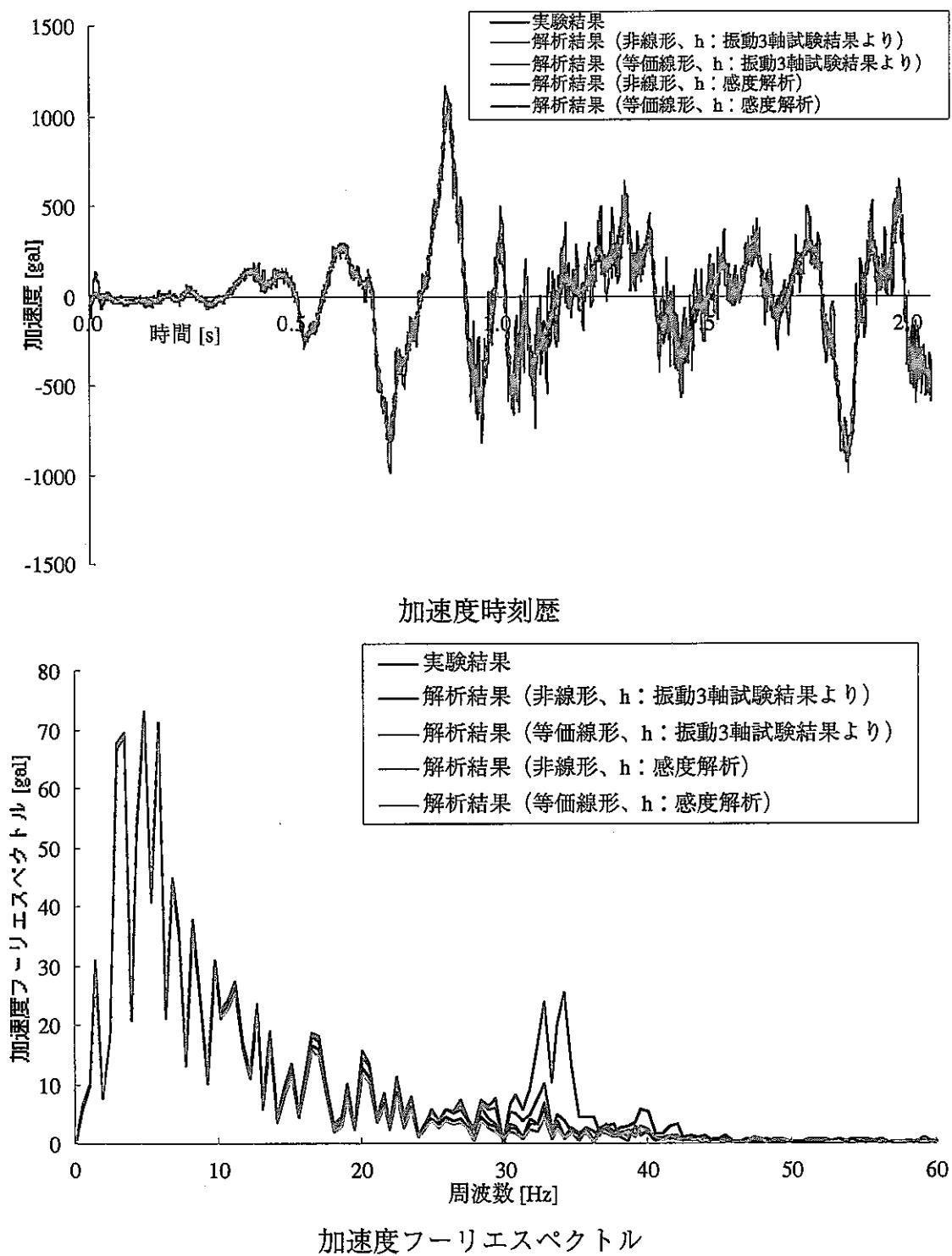
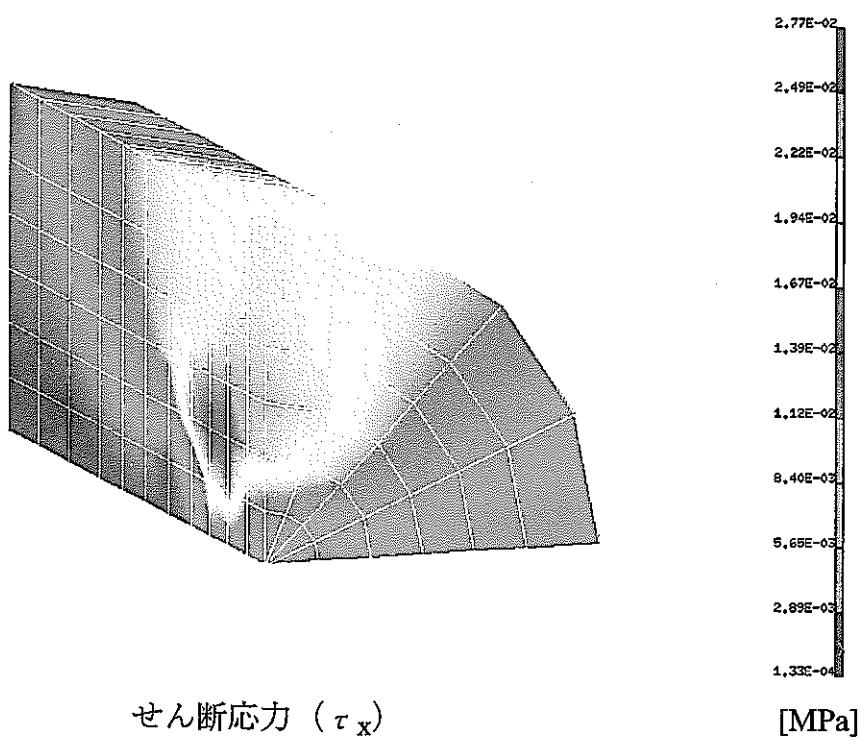


図 6-5-4 実験結果と解析結果の比較（エルセントロ、実験：CX2、解析：C）

RESULTS: 1-B.C. 0, TIME = 0.877, STRESS_1
 TIMESTEP: 1 TIME: 0.877
 UNKNOWN DOF VECTOR - RY MIN: 1.33E-04 MAX: 2.77E-02
 FRAME OF REF: PART

VALUE OPTION:ACTUAL

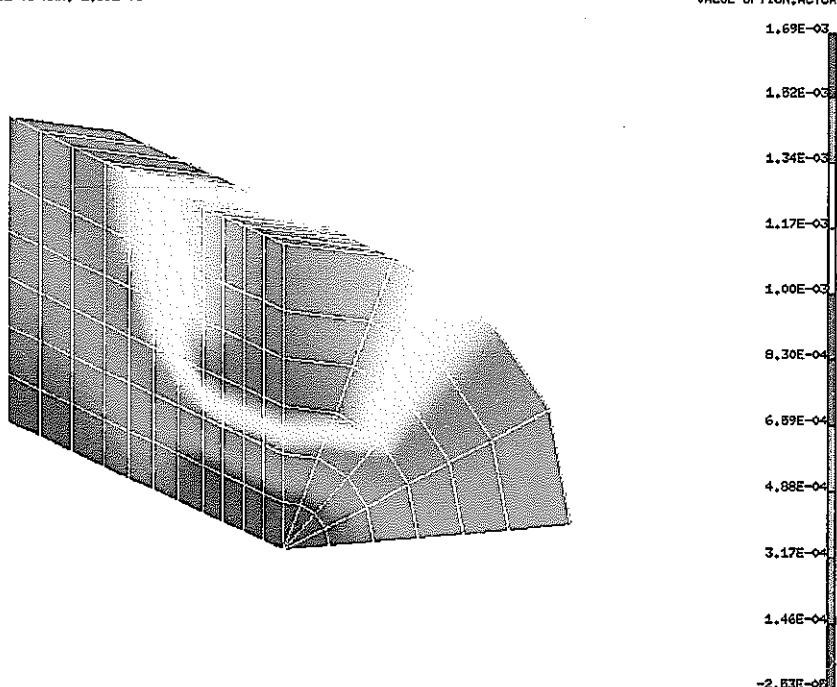


せん断応力 (τ_x)

[MPa]

RESULTS: 2-B.C. 0, TIME = 0.877, STRAIN_2
 TIMESTEP: 4 TIME: 0.877
 UNKNOWN DOF VECTOR - RY MIN:-2.63E-05 MAX: 1.69E-03
 FRAME OF REF: PART

VALUE OPTION:ACTUAL

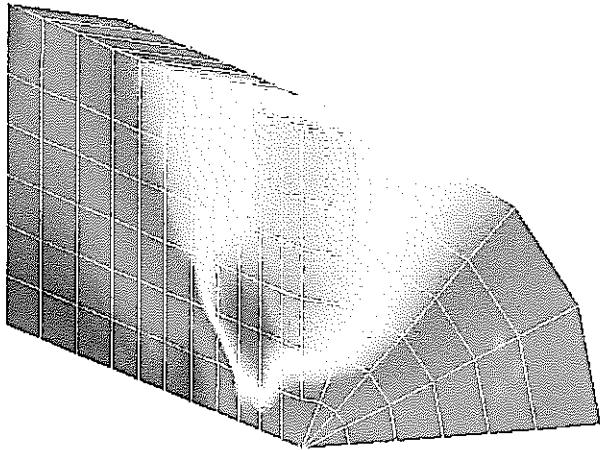


せん断ひずみ (γ_{zx})

図 6-5-5 実験結果と解析結果の比較 (エルセントロ, 非線形解析, $h_{min}=0.022$)

RESULTS: 1-B.C. 0, TIME = 0.877, STRESS_1
 TIMESTEP: 1 TIME: 0.877
 UNKNOWN 6DOF VECTOR - RY MIN: 1.29E-04 MAX: 2.47E-02
 FRAME OF REF: PART

VALUE OPTION:ACTUAL

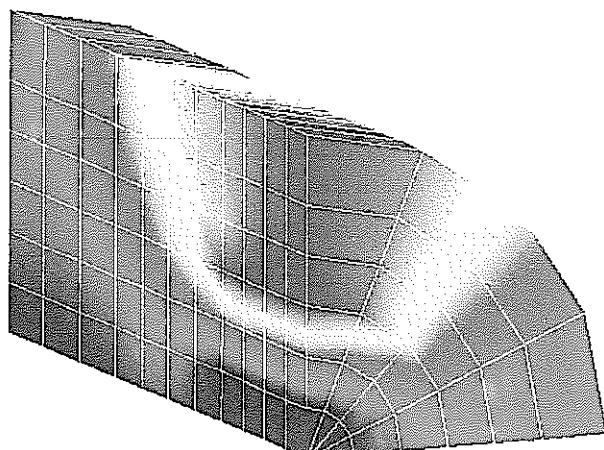
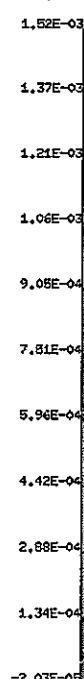


せん断応力 (τ_x)

[MPa]

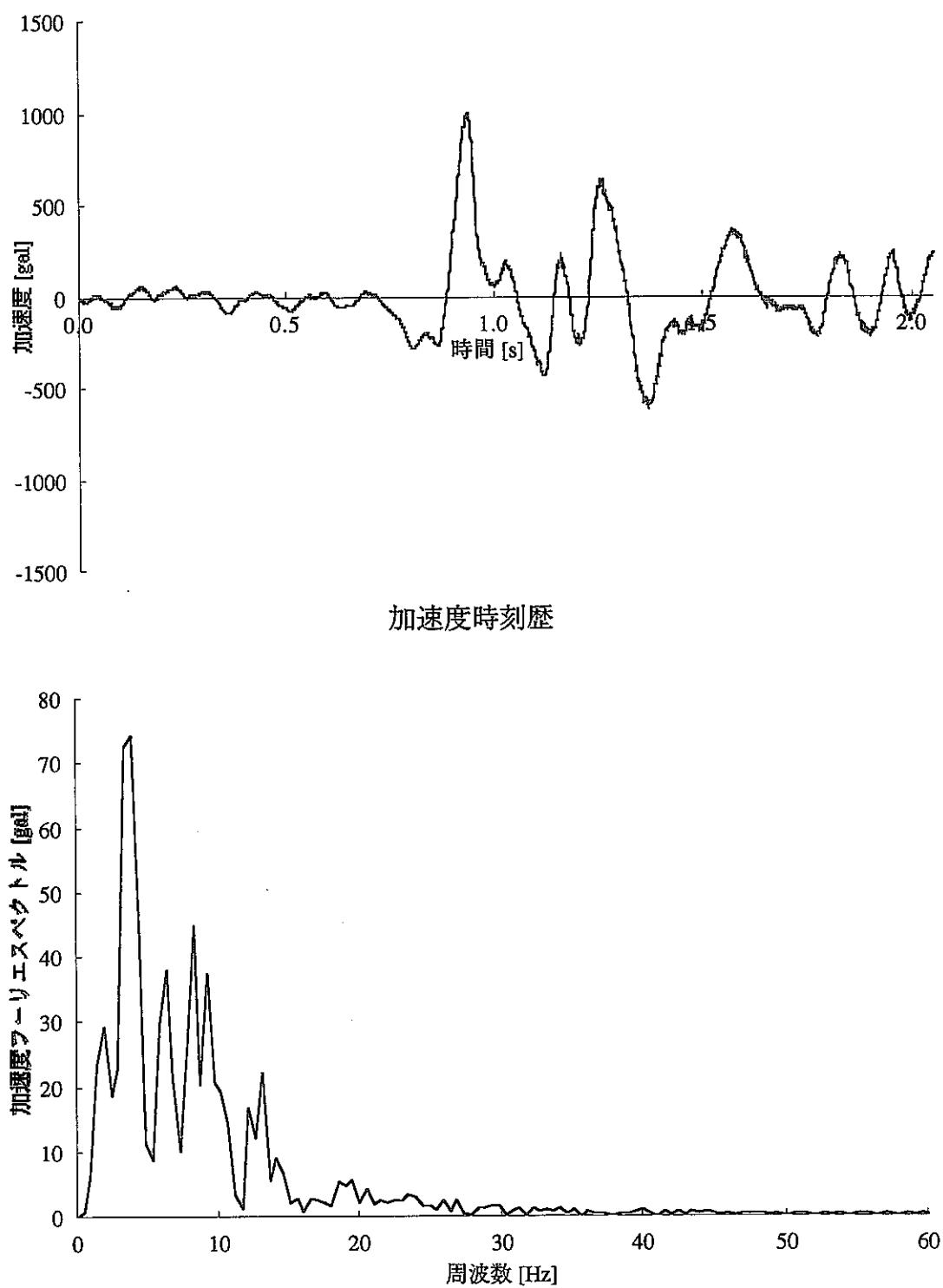
RESULTS: 2-B.C. 0, TIME = 0.877, STRAIN_2
 TIMESTEP: 1 TIME: 0.877
 UNKNOWN 6DOF VECTOR - RY MIN:-2.03E-05 MAX: 1.52E-03
 FRAME OF REF: PART

VALUE OPTION:ACTUAL



せん断ひずみ (γ_{zx})

図 6-5-6 実験結果と解析結果の比較 (エルセントロ, 非線形解析, $h_{min}=0.2$)



加速度フーリエスペクトル
図 6-6-1 入力加速度（宮城県沖）

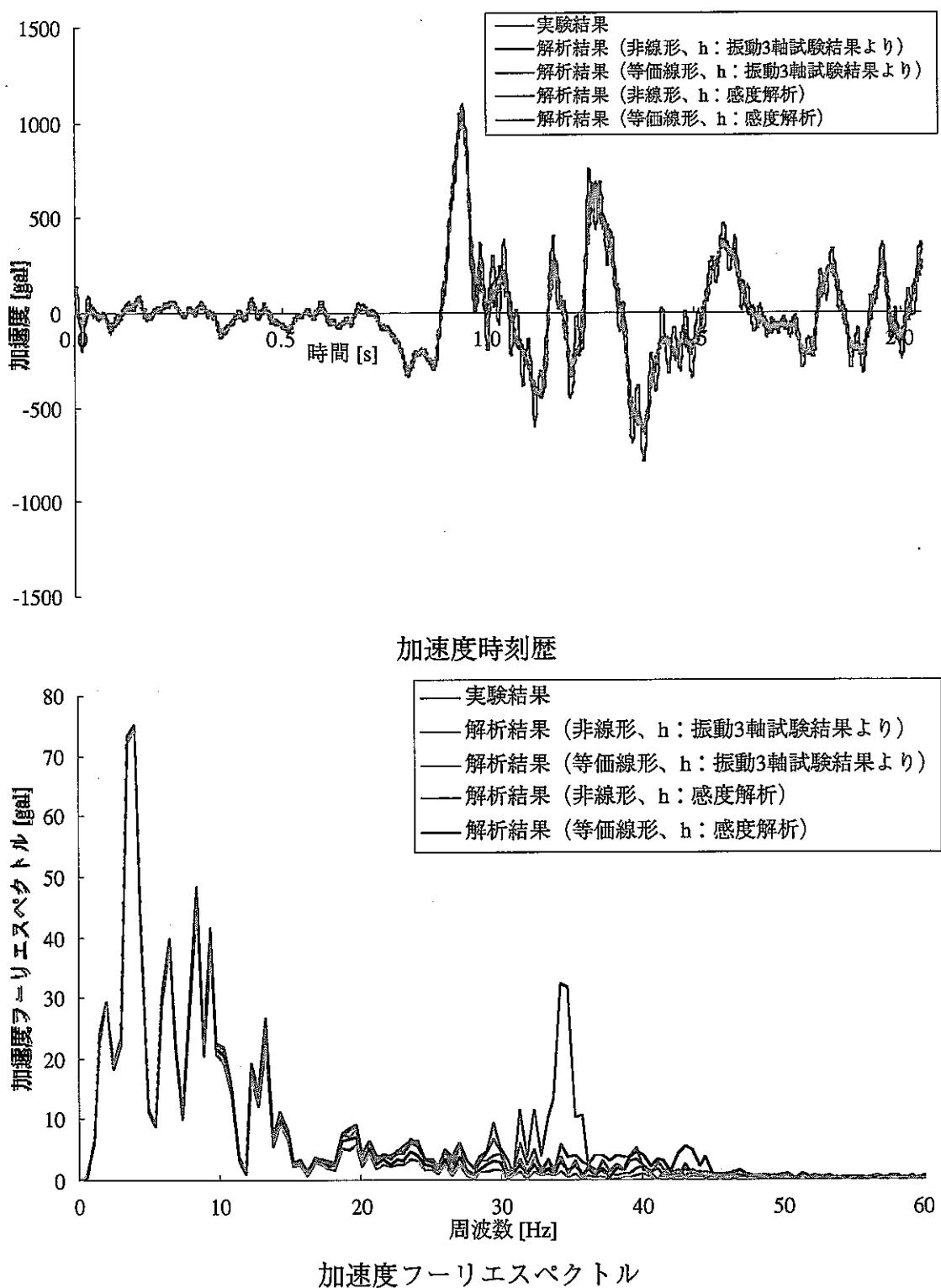


図 6-6-2 実験結果と解析結果の比較（宮城県沖, 実験: OX1, 解析: A)

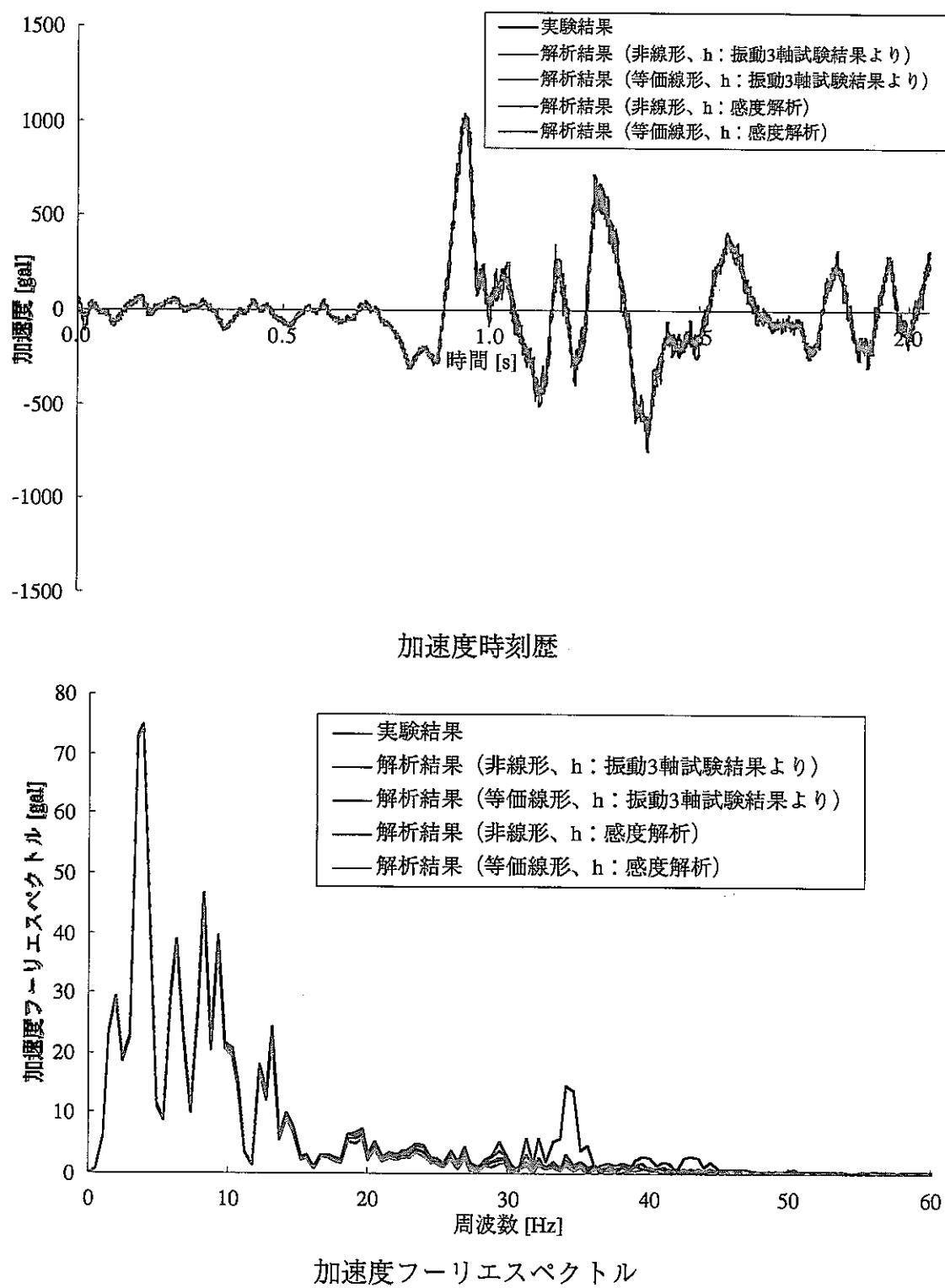


図 6-6-3 実験結果と解析結果の比較（宮城県沖、実験：CX1, 解析：B）

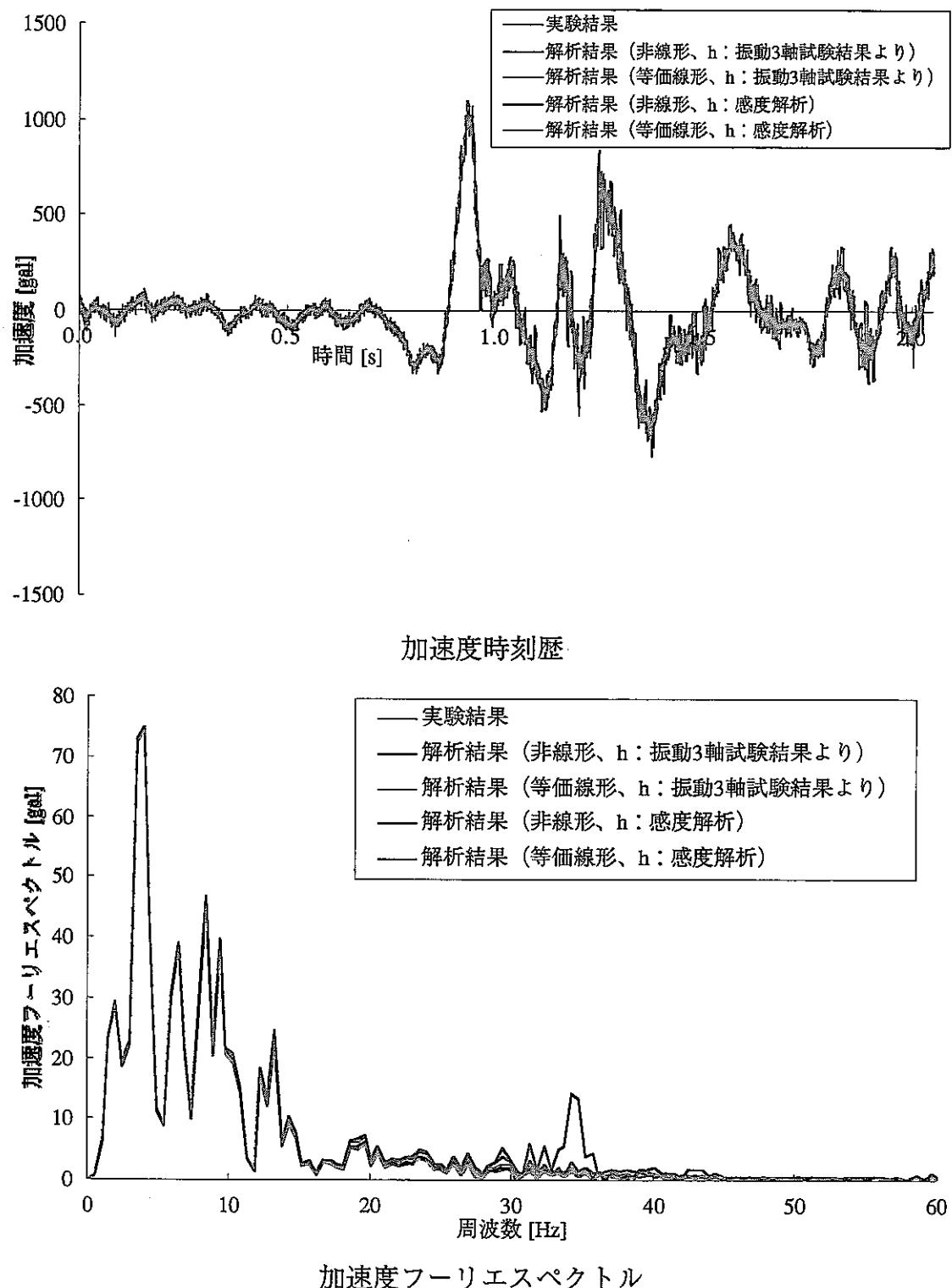
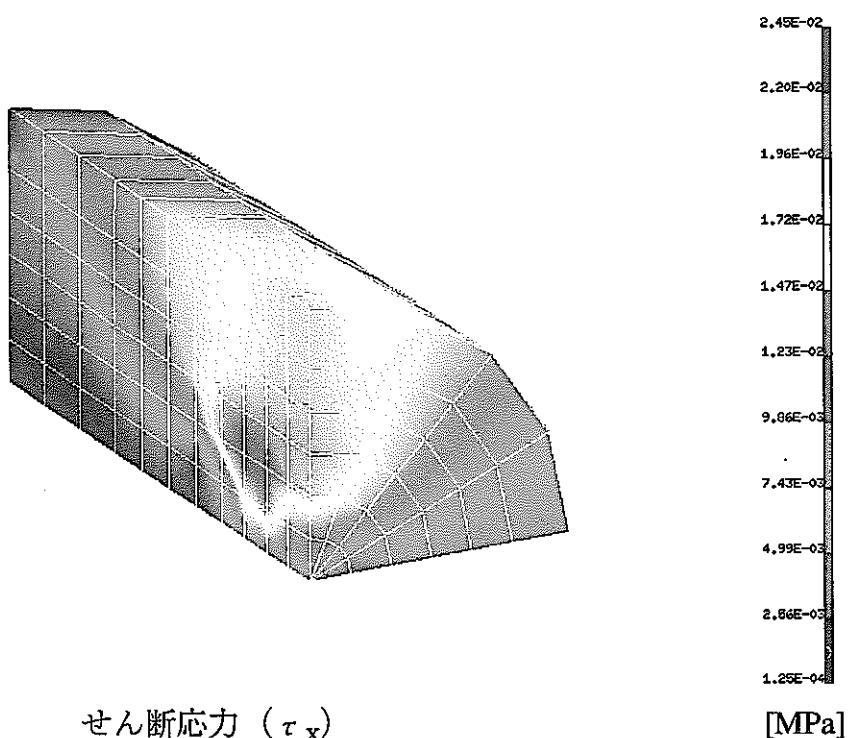


図 6-6-4 実験結果と解析結果の比較（宮城県沖、実験：CX2, 解析：C）

RESULTS: 3-B.C. 0, TIME = 0.936, STRESS_3
 TIMESTEP: 1 TIME: 0.936
 UNKNOWN DOF VECTOR - RY MIN: 1.25E-04 MAX: 2.45E-02
 FRAME OF REF: PART

VALUE OPTION:ACTUAL



RESULTS: 4-B.C. 0, TIME = 0.936, STRAIN_4
 TIMESTEP: 1 TIME: 0.936
 UNKNOWN DOF VECTOR - RY MIN:-2.37E-06 MAX: 1.53E-03
 FRAME OF REF: PART

VALUE OPTION:ACTUAL

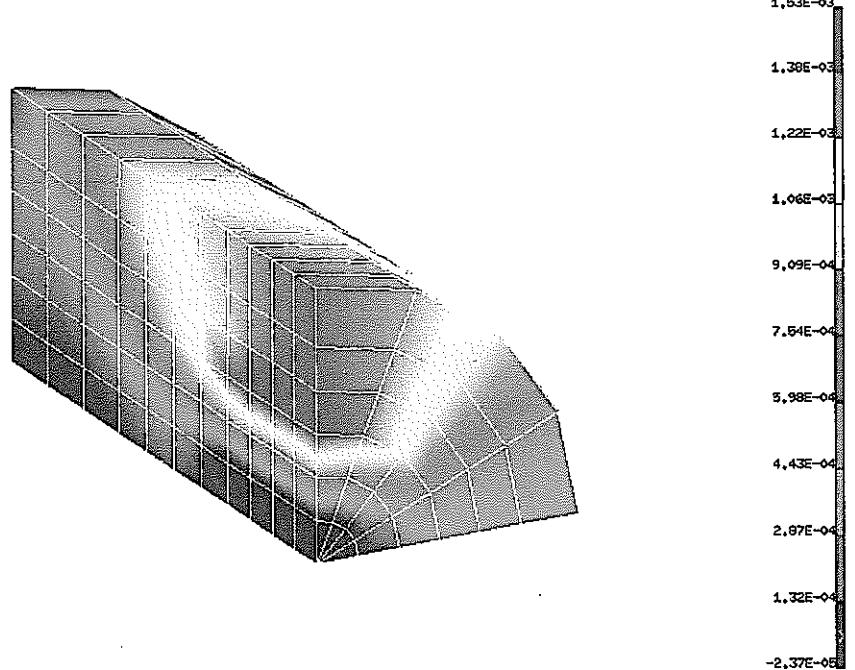
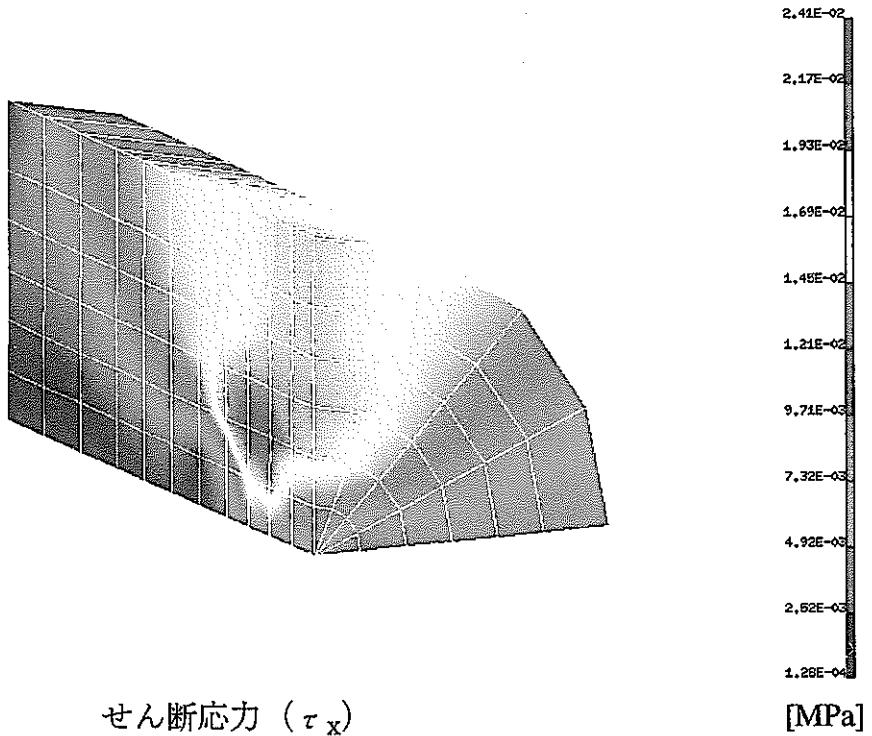


図 6-6-5 実験結果と解析結果の比較（宮城県沖, 非線形解析, $h_{min}=0.022$ ）

RESULTS: 3-B.C. 0, TIME = 0.935, STRESS_3
 TIMESTEP: 1 TIME: 0.935
 UNKNOWN DOF VECTOR - RY MIN: 1.28E-04 MAX: 2.41E-02
 FRAME OF REF: PART

VALUE OPTION:ACTUAL



RESULTS: 4-B.C. 0, TIME = 0.936, STRAIN_4
 TIMESTEP: 1 TIME: 0.936
 UNKNOWN DOF VECTOR - RY MIN:-2.37E-05 MAX: 1.63E-03
 FRAME OF REF: PART

VALUE OPTION:ACTUAL

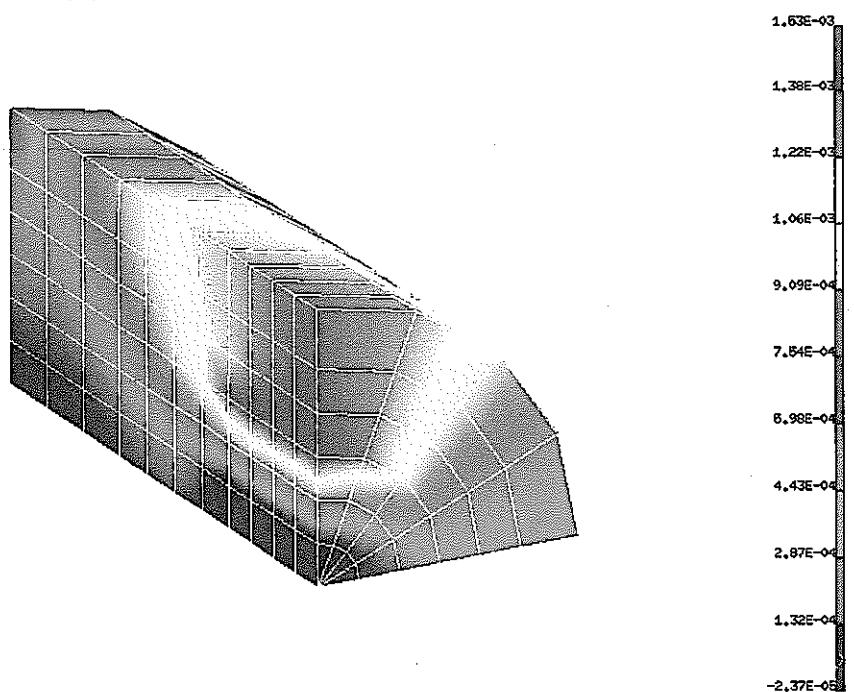
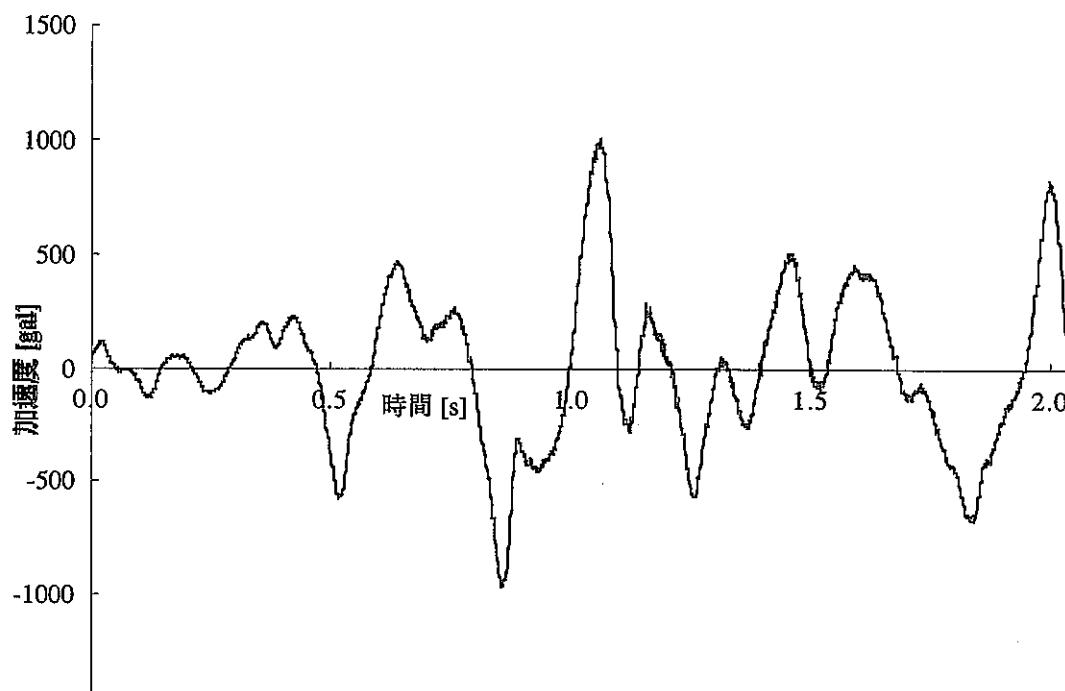
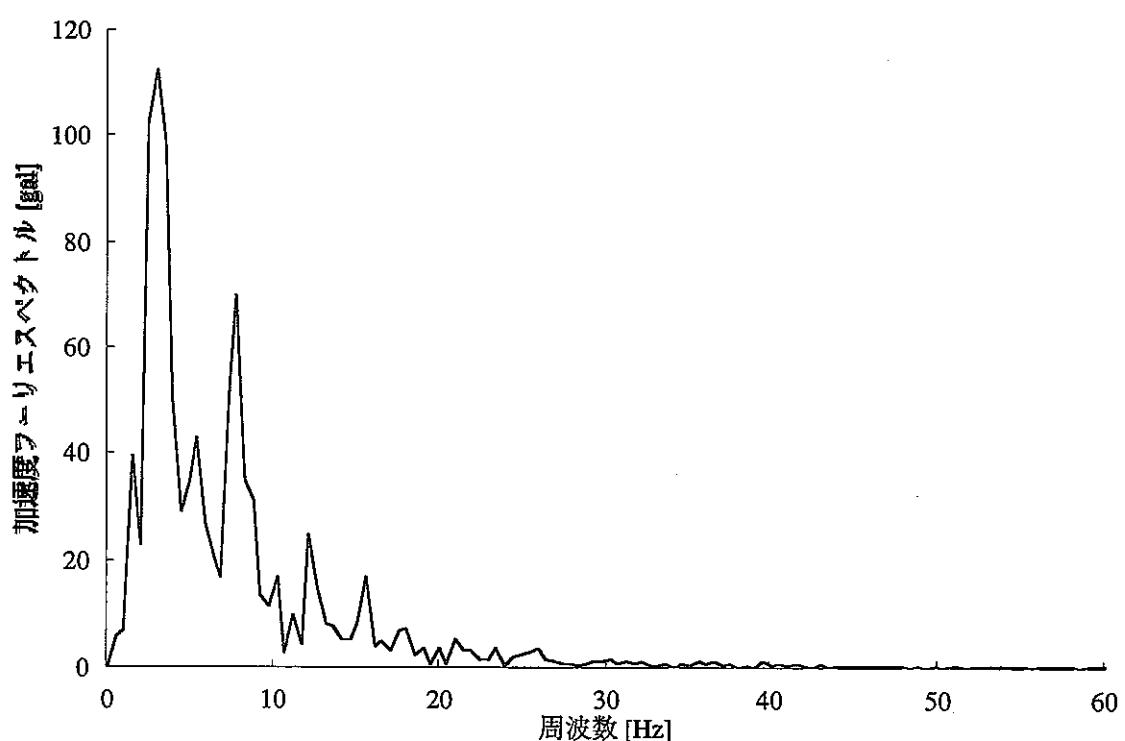


図 6-6-6 実験結果と解析結果の比較（宮城県沖, 非線形解析, $h_{min}=0.2$ ）



加速度時刻歴



加速度フーリエスペクトル
図 6-7-1 入力加速度（八戸）

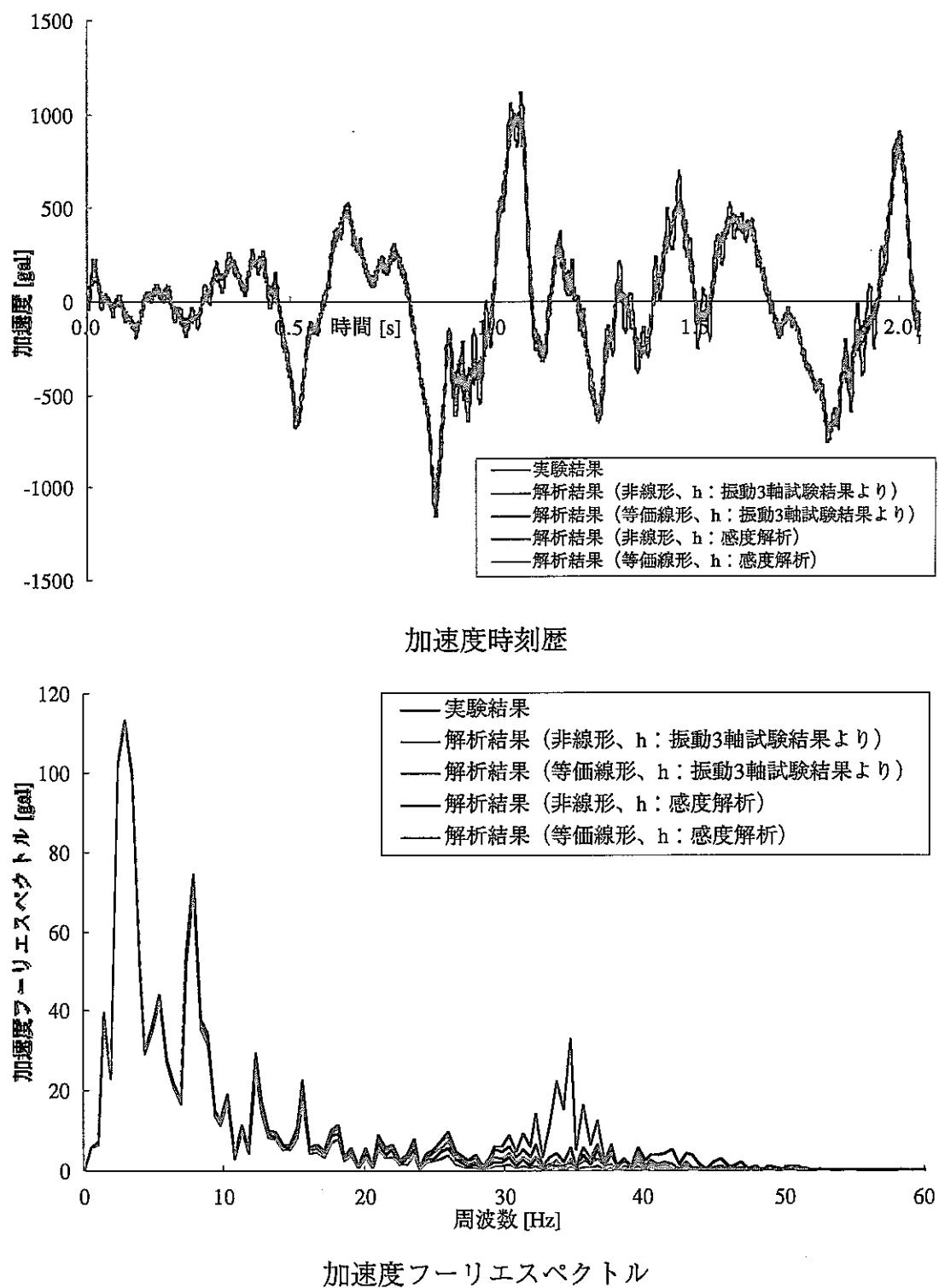


図 6-7-2 実験結果と解析結果の比較（八戸、実験：OX1、解析：A）

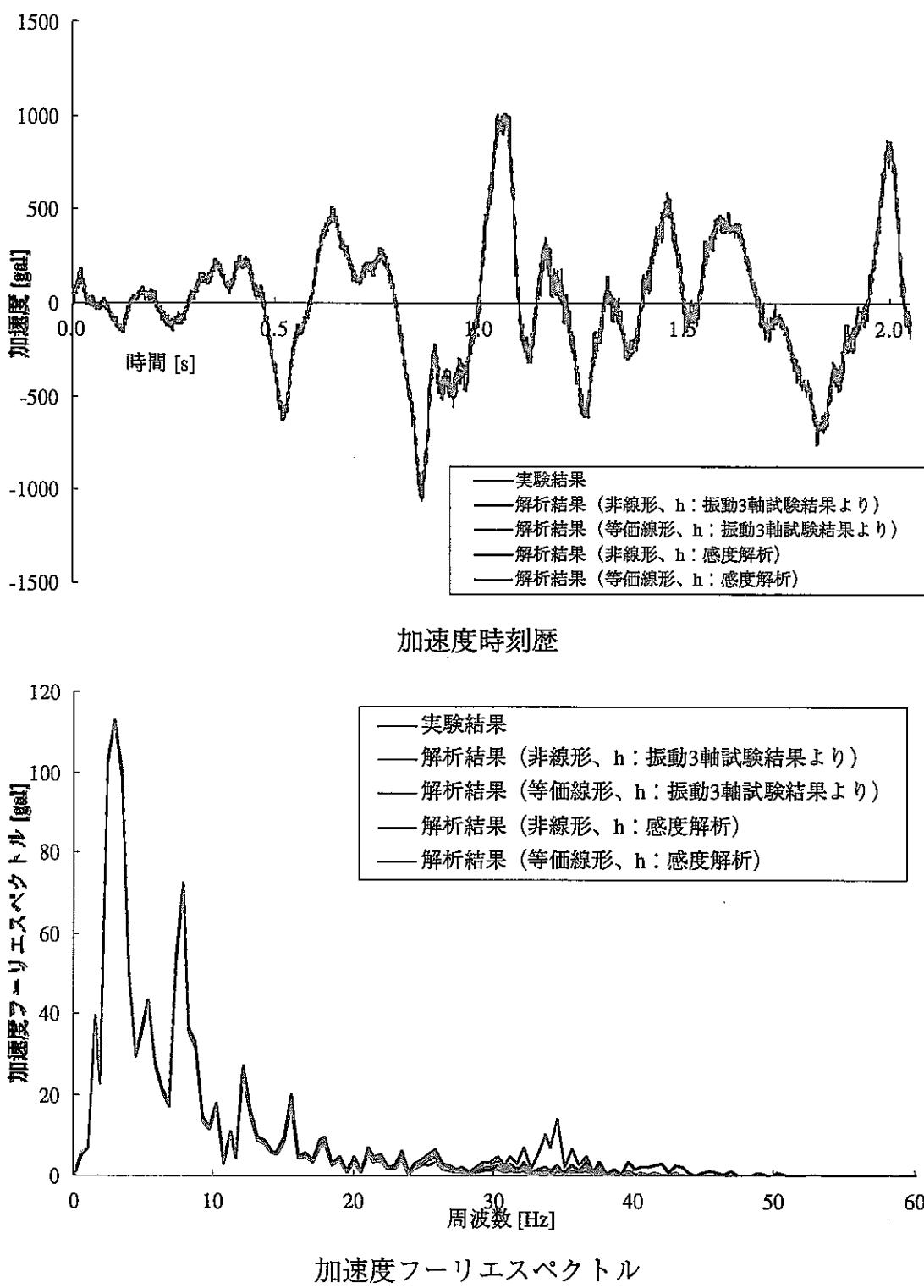


図 6-7-3 実験結果と解析結果の比較（八戸、実験：CX1, 解析：B）

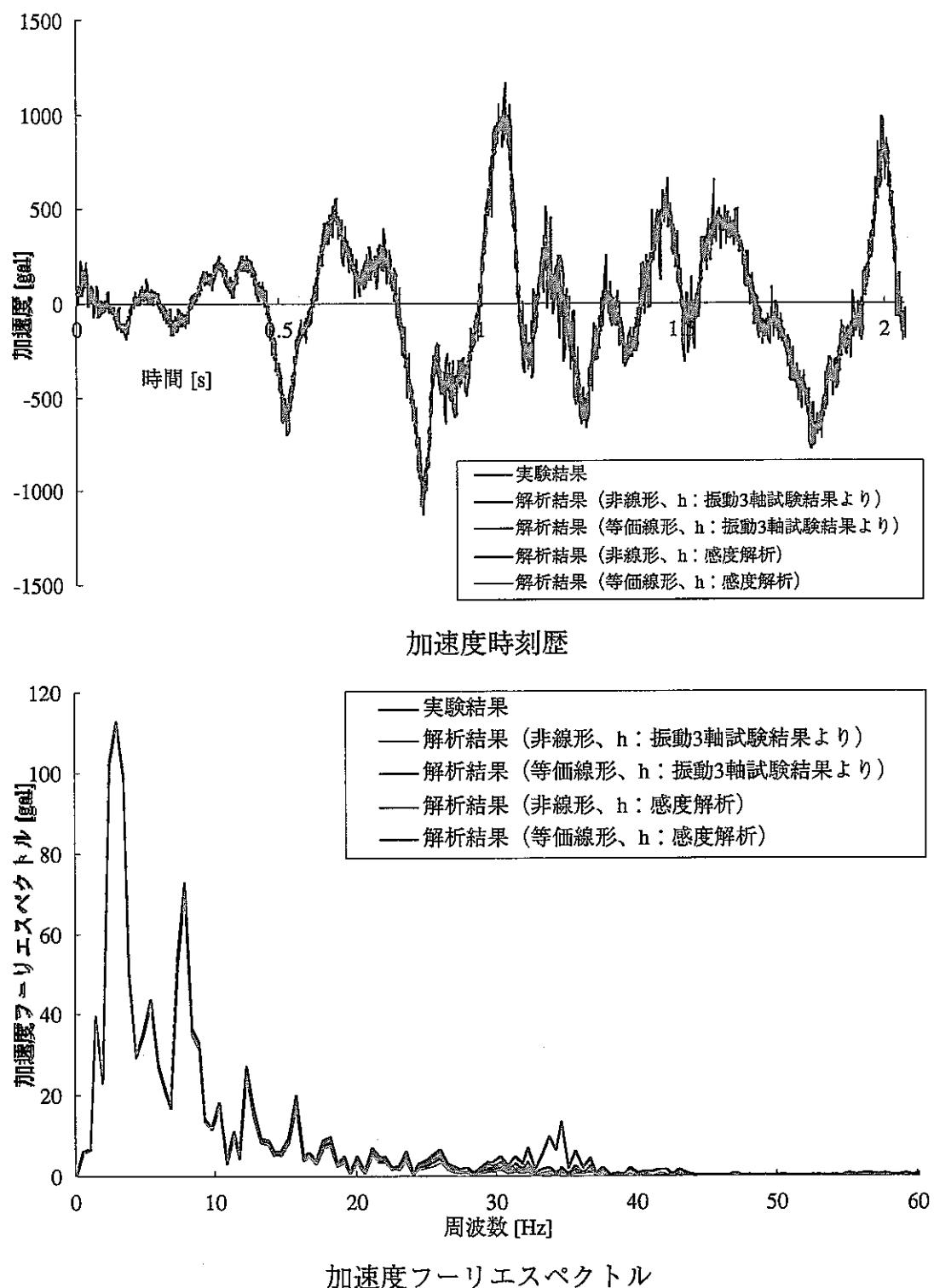
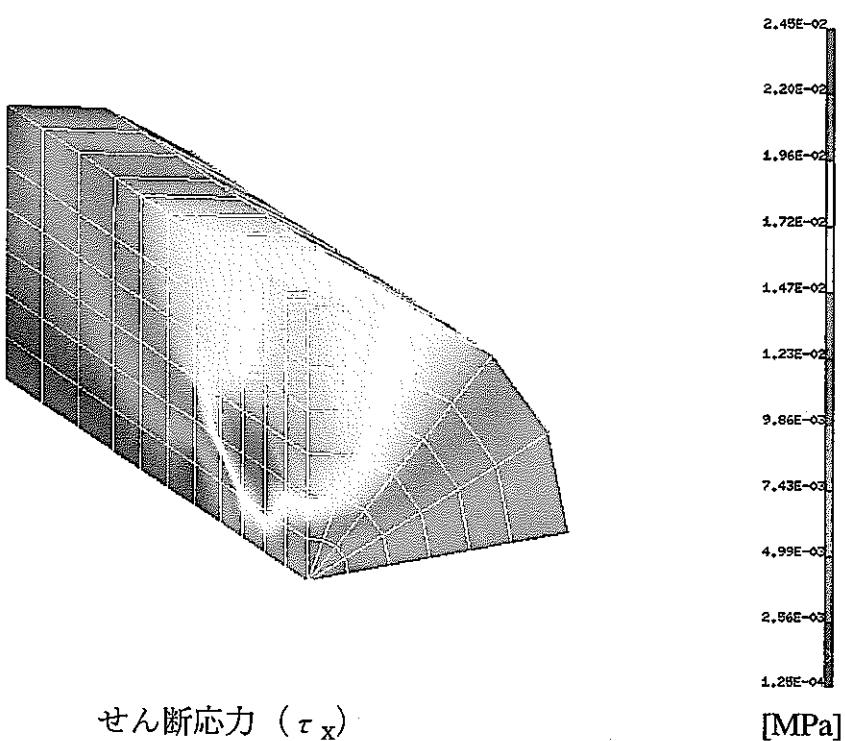


図 6-7-4 実験結果と解析結果の比較（八戸、実験：CX2, 解析：C）

RESULTS: 3-B.C. 0, TIME = 0.936, STRESS_3
 TIMESTEP: 1 TIME: 0.936
 UNKNOWN 6DOF VECTOR - RY MIN: 1.25E-04 MAX: 2.45E-02
 FRAME OF REF: PART

VALUE OPTION:ACTUAL



RESULTS: 4-B.C. 0, TIME = 0.936, STRAIN_4
 TIMESTEP: 1 TIME: 0.936
 UNKNOWN 6DOF VECTOR - RY MIN:-2.37E-05 MAX: 1.63E-03
 FRAME OF REF: PART

VALUE OPTION:ACTUAL

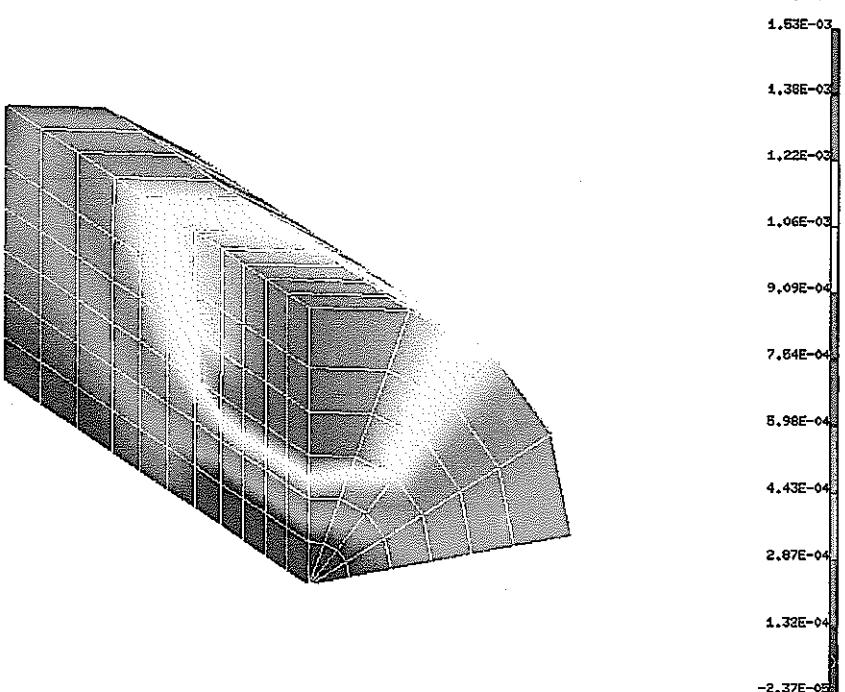


図 6-7-5 実験結果と解析結果の比較（八戸，非線形解析， $h_{min}=0.022$ ）

RESULTS: 3-B.C. 0, TIME = 0.935, STRESS_3
 TIMESTEP: 1 TIME: 0.935
 UNKNOWN 6DOF VECTOR - RY MIN: 1.26E-04 MAX: 2.41E-02
 FRAME OF REF: PART

VALUE OPTION:ACTUAL

2.41E-02

2.17E-02

1.93E-02

1.69E-02

1.45E-02

1.21E-02

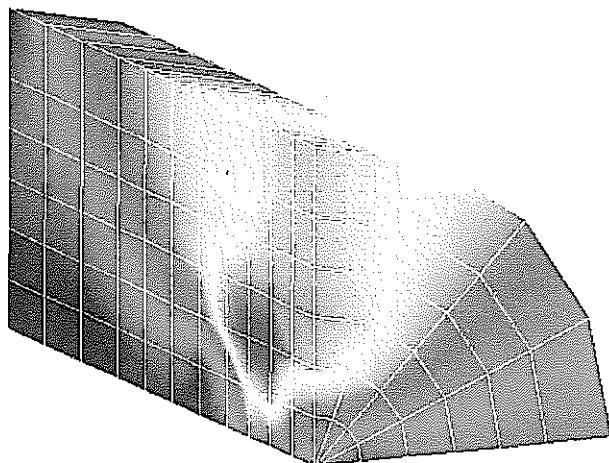
9.71E-03

7.32E-03

4.92E-03

2.52E-03

1.28E-03



せん断応力 (τ_x)

[MPa]

RESULTS: 4-B.C. 0, TIME = 0.935, STRAIN_4
 TIMESTEP: 1 TIME: 0.935
 UNKNOWN 6DOF VECTOR - RY MIN:-2.01E-05 MAX: 1.81E-03
 FRAME OF REF: PART

VALUE OPTION:ACTUAL

1.81E-03

1.35E-03

1.20E-03

1.05E-03

8.96E-04

7.43E-04

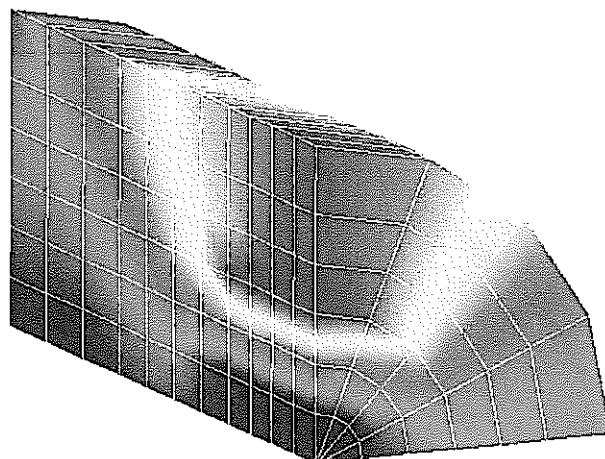
6.91E-04

4.38E-04

2.85E-04

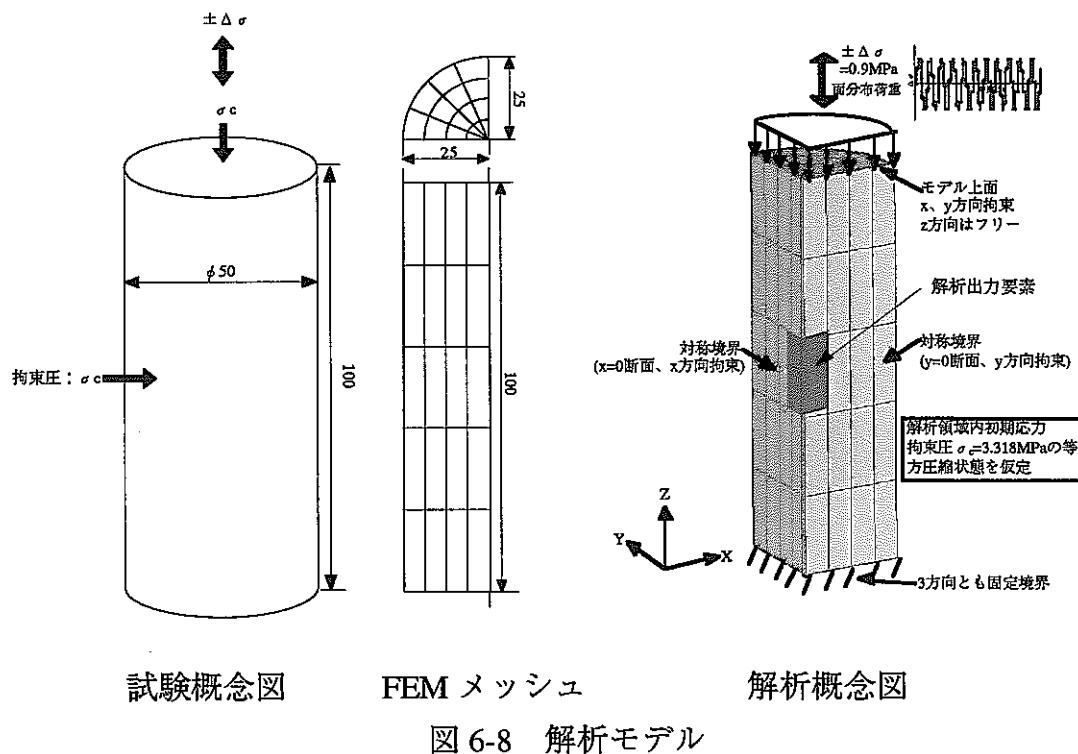
1.33E-04

-2.01E-05



せん断ひずみ (γ_{zx})

図 6-7-6 実験結果と解析結果の比較（八戸，非線形解析， $h_{min}=0.2$ ）



試験概念図 FEM メッシュ 解析概念図
図 6-8 解析モデル
(要素試験結果を用いた有効応力解析)

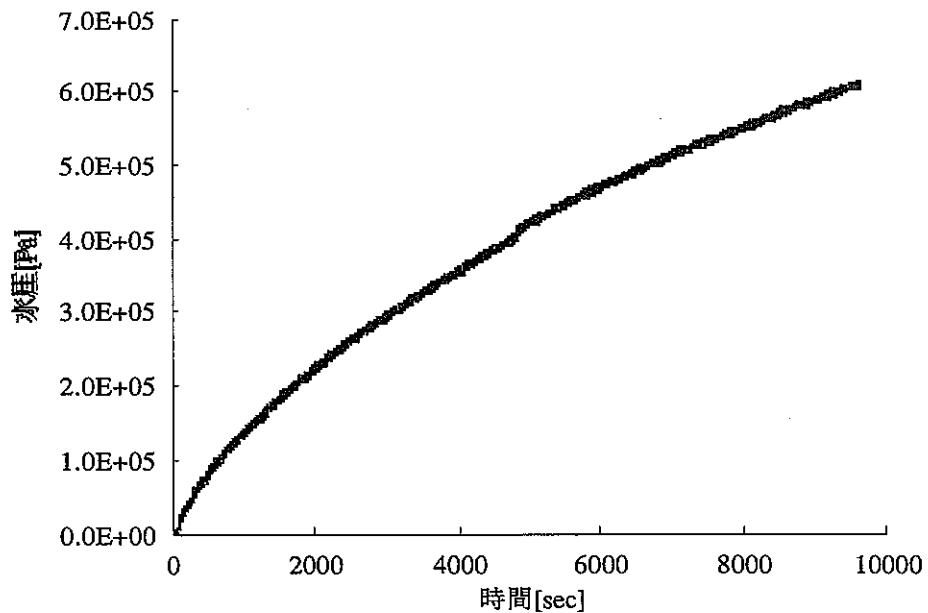
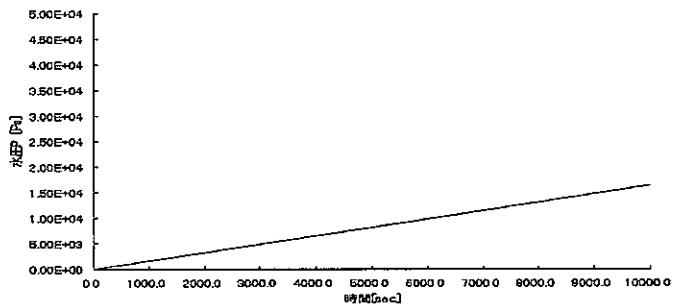
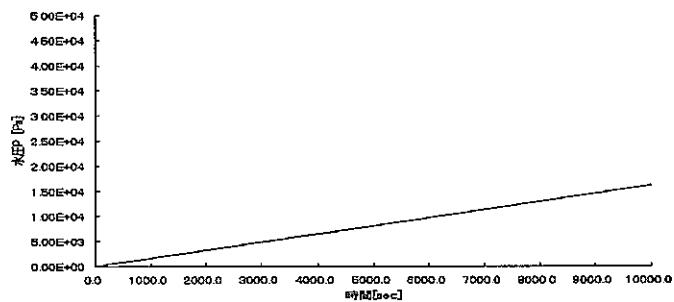


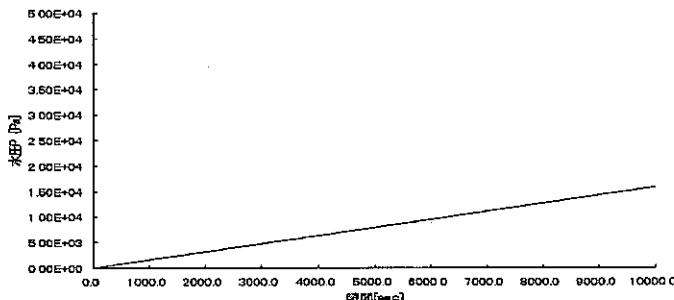
図 6-9 間隙水圧の経時変化（試験結果）



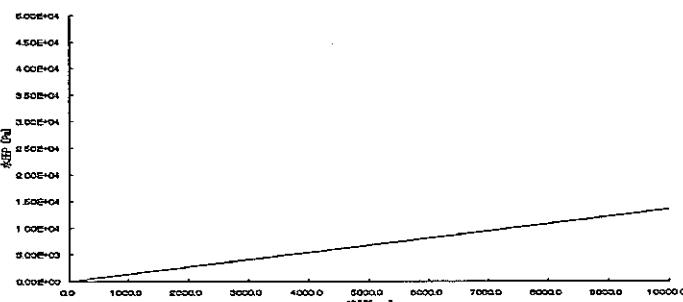
(a) 最大ヤング率 $E=117.6\text{MPa}$



(b) 最大ヤング率 $E=105.8\text{MPa}$



(c) 最大ヤング率 $E=94.1\text{MPa}$



(d) 最大ヤング率 $E=58.8\text{MPa}$

図 6-10 間隙水圧の経時変化
(解析結果；土骨格剛性の相違による間隙水圧への影響)

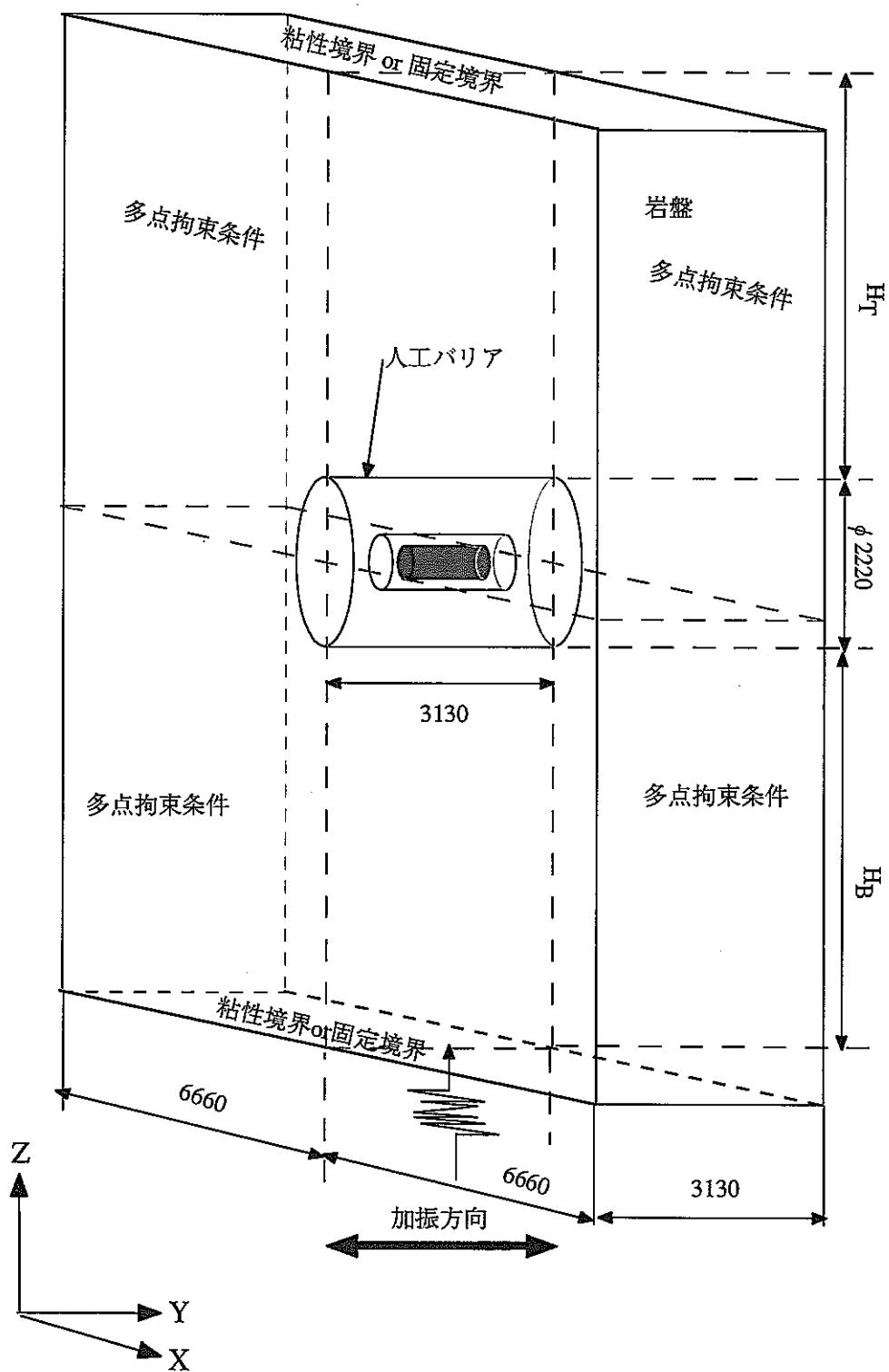


図 6-11 解析モデル
(実規模ニアフィールドを対象とした場合の解析領域の検討)

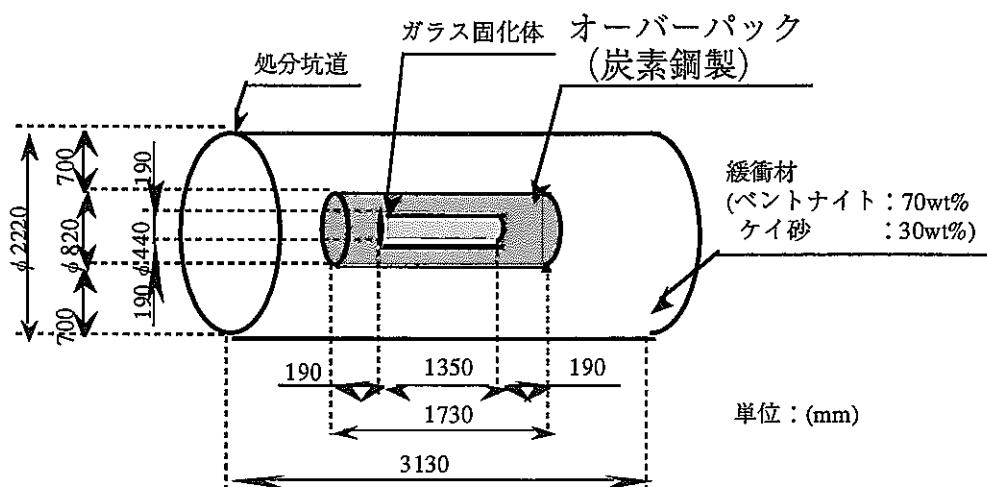


図 6-12 解析モデル（図 6-11 中人工バリアの形状）

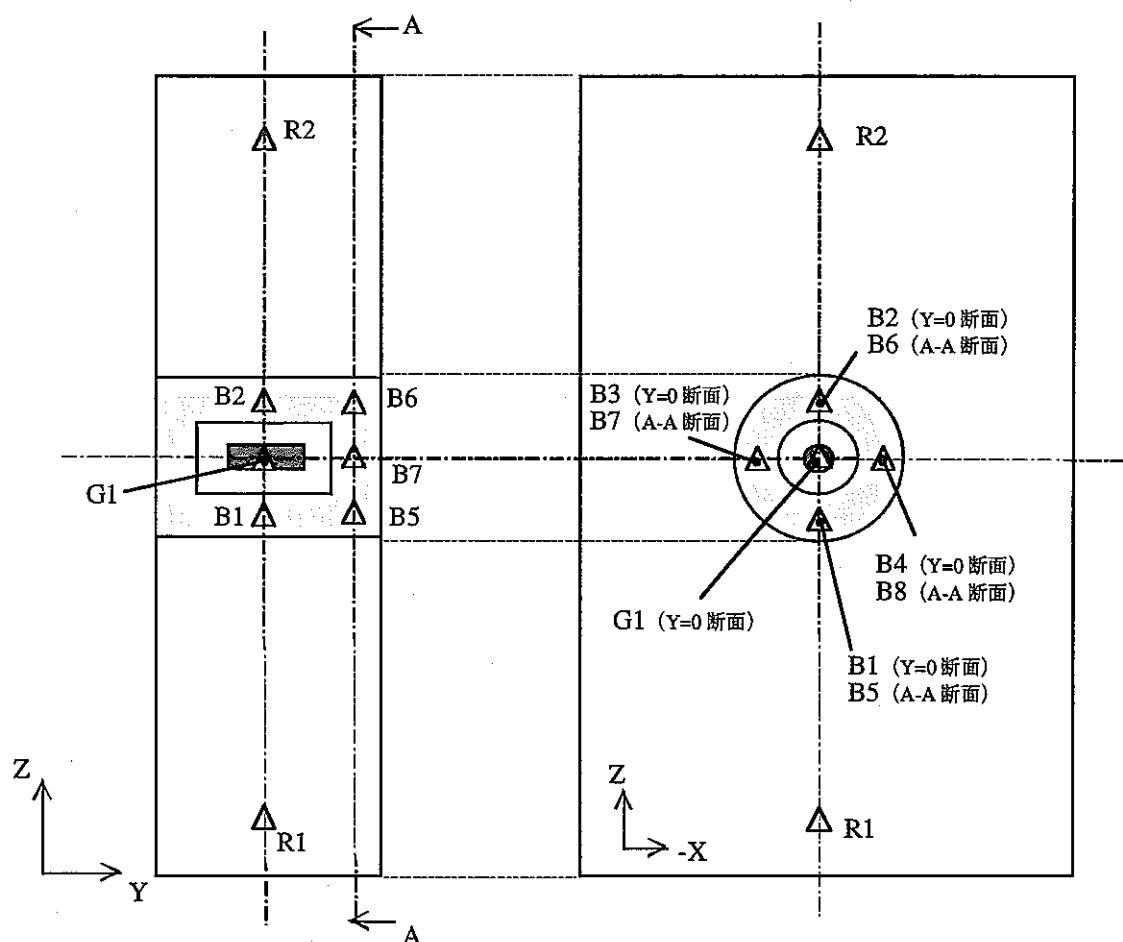
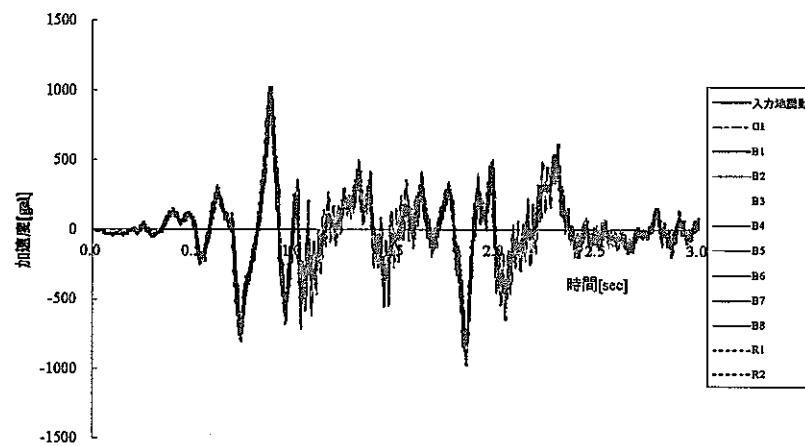
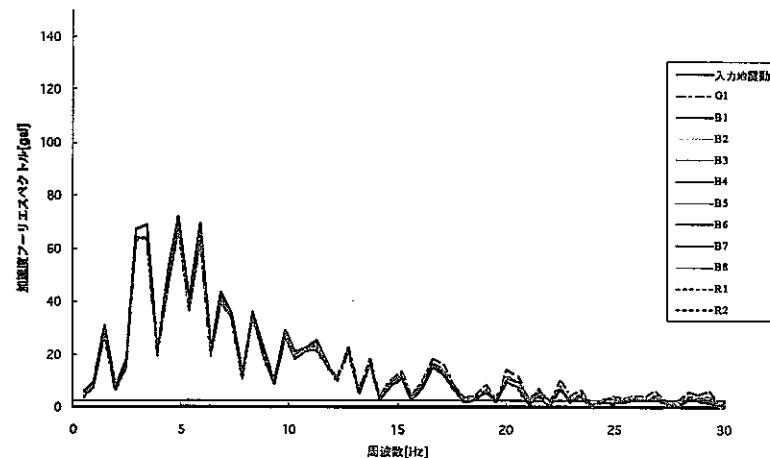


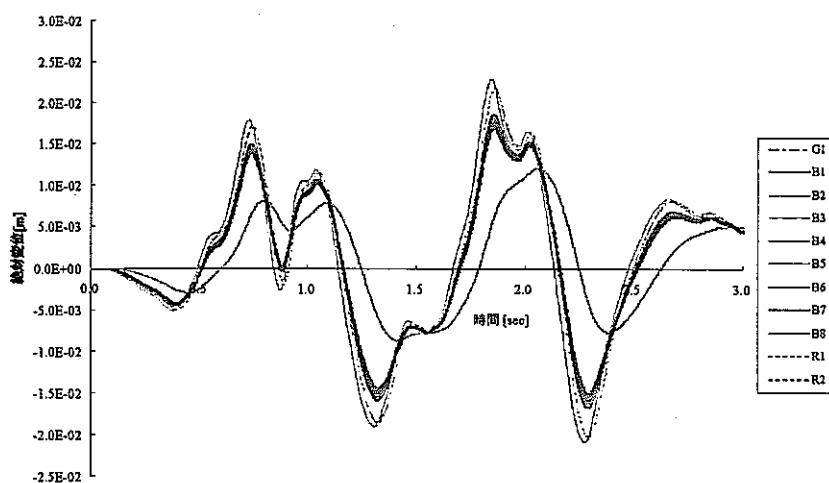
図 6-13 評価点（出力箇所を△印で表示）



(a) 加速度時刻歴

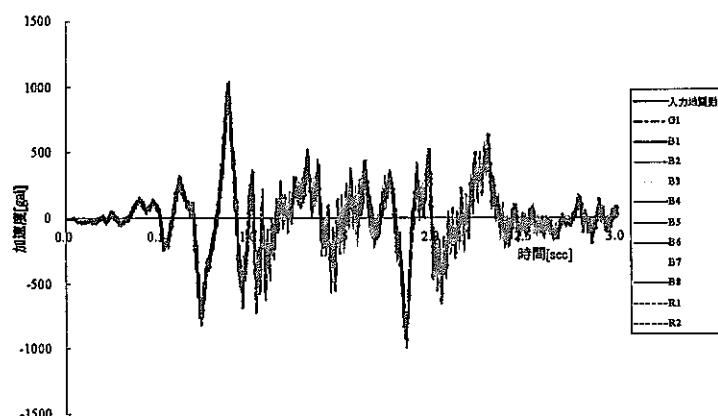


(b) 加速度フーリエスペクトル

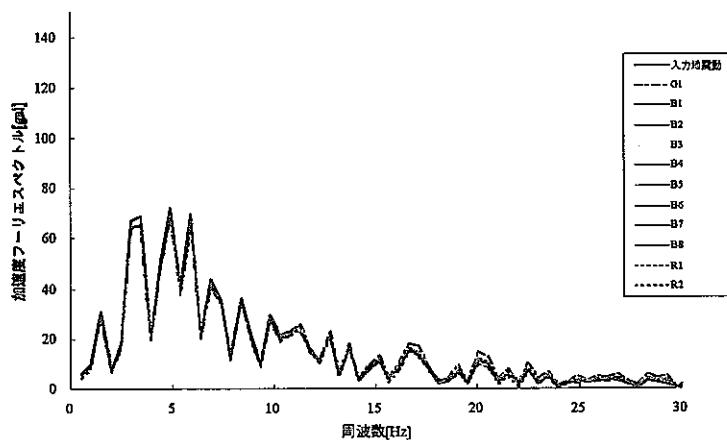


(c) 応答変位（絶対変位）

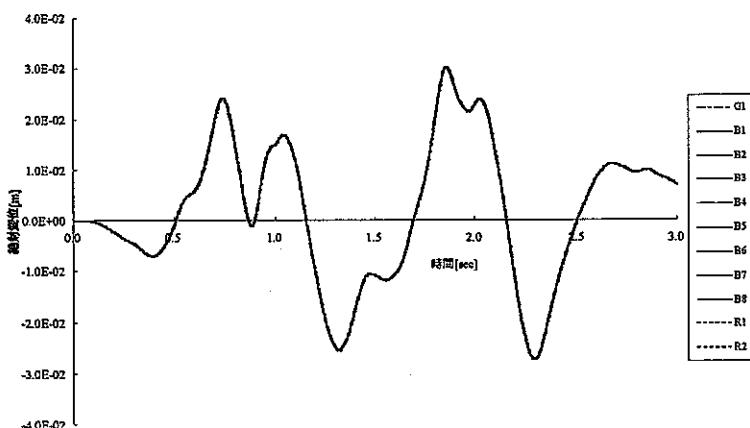
図 6-14-1 解析結果（解析ケース 1-A）



(a) 加速度時刻歴

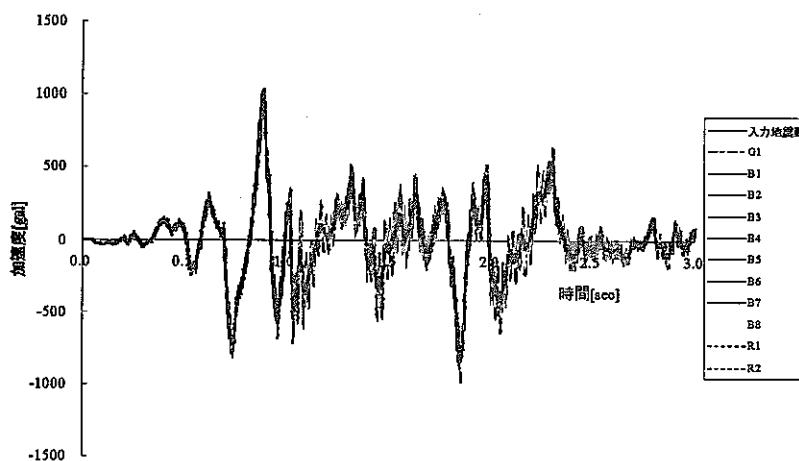


(b) 加速度フーリエスペクトル

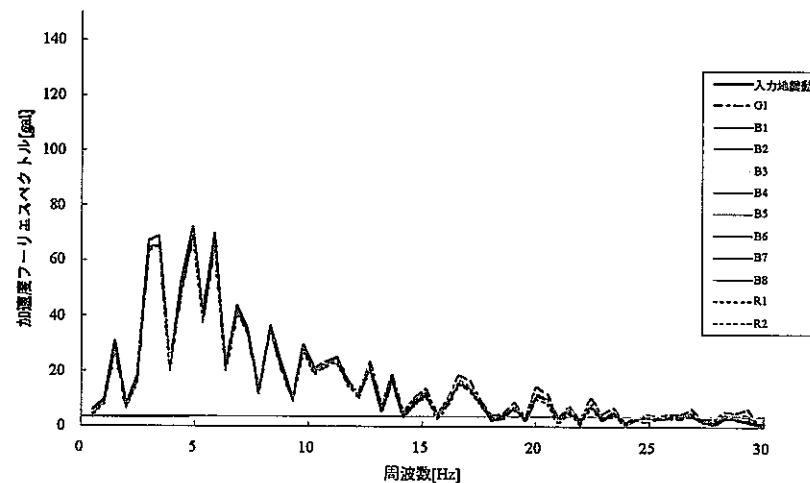


(c) 応答変位（絶対変位）

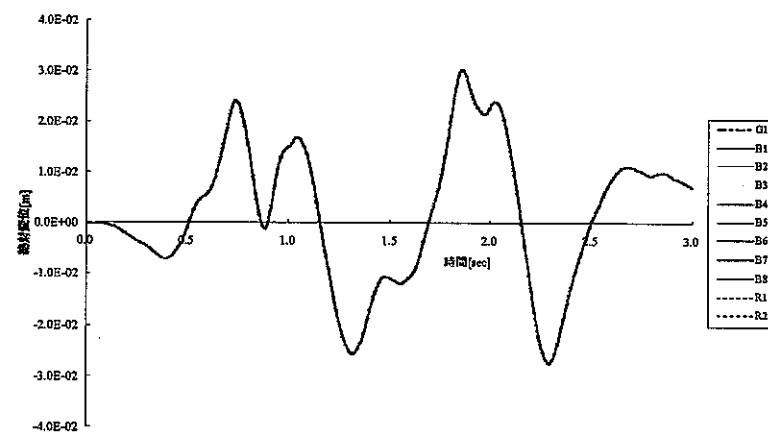
図 6-14-2 解析結果（解析ケース 1-B）



(a) 加速度時刻歴



(b) 加速度フーリエスペクトル



(c) 応答変位 (絶対変位)

図 6-14-3 解析結果 (解析ケース 1-C)

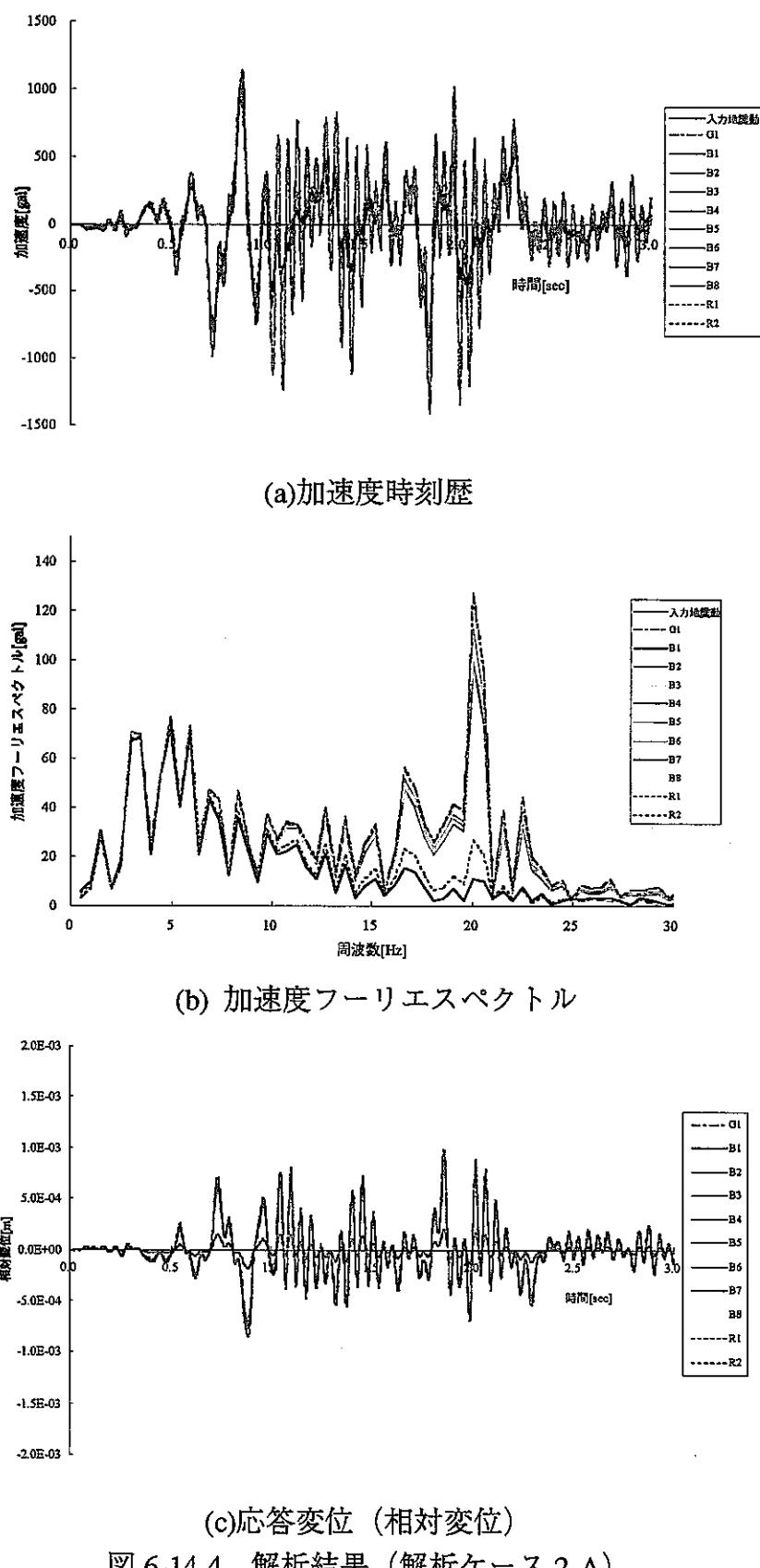


図 6-14-4 解析結果 (解析ケース 2-A)

7.おわりに

防災科研との共同研究により、振動実験、人工バリアを対象とした動的地震応答解析コードの開発、および振動実験を基にした検証解析を行った。また、これらと平行して、サイクル機構では、緩衝材の動的特性の把握を目的に緩衝材の要素試験を行い、さらにその試験結果をもとに解析コードの有効応力解析機能の検証を行った。

上記検討で得られた成果を以下にまとめる。

(1) 振動実験

周波数を可変させて固有振動数を確かめるためのスイープ波加振実験により、本実験での模擬人工バリアの固有振動数に関して、緩衝材乾燥状態では 35～20Hz、緩衝材浸潤状態では 40～30Hz の範囲であることが想定された。また、固有振動数は、加振レベルが大きくなるにしたがって小さくなる非線形性が見られた。

実地震波加振実験では、模擬人工バリアの固有振動数近傍で、模擬人工バリアが若干応答する結果となったが、おおむねオーバーパックおよびベントナイトとも各地震波特有な周期に目立った応答はせず、人工バリアは剛体となって振動挙動した。また、緩衝材における発生圧力もその強度に対して小さな値となつた。

(2) 人工バリア地震応答解析モデル／コードの開発

開発した解析コードでは、緩衝材の動的非線形特性への対応として、実験式に基づく非線形解析（Ramberg-Osgood モデル）および等価線形解析機能を取り入れた。

また、本解析コードでは、緩衝材中の間隙水の影響を無視した全応力解析（1 相系解析）および間隙水の影響を考慮した有効応力解析（2 相系解析）に対応した。有効応力解析（2 相系解析）では、土の骨格と間隙流体の相互作用を表現する多孔質弾性体の波動理論を用いた連成解析、および土骨格に対する地震応答解析と間隙水圧の蓄積・消散を別々に解き、さらに有効応力の変化に伴う応力-ひずみモデルの変化を初期剛性および一軸圧縮強度の変化として取り扱う非連成解析を選択可能とした。

境界条件機能等に関しては、ニアフィールドを解析領域とした検討に資するため、ジョイント要素、粘性境界、多点拘束条件を取り入れた。

(3) 振動実験の全応力検証解析

上記振動実験結果を用いて、開発した解析コードの全応力解析（1相系解析）機能の適用性を検討した。その結果、実験式に基づく非線形解析（Ramberg-Osgood モデル）および等価線形解析機能双方とも、緩衝材の減衰定数を適切に与えれば、実験結果を再現できることが分かった。また、振動実験における緩衝材のひずみレベルは小さく、その力学的非線形特性が顕著にならないことが分かった。

(4) 緩衝材要素試験の有効応力検証解析

緩衝材要素試験結果（高治・谷口、1999）を用い、間隙水圧上昇評価の検証を目的に有効応力（2相系）解析を行った。その結果、繰返し回数：N=1000 回後（試験における最終状態）の試験結果と解析結果では、水圧上昇値に関して約 1 オーダの差異が生じた。この要因としては、解析と試験で初期応力状態が一致していないこと、および本解析コードでは試験結果に認められる除荷時の水圧回復について再現することができないことが考えられる。実測された試験データの信頼性も含めて、有効応力（2相系）解析モデルの適用性については今後とも検討を続けていく必要がある。

(5) ニアフィールドを対象とした場合の解析領域の検討

隣接する人工バリアとの中心までを側方方向の解析領域としその境界条件として多点拘束条件を設け、鉛直方向に関してその境界条件および解析領域をパラメータにした検討を行った。その結果、多点拘束条件および粘性境界の適用性が確認され、さらに鉛直方向の解析領域は人工バリアの上底面から上下方向それぞれ 7.5m 程度以上とすれば対応可能なことが分かった。

今後の課題としては、緩衝材の充填密度を実際で想定している程度とする、有効応力解析の検証を行えるよう緩衝材を完全飽和とする、複数の人工バリアが存在する処分場における解析境界条件の検討を可能な系にさせる、等を考慮した工学規模の振動実験の実施があげられる。

また、ここで開発した解析コードの有効応力解析機能では、主に砂質土を対象とした要素試験により得られたモデルを用いている。しかしながら、緩衝材は粘性土であり、導入したモデルとは違った特性である可能性もある。したがって、緩衝材を対象とした要素試験データの充実およびモデル化も検討課題である。

謝 辞

本資料を作成するに当たり、核燃料サイクル開発機構東海事業所環境保全・研究開発センター 処分研究部 処分バリア性能研究 Gr.杉野弘幸チームリーダー、同 Gr.杉田裕副主任研究員、およびコンピューターソフト開発（株）根山敦史マネージャーには、様々な面で御配慮頂きました。また、検査開発（株）鈴木英明副主任には、編集作業でお世話になりました。

ここに記して感謝致します。

参考文献

阿部博, 草野郁 (1990) : 水平地盤の液状化解析 -履歴型関数モデルを用いた有限要素非線形振動解析法- 東京都土木技研年報

Annaki, M. and Lee, K. L. (1977) : Equivalent Uniform Cycle Concept for Soil Dynamics, Proc. ASCE, Vol103, GT6, pp.549-564

Ansal, A. M., Elazaroughi, A. A., Krizek, R. J. and Bazant, Z. P. (1980) : A Finite Difference Model for Liquefaction Analysis, Proc. of 7th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Vol.3, pp.9-16

Biot, M. A. (1956) : Theory of Propagation of Elastic Waves in Fluid Saturated Porous Solid, J. Acoustic. Soc. Am., 28-2, pp.163-191

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.

土質工学会 (1983) : 土質地震工学, ISBN 4-88644-319-2

土木学会 (1989a) : 地震動・動的特性, 動的解析と耐震設計 (第 1 卷), 技報堂出版株式会社

土木学会 (1989b) : 動的解析の方法, 動的解析と耐震設計 (第 2 卷), 技報堂出版株式会社

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 TN 1410 92-081

Finn, W. D. L., Byrne, P. M. and Martine, G. R. (1976) : Seismic Response and Liquefaction of Sand, Proc. ASCE, GT 8, pp.841-856

Goodman, R. E., Taylor, R. L. and Brekke, T. L. (1968) : A Model for the mechanics of jointed rock, Proc. ASCE 94, SM3

兵動正幸, 内田一徳 (1998) : 粘性土の動的性質 2.粘性土の動的問題の分類, 土と基礎, Vol.46 No.6 pp.53-58

Iai, Sand Finn, W.D.L. (1982) : EDETSA-1 A Program for Endochronic Dynamic Effective and Total Stress Analysis, Soil Dynamics Group, Univ. of British Columbia, Vancouver, B.C.

Ishihara, K., Lysmer, J., Yasuda, S. and Hirano, H. (1976) : Prediction of Liquefaction in Sand Deposits During Earthquakes, JSSMFE, Vol.16, No.1, pp.1-16

石原研而, 東畠郁夫 (1980) : 新潟地盤の動的有効応力解析, 第 15 回土質工学研究発表会, pp.1349-1352

科学技術庁防災科学技術研究所パンフレット

川本眺万, 林正夫 (1978) : 地盤工学における有限要素解析 -地質力学と岩盤力学へのアプローチ-, 培風館

国生剛治, 江刺靖行, 桜井彰雄 (1981) : 砂層の液状化現象についての数値シミュレーション, 電力中央研究報告, 381023

クニミネ工業 (株) パンフレット

(株) 共和電業パンフレット

Lysmer, J. and R.L. Kuhlameyer (1969) : Finite dynamic model for infinite media, ASCE, EM4

Martin, P.P. and Seed, H. B. (1979) : one-Dimensional Dynamic Ground Response Analysis, Proc. ASCE, GT6, pp. 739-758

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.

御子柴正, 小川信行, 箕輪親宏 (1994) : 深層地下空洞及び内部構造物の振動挙動に関する研究, 科学技術庁平成4年度国立原子力機関試験研究成果報告書, 第33集, pp22-1~22-6

御子柴正, 小川信行, 箕輪親宏 (1995) : 深層地下空洞及び内部構造物の振動挙動に関する研究, 科学技術庁平成5年度国立原子力機関試験研究成果報告書, 第34集, pp21-1~21-6

御子柴正, 小川信行, 箕輪親宏 (1996) : 深層地下空洞及び内部構造物の振動挙動に関する研究, 科学技術庁平成6年度国立原子力機関試験研究成果報告書, 第35集, pp19-1~19-6

日本機会学会 (1987) : 機会工学便覧 基礎編・応用編

Oka, F. and Murase, T. (1981) : Liquefaction Analysis of Horizontally Layered Sand Considering A Laterally Cofined Condition, Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Vol.1, pp.151-154

奥村光男, 多田和美, 宇高竹和 (1982a) : 地盤-構造物系の相互作用解析における一手法, 日本建築学会第4回電子計算機利用シンポジウム

奥村光男, 多田和美, 宇高竹和, 大波正行 (1982b) : 地盤-構造物系の相互作用解析における底面粘性境界の有効性について, 日本建築学会第4回電子計算機利用シンポジウム

大崎順彦 (1994) : 新・地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版会

Pyke, R. (1979) : Nonlinear Soil Models for Irregular Cyclic loadings, Proc. ASCE, Vol. 105, GT6, pp715-726

Seed, H. B., Martin, P. P. and Lysmer, J. and Seed, H. B. (1976) : Pore-Water Pressure Changes during Soil Liquefaction, proc. ASCE, GT4. pp323-345

志水伸二, 谷口航 (1995) : 深部地下空洞および内部構造物の振動挙動に関する研究 (1), 動燃技術資料, PNC TN8410 95-099

杉野弘幸, 藤田朝雄, 谷口航, 岩佐健吾, 長谷川宏 (1999) : 緩衝材設計の考え方, サイクル機構技術資料, JNC TN8400 99-096.

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.

高治一彦, 谷口航 (1999) : 緩衝材の動的力学特性, サイクル機構技術資料, JNC TN8400 99-042

谷口航, 岩佐健吾 (1999) : ニアフィールドの熱解析, サイクル機構技術資料, JNC TN8400 99-051.

谷口航, 長谷川宏, 岩佐健吾, 佐藤稔紀 (1999a) : 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.

谷口航, 高治一彦, 杉野弘幸, 森康二 (1999b) : ニアフィールドの耐震安定性評価, サイクル機構技術資料, JNC TN8400 99-055.

The MacNeal-Schwendler Corporation (1985) : MSC/NASTRAN HANDBOOK FOR LINEAR ANALYSIS VERSION 64

山内豊聰, 兵藤正幸, 長山秀昭 (1978) : 飽和砂地盤の液状化を考慮した応答解析, 第 13 回土質工学研究発表会, pp.1049-1052

山内豊聰, 兵藤正幸, 後藤恵之輔 (1979) : 砂地盤の液状化過程における応答解析, 第 14 回土質工学研究発表会, pp.1309-1312

山内豊聰, 兵藤正幸, 橋詰順一郎, 釜瀬敏秀 (1983) : 地震時における飽和砂地盤の等価線形有効応力解析, 第 18 回土質工学研究発表会, pp.603-604

吉田一郎, 殿内啓司, 今野政志 (1985) : 地盤の地震応答解析手法の比較検討, 応用地質年報 No.7 1985

Zienkiewicz, O. C., and Bettess, P. (1982) : Soil and other Saturated Media under Transient, Dynamic Condition ; General Formulation and Validity of Various Simplifying Assumptions, Soil Mechanics, Transient and Cyclic load

Zienkiewicz, O. C., Leung, K. H. and Hinton, E. (1982) : Earthquake Response Behavior of Soil with Drainage, Proc. of 4th Int. Conf. on Numerical Method in Geomechanics, Edmonson, Vol.3, pp.983-1002

Zienkiewicz, O. C., Chamg, C. T., Hinton, E. and Leung, K. H. (1980) : Effective Stress Dynamic Modeling for Soil Structure including Drainage and Liquefaction, Proc. of Int. Symp. on Soils under Cyclic and Trangent Loadings, Swansee, Vol.2, pp.551-554