

地盤物性の非定常変動を考慮した地震応答の逆解析手法とその妥当性の検証

Validity of a Non-Stationary Inverse Analysis for Soil Properties Using Strong-Motion Records

吉田 勝*・神山 眞**

Masaru YOSHIDA and Makoto KAMIYAMA

*学生会員 東北工業大学大学院生 土木工学専攻 (〒982-0831 宮城県仙台市太白区香澄町 35 番地 1 号)

**正会員 工博 東北工業大学 工学部土木工学科 (〒982-0831 宮城県仙台市太白区香澄町 35 番地 1 号)

An inverse method for estimating the non-stationary variations of soil rigidity and damping from observed array records is presented. The method uses basically the "Complex envelope method" for the time histories of stress and strain obtained from observed motion records. In this paper, the validity of the method is first confirmed based on both theoretical and numerical analyses. The method is further applied to the array strong-motion records that were observed at three sites during the 1995 Hyogoken Nanbu Earthquake showing different features of non-linear responses. It is finally concluded that the present method is quite effective in inversely estimating the non-stationary variations of soil rigidity and damping in comparison to the results due to the PS logging profiles.

Key Words : shear rigidity, damping ratio, complex envelope, hyogoken nanbu, stress, strain

1. はじめに

兵庫県南部地震から 5 年が経過し、その間にトルコ、ギリシャ、台湾などで大きな地震が起き、大災害をもたらしている。それらの地震ではサイト特性の違いが良く表れた貴重な地震記録が得られている。それらの地震記録の中で、筆者らが注目しているのは兵庫県南部地震の際、ポートアイランド観測地点で得られた強い非線形挙動（特に液状化）の含まれる鉛直アレー強震記録である。この記録は今までの地震応答解析に対し問題を提起していると考えられる。これまで応答解析手法の多くは地盤物性を定常とする解析がなされてきた。しかし、非線形挙動を含む記録を取り扱う上で地盤物性を定常で考えるのは無理がある。そこで、非定常変動する地盤物性（せん断剛性率や減衰比など）を求めることが必要となる。

実測された強震記録を用いて地盤物性を逆解析する手法としては周波数領域での周波数応答関数を利用した方法¹⁾など多くの試みがなされている。一方、地盤物性の非定常変動を解析するには時間領域での手法が有効であるが、この手法としては相互相関解析の他に強震記録から応力とひずみを算定して、この応力-ひずみ関係を通してせん断剛性率、減衰比を求める手法が考えられる。事実、これまでの地盤剛性の非定常逆解析ではこの手法が多く用いられてきた^{2), 3)}。この手法では応力-ひずみ関係をオービットで整理して、そのオービットから図的に割線剛性率と減衰比を求めることが普通である。しかし、この方法では算定値が定量的厳密性に欠けると同時に、オービットが複雑な変動を示す場合、経時的変動

が細かい時間間隔で追従できないという問題がある。

そこで筆者らは動的な地盤物性の逆解析手法としてコンプレックスエンベロップを用いることで非定常変動するせん断剛性率と減衰比を応力とひずみから求めることができることに注目し解析を進めてきた^{4), 5)}。

本論文は上記の解析における手法の妥当性を述べるとともに、その後の補足的な解析結果を紹介したものである。特に、妥当性の検証では解析的証明に加え、応力-ひずみの模擬時刻歴に対する数値的証明を試みた。また、ポートアイランドの解析結果の時刻変動を詳細に示すとともに、この記録との比較の意味から他観測地点の解析結果を提示する。

2. 逆解析手法の妥当性

本章では、用いた解析手法の妥当性をみるために、解析手法に関して述べるとともに、理論的妥当性を式の上から証明する。さらに模擬的に応力とひずみを与え、この模擬記録に対しコンプレックスエンベロップ手法を用いてせん断剛性率と減衰比の数値的な逆解析を行って妥当性を検証する。

2.1 コンプレックスエンベロップによる逆解析手法⁴⁾

ここでは、応力-ひずみ関係を通してせん断剛性と減衰比の両者の非定常変動が定量的に算定可能な方法を示す。

いま、地盤震動はせん断波（S波）の鉛直伝播により

生ずると仮定する。このとき、運動方程式は次のようになる。

$$\rho(z) \frac{\partial^2 u(t, z)}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau(t, z)}{\partial z} \quad (1)$$

ここに、 $\rho(z)$ は密度、 $u(t, z)$ は変位、 $\tau(t, z)$ はせん断応力、 t は時間、 z は鉛直下方を正とする座標を示す。ここで、地盤は非粘性履歴減衰⁶⁾を有すると仮定する。このとき、式(1)のせん断応力の時刻歴を後述のコンプレックスエンベロップのような複素時刻歴に変換すれば、そのような複素時刻歴のせん断応力は同様に複素時刻歴で与えられるせん断ひずみと次のように複素数を介して結ばれる。

$$\tau(t, z) = G(t, z) \{1 + i2h(t, z)\} \gamma(t, z) \quad (2)$$

ここに、 $\gamma(t, z)$ は複素せん断ひずみ、 $G(t, z)$ はせん断剛性率、 $h(t, z)$ は減衰比を示す。

式(2)は非粘性履歴減衰を有する地盤における調和振動型のせん断応力とせん断ひずみに成立する関係を任意時間関数のせん断応力とせん断ひずみに拡張したものであるが、この前提にはせん断応力とせん断ひずみの任意の時刻関数は式(2)が成立するに十分な複素時刻関数に変換されて与えられるものとしている。

せん断ひずみ $\gamma(t, z)$ は変位 $u(t, z)$ と次の関係で結ばれている。

$$\gamma(t, z) = \frac{\partial u(t, z)}{\partial z} \quad (3)$$

せん断剛性率、減衰比などの物性の空間的变化は変位のそれに比し小さいと仮定すると、式(1)は次のようにも書ける。

$$\rho(z) \frac{\partial^2 u(t, z)}{\partial t^2} = G(t, z) \{1 + i2h(t, z)\} \frac{\partial^2 u(t, z)}{\partial z^2} \quad (4)$$

以上から、せん断剛性率 $G(t, z)$ および減衰比 $h(t, z)$ を算定するのに式(2)の応力—ひずみ関係を用いる場合と式

(4)の運動方程式を用いる場合とが考えられる。筆者らは式(4)を用いる場合についての解析を既に報告しているが⁷⁾、式(2)の応力—ひずみ関係を利用する方法は室内要素試験で得られるデータを直接利用できる利点がある。そこで、本報告では既報告とは別に式(2)の応力—ひずみ関係を用いてせん断剛性率と減衰比の非

定常を考慮した算定方法について述べる。

いま、地盤構造の変化に対応して十分密な間隔で地震計が配置された鉛直アレー観測により幾つかの深さで同時に加速度記録が得られているとすると任意の深さの加速度はLagrange法など適当な内挿法により補間できる。このような補間法により任意の加速度を利用することにより、式(1)を z に関し積分した深さ z のせん断応力は次のように得られる。

$$\tau(t, z) = \int_0^z \rho(z) \frac{\partial^2 u(t, z)}{\partial t^2} dz \quad (5)$$

一方、せん断ひずみについては実測で得られている加速度記録から何らかの数値積分により変位記録を求め、かつ式(3)の空間微分を差分で近似して数値的に算定することができる。

次に、以上のように用意されるせん断応力、せん断ひずみのデータを用いて式(2)によりせん断剛性率 $G(t, z)$ および減衰比 $h(t, z)$ を非定常に評価する方法について述べる。

式(2)をみても明らかなように、非粘性履歴減衰の構成則ではせん断応力とせん断ひずみはせん断剛性率 $G(t, z)$ および減衰比 $h(t, z)$ を通して複素数表示として与えられる。従って、何らかのテクニックを勞しないかぎり $G(t, z)$ および $h(t, z)$ は求めることができない。そこで、そのテクニックとしてここではせん断応力、せん断ひずみも複素数表示することを考える。その場合、せん断応力、せん断ひずみが時刻履歴として与えられることを考えると、最も妥当な複素数表示はコンプレックスエンベロップ⁸⁾を用いることである。

コンプレックスエンベロップは原時刻歴を実部、そのヒルベルト変換を虚部とする複素数時刻歴である。この概念は地震記録の包絡線を求めるときによく用いられる。これから理解できるように、式(2)のせん断応力、せん断ひずみにそれらのコンプレックスエンベロップを代入することはせん断応力とせん断ひずみの包絡線時刻歴の比としてせん断剛性率 $G(t, z)$ を評価して、かつそれらの位相差から減衰比 $h(t, z)$ を算定することに相当する。いま、せん断応力 $\tau(t, z)$ 、せん断ひずみ $\gamma(t, z)$ のコンプレックスエンベロップをそれぞれ $T(t, z)$ 、 $\Gamma(t, z)$ と記すと、それらは次のように表される。

$$T(t, z) = \tau(t, z) + iH[\tau(t, z)] \quad (6)$$

$$\Gamma(t, z) = \gamma(t, z) + iH[\gamma(t, z)] \quad (7)$$

ここに、 i は虚数単位、 $H[\]$ はヒルベルト変換。

式(6)、(7)を式(2)の $\tau(t, z)$ 、 $\gamma(t, z)$ の代わりに代入すると、せん断剛性率 $G(t, z)$ 、減衰比 $h(t, z)$ は各々次のよ

うに求められる。

$$h(t, z) = \frac{1}{2} \tan\{\varphi(t, z) - \psi(t, z)\} \quad (8)$$

$$G(t, z) = \frac{1}{\sqrt{1 + (2h(t, z))^2}} \frac{|T(t, z)|}{|\Gamma(t, z)|} \quad (9)$$

ここに、

$$T(t, z) = |T(t, z)| \exp\{i\varphi(t, z)\} \quad (10)$$

$$\Gamma(t, z) = |\Gamma(t, z)| \exp\{i\psi(t, z)\} \quad (11)$$

なお、式 (8)、式 (9) の具体的な適用はアレー観測の実加速度記録からせん断応力、せん断ひずみの時刻歴を求め、それらをヒルベルト変換した後に、コンプレックスエンベロップを構成して行われる。

2.2 コンプレックスエンベロップを用いた地盤物性の非定常変動解析の理論的妥当性

本節では調和振動するせん断応力、せん断ひずみを対象にコンプレックスエンベロップ法を適用して、その妥当性を理論的に証明する。なお、文献4) で与えた証明に、記述に誤りがあったので本文で修正する。

いま、振幅 σ_a 、円振動数 ω_0 を有する調和振動のせん断応力 τ を地盤要素に加えたとする。すなわち、

$$\tau(t) = \sigma_a \cos(\omega_0 t) \quad (12)$$

このとき、地盤要素が剛性率 G_0 、減衰比 h_0 を有するとき、ひずみ γ は次のように振動することが知られている⁵⁾。

$$\gamma(t) = \frac{\sigma_a}{G_0 \sqrt{1 + 4h_0^2}} \cos\{\omega_0 t - \tan^{-1}(2h_0)\} \quad (13)$$

ここで、応力、ひずみが式 (12)、式 (13) のように与えられたとき前節の方法でせん断剛性と減衰比を求めてみる。フーリエ変換の知識から余弦関数のヒルベルト変換は正弦関数となるので、式 (12)、式 (13) のコンプレックスエンベロップ $T(t)$ 、 $\Gamma(t)$ はおのおの次のようになる。

$$T(t) = \sigma_a \cos(\omega_0 t) + i\sigma_a \sin(\omega_0 t) \quad (14)$$

$$\begin{aligned} \Gamma(t) = & \frac{\sigma_a}{G_0 \sqrt{1 + 4h_0^2}} \cos\{\omega_0 t - \tan^{-1}(2h_0)\} \\ & + i \frac{\sigma_a}{G_0 \sqrt{1 + 4h_0^2}} \sin\{\omega_0 t - \tan^{-1}(2h_0)\} \end{aligned} \quad (15)$$

故に、式 (8)、(9) に従い、このときの減衰比 $h(t)$ 、剛性率 $G(t)$ は次のように算定される。

$$\begin{aligned} h(t) = & \frac{1}{2} \tan[\omega_0 t - \{\omega_0 t - \tan^{-1}(2h_0)\}] \\ = & h_0 \end{aligned} \quad (16)$$

$$\begin{aligned} G(t, z) = & \frac{1}{\sqrt{1 + (2h(t, z))^2}} \frac{\sigma_a}{\frac{\sigma_a}{G_0 \sqrt{1 + 4h_0^2}}} \\ = & \frac{G_0 \sqrt{1 + 4h_0^2}}{\sqrt{1 + 4h_0^2}} \\ = & G_0 \end{aligned} \quad (17)$$

以上から、コンプレックスエンベロップ法は地盤要素の有するもとの剛性率、減衰比を完全に評価できることがわかる。

2.3 数値シミュレーションによる検証

ここでは、いま前節の理論的証明を補足するため、既知の剛性率と減衰比を有する応力、ひずみの時刻歴を与え、これをコンプレックスエンベロップ法で解析して、元の剛性率と減衰比が再現的に求まることを数値的に検証する。いま、5種類の応力とひずみを数値的に与え、本手法に適応し、剛性率 G 、減衰比 h を数値的に逆解析してみる。

付与した応力、ひずみの σ_a 、 G_0 、 h_0 、周期、サンプリングタイムのそれぞれの設定値は表-1 にまとめてある。この値を用いて式 (12) (13) により応力とひずみの時刻歴を与えた。このような応力とひずみの時刻歴に対し本手法を用いてせん断剛性率と減衰比の算定をした。

表-1 応力-ひずみに用いた諸条件値

No.	割線剛性率 (kpa)	減衰比
1	52020	0.2
2	52020	0.4
3	52020	0.6
4	70000	0.2
5	90000	0.2
σ_a 振幅 (kpa)		50
T 周期 (秒)		1
サンプリングタイム		0.01 sec

図-1 には与えた応力とひずみのオービットを示す。また図-2 には、No.1 のケースにつき、応力、ひずみの時刻歴を代表例として示してある。ここに、時刻歴は60秒としてある。

図-3、図-4 には本手法により求めたせん断剛性率と減衰比の時間変動を示す。これらを見ると、付与した値通りの剛性率と減衰比の値が求まっている。特に、剛性率 G_0 を同一で付与した No.1, No.2, No.3 は全く同一の値で逆解析されており、同様に、同一の減衰比を与えた No.1, No.4, No.5 のケースでも同一の減衰比が復元されて逆解析されていることがわかる。さらに、ここでの応力、ひずみは定常的な剛性率、減衰比を仮定して与えているが、これに対応して逆解析結果も解析区間の最初と最後を除き、時間変動のない定常な結果を逆解析している。なお、解析区間の最初と最後の変動はコンプレックスエンベロップ算定における数値誤差によるものである。

これにより解析区間の最初と最後を除けば本手法が有効であることがわかる。

3. アレー強震記録への適用

前章では用いる手法の妥当性を式とシミュレーションを用いて検証した。これを受けて、本章ではこの手法を兵庫県南部の際に得られた鉛直アレー強震記録に適用した結果について述べる。同地震では周辺に展開されたいくつかの鉛直アレー観測システムではほぼ完全な記録が得られている⁹⁾。ここで適用した観測点是非線形挙動の著しいポートアイランド及びこの観測点と震源の向きに直角なる2つの観測点（高砂地点、海南港地点）である。紙数の関係からこれらの観測点のEW成分の解析結果を示す。以下では、各観測点のサイト概要、スペクトルによる増幅特性を示した上で、記録から求められた剛性、減衰比の逆解析結果について述べる。

3.1 適用例のサイト概要

ここでは3つの地点の概要を示す⁹⁾。図-5 は本震の震央位置と3つの地点の位置を地図上にプロットしたものである。また関連の値を表-2 に示す。

高砂地点、海南港地点はそれぞれ1987年、1989年から、関西電力により、またポートアイランド地点は1991年から神戸市により、地震計が設置され観測運営されている。

高砂地点、海南港地点は、深さ0m、25m、100mに3成分の加速度計が設置される鉛直アレーを構成している。ポートアイランド観測地点は、深さ0m、16m、32m、83mに3成分の加速度計が設置される鉛直アレー

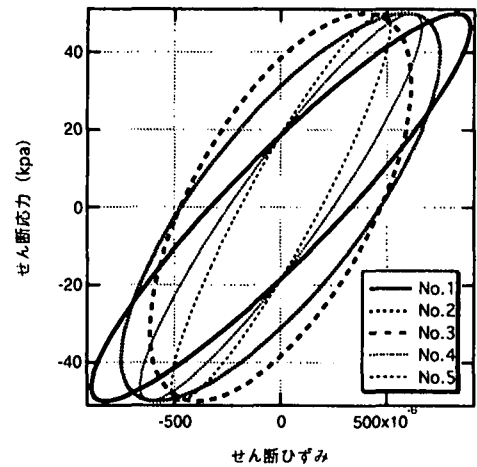


図-1 応力—ひずみのオービット図

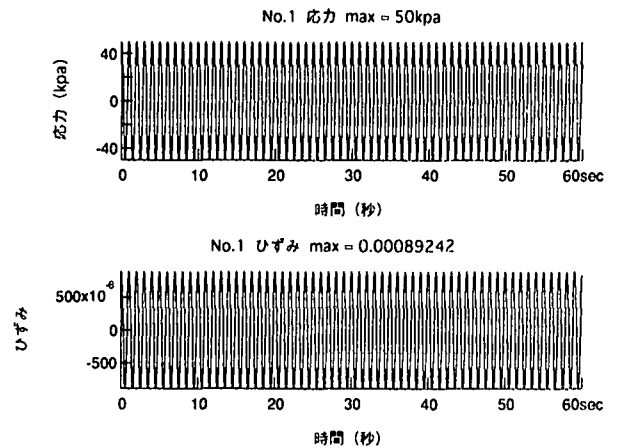


図-2 No.1 の応力-ひずみの時刻歴

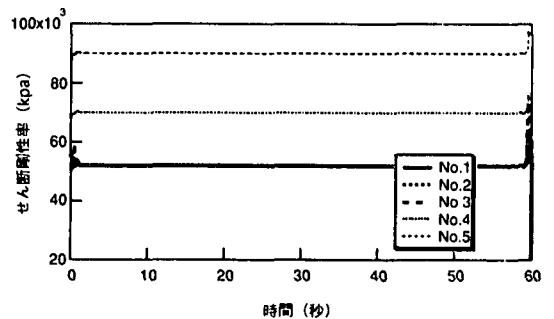


図-3 せん断剛性率の算定結果

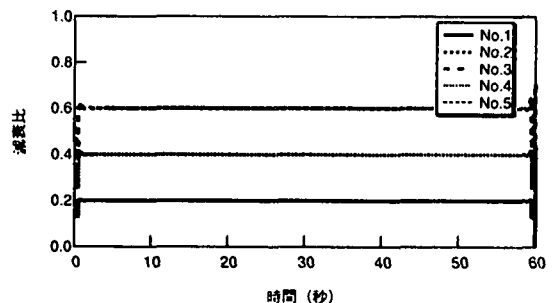


図-4 減衰比の算定結果

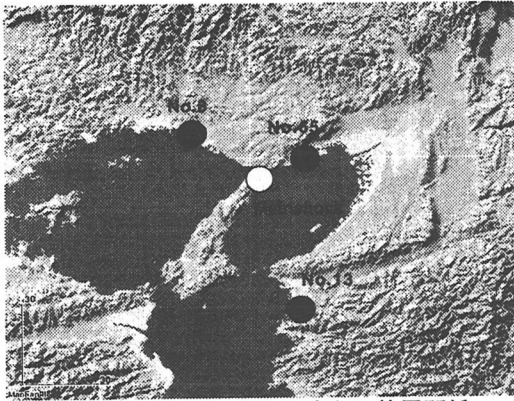


図5 震源位置と観測地点との位置関係

表-2 震源位置と観測地点の詳細値

NO.	観測地点名	観測地点の位置		震央距離 (km)
		緯度	経度	
8	高砂地点	34.753	134.783	29.1
13	海南港地点	34.150	135.192	51.4
65	ポートアイランド	34.670	135.208	17.8
兵庫県南部地震 (本震)		34.595	135.037	深さ17.9km

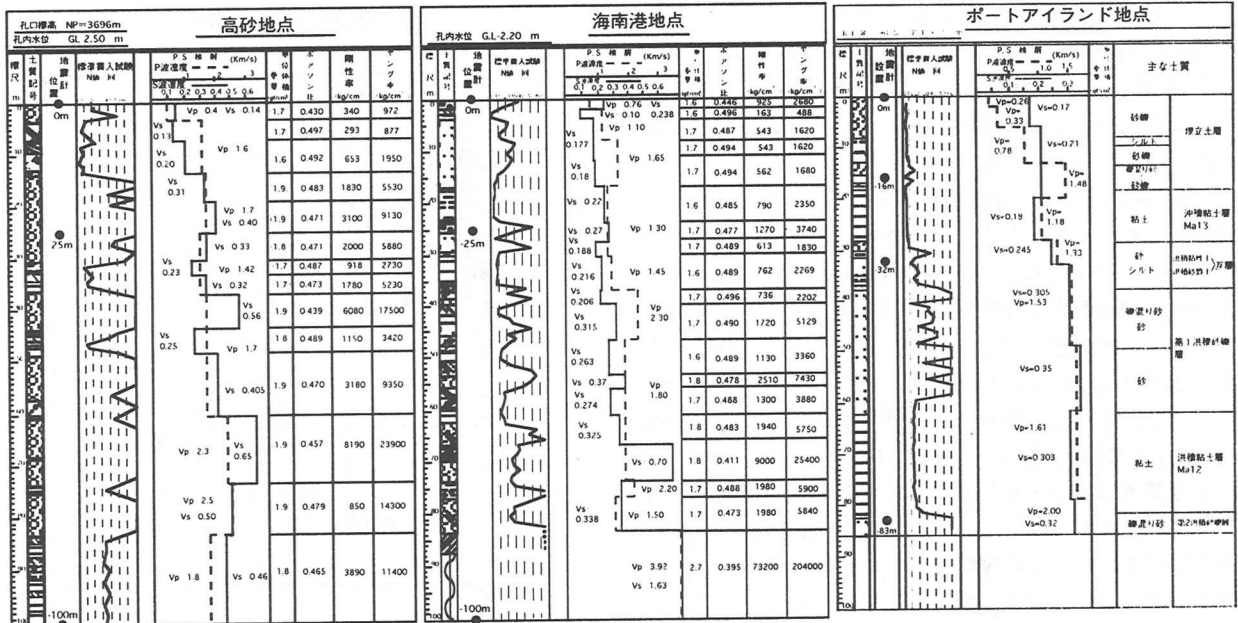


図6 解析対象とした地点の柱状図と地震計位置 (左から高砂地点, 海南港地点, ポートアイランド地点)

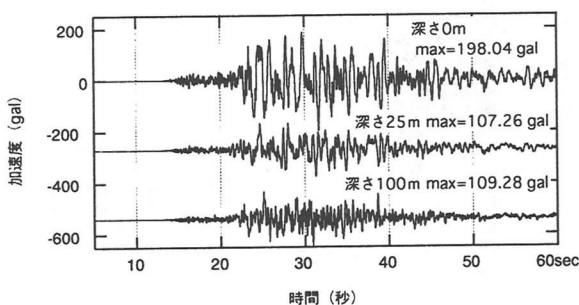


図-7 高砂地点で得られた加速度記録

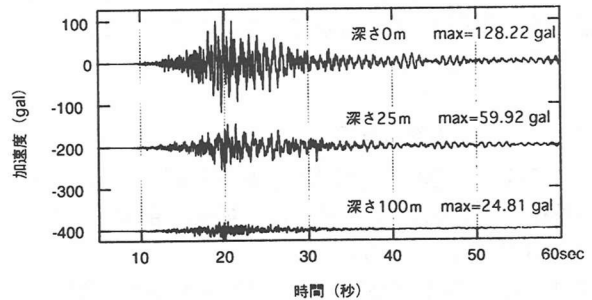


図-8 海南港地点で得られた加速度記録

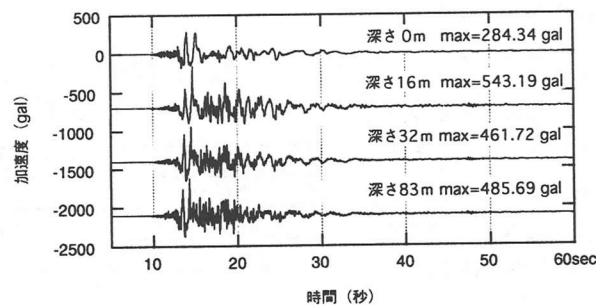


図-9 ポートアイランドで得られた加速度記録

を構成している。それぞれの地盤柱状図と地震計設置位置を図-6 に示す。

図-7～図-9 は、3つの地点で得られた EW 成分加速度記録を深さごとに並べて示したものである。通常の波動論から、最大値の変動は、海南港地点のように浅い層に向かい増大するのが普通であるが、明らかに、ポートアイランド地点の表層付近部で最大値が小さくなっている。これには非線形応答に関係した何らかの影響が含まれていると考えられる。そこで、増幅スペクトル特性（スペクトル比）を解析して、各観測点における非線形応答について考察する。

3.2 各サイトのスペクトル比の算定

図-10～図-12 は、図-7～図-9 のそれぞれの深さごとの観測記録の主要動 20.48 秒におけるフーリエスペクトルを求め、最深のスペクトルで除することにより求めたスペクトル比である。

これらのスペクトル比は最深の地点に対する近似的な増幅スペクトルと考えることができるが、明らかにポートアイランド地点のスペクトル比は他の高砂地点、海南港地点と様相が異なっている。ポートアイランド地点では全体に増幅度が小さく、周期 1 秒以下の短周期で深さ 0m の増幅度が 1.0 以下となっている。一方、海南港地点では深さ 0m、25m のスペクトル比とも同様な増幅スペクトルの形状を示すとともに、増幅度も全般に深さ 25 m より深さ 0m の方が大きく、増幅度も解析された周期帯域でほぼ 1.0 以上となっている。これに対して、高砂地点では深さ 0m での増幅は全般に短周期で小さく、周期 0.2 程度以下では増幅度が 1.0 以下となっているが、卓越周期（約 1.8 秒など）付近では大きな増幅度を示す。以上のように、3 観測点の増幅特性は異なっており、非線形応答は海南港、高砂地点で小さいのに対して、ポートアイランド地点で大きいと推定される。

3.3 G、h の逆解析結果

ここでは、上述の3地点に対し本手法を用いてG、hを逆解析した結果について述べる。算定に用いた周期条件を表-3 にまとめて示す。

図-13～図-15 に地震計設置深さの中間深さで算定したせん断剛性率を、図-16～図-18 に減衰比の時間変動を示す。それぞれS波到達時刻からプロットしている。図-13、図-16 は高砂地点で算定したせん断剛性率と減衰比の結果であり、図-14、図-17 は海南港地点でのせん断剛性率と減衰比、図-15、図-18 はポートアイランド地点でのせん断剛性率と減衰比をそれぞれ示したものである。図-15 の深さ 8mに見られるような急激な剛性の低下は図-13、図-14 からはみることができず海南港、高砂の両地点では、比較的定常な変動がみられる。

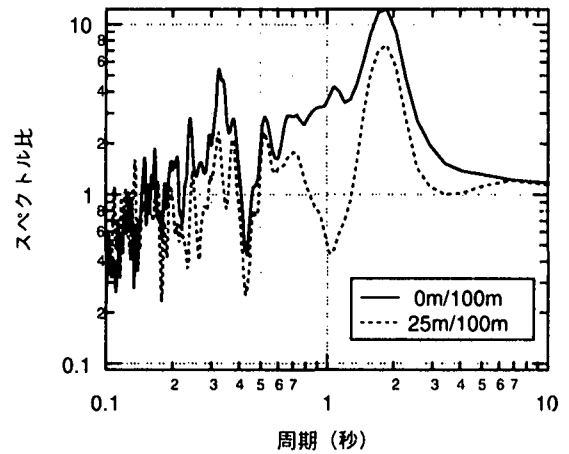


図-10 高砂地点での増幅スペクトル

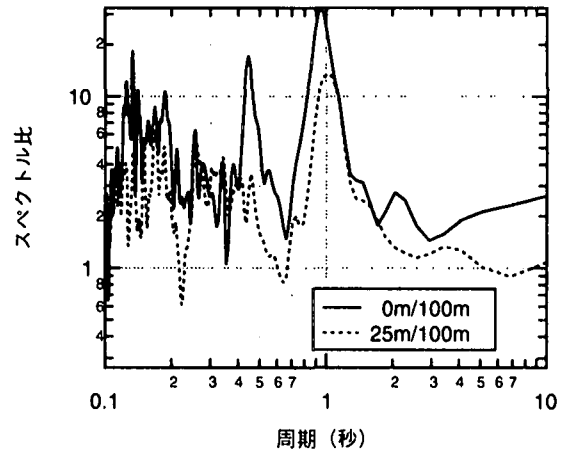


図-11 海南港地点での増幅スペクトル

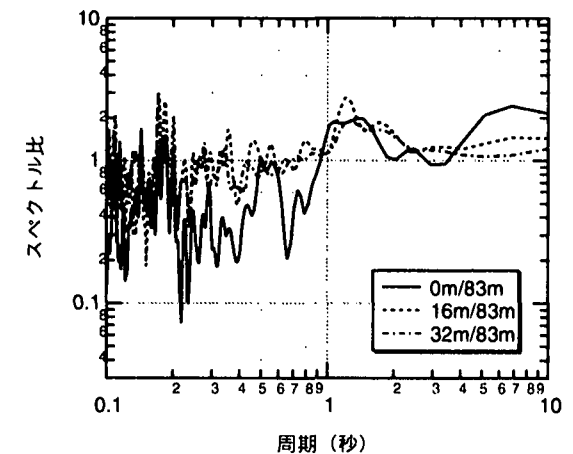


図-12 ポートアイランド地点の増幅スペクトル

表-3 エイリアジングを考慮したバンドパスフィルターの周期

観測地点名	下限の周期 (秒)	上限の周期 (秒)
高砂地点	0.5	10
海南港地点	0.5	10
ポートアイランド	0.67	10

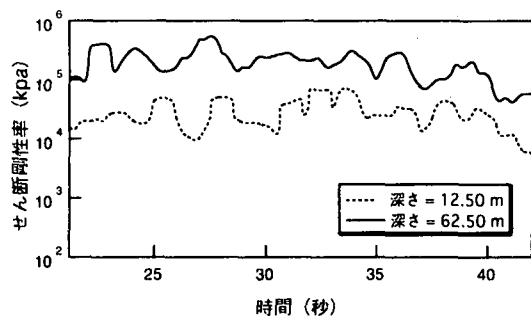


図-13 高砂地点でのせん断剛性率

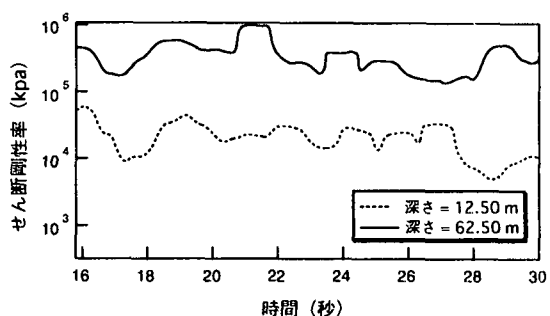


図-14 海南港地点でのせん断剛性率

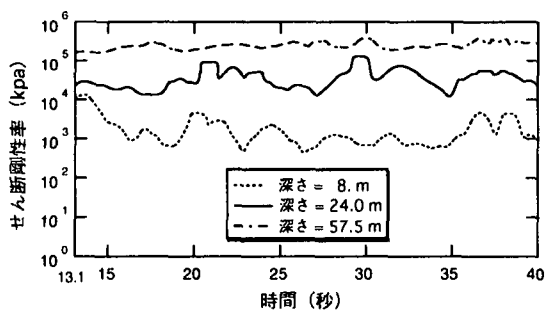


図-15 ポートアイランド地点でのせん断剛性率

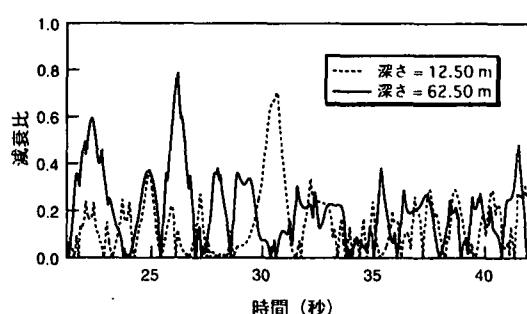


図-16 高砂地点での減衰比

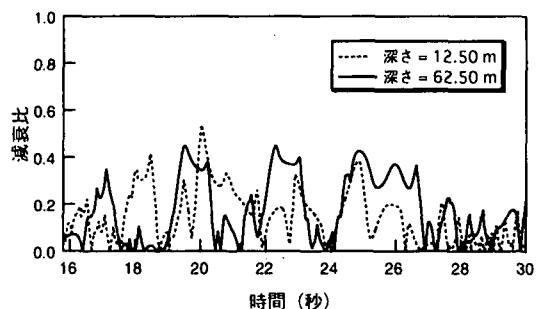


図-17 海南港地点での減衰比

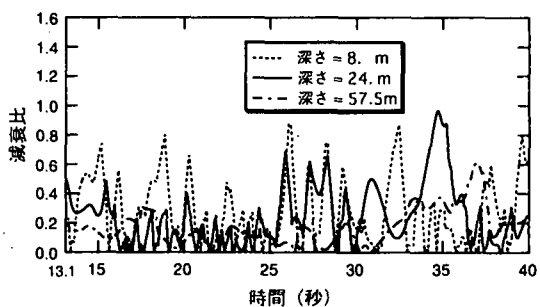


図-18 ポートアイランド地点での減衰比

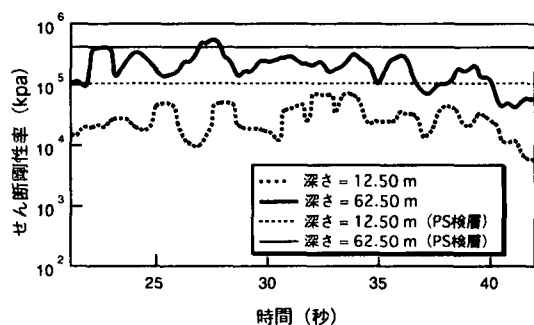


図-19 高砂地点でのせん断剛性率の比較

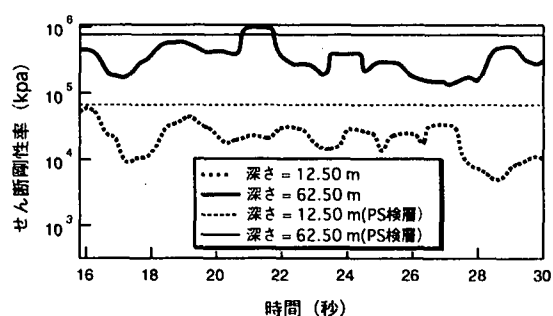


図-20 海南港地点のせん断剛性率の比較

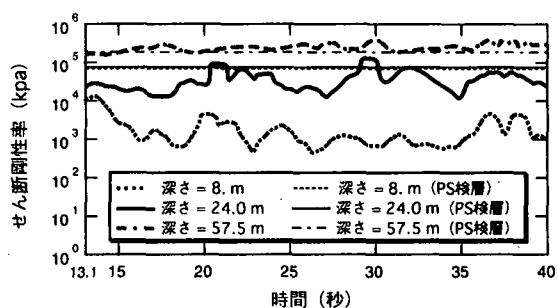


図-21 ポートアイランド地点でのせん断剛性率の比較

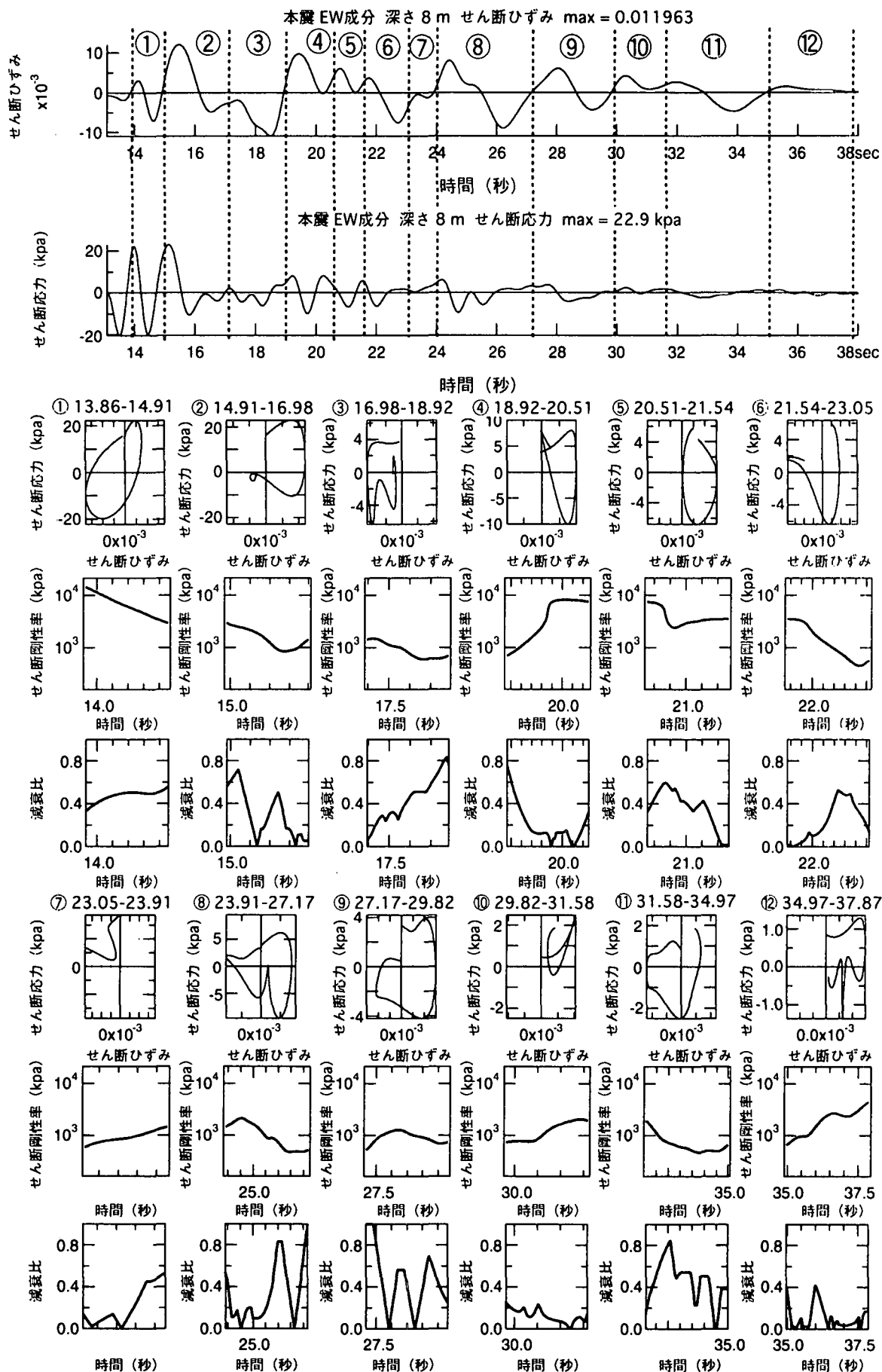


図-22 ひずみを1サイクルごとに取った時の剛性、減衰比の変動の対応図

一方、減衰の性状を示す図-16、図-17、図-18 を比較するとポートアイランド地点での変動が著しく、高砂地点、海南港地点では比較的安定した値を示す。

3.4 逆解析結果と PS 検層による地盤物性との比較

先に逆解析した3観測地点の剛性率の変動は強震時の特性を表したものと考えられる。これは微小ひずみを有する弱震時の剛性と異なると推定されるが、その違いを検討するため PS 検層によって求められている S 波速度から剛性率を算定し、その値と本手法の剛性率を比較してみた。ここに、本手法の剛性率は地震計の中間深さで算定されており、近似的には地震計間の層における平均値と考えられる。そこで、PS 検層からの剛性率を地震計間で平均して、その値を微小ひずみ時の剛性率として用いることにした。

コンプレックスエンベロップを用いた本手法による剛性率の時間変動と PS 検層による剛性率を各観測地点について比較して示したのが図-19～図-21 である。ここに、PS 検層による剛性率は時間変動のない一定値としてプロットしてある。これらの比較から以下のことが指摘できる。

まず、強震時の大ひずみの条件下で算定されている本手法による剛性率は微小ひずみの条件の PS 検層による剛性率より小さく、各観測点とも両者にかかなりの差があることである。第2点として、両者の剛性率の差は各観測点とも深さによって変化することである。各観測点とも深いほど両者の剛性率の差は小さく、最深の深さでは両者の剛性率は比較的良好に合っている。これは深いほど非線形応答が小さいことに対応していると考えられ、一般の地震応答の特性と矛盾しない。一方、最浅の深さでは各観測点とも強震時における本手法の剛性率は PS 検層のそれより大幅に小さくなっている。この違いは、非線形応答の著しいポートアイランド地点で最も大きくなっている。これから、海南港、高砂の両点でもポートアイランド地点ほどではないにしても、浅い層では一定の剛性率低下が強震時に表れていると推定される。

以上から、ここでの本手法による剛性率の算定は PS 検層による剛性率とそれ程矛盾しないこと、本手法の剛性率の非定常変動は強震時の応答における物性変動を的確にとらえていることが指摘できる。

4. ポートアイランドでの G 、 h の非定常変動と応力—ひずみのオービットとの関係

上述のように、ポートアイランド地点の表層の剛性率 G 、減衰比 h は非線形応答を反映した複雑な非定常変動を示すが、応力—ひずみ関係の複雑性と G 、 h の非定常変動の関係は解析対象の全時間について文献3) に与え

られている。文献4) では応力—ひずみのサイクルごとの G 、 h の変動が表示されていないので、本稿ではその詳細を示すため応力—ひずみの近似的な1サイクルごとのオービットとその時間における G 、 h の変動の解析結果を例示する。これをポートアイランド地点 EW 成分の深さ 8m で算定された結果について示したのが図-22 である。

図-22 をみると応力—ひずみオービットはサイクルごとに極めて複雑な変動を有することがわかる。このような複雑な変動に対しては従来の図的手法では G 、 h の算定は不可能なのは明らかである。これに対して、本手法では応力—ひずみの1サイクルにみられる非定常な変動を追従して G 、 h を定量的に算定していることが図-22 から指摘できる。

5. まとめ

本論文では兵庫県南部地震による強震動アレー観測システムの記録を用いてコンプレックスエンベロップ手法の妥当性を検証した。まとめると以下のようなものである。

- 1) シミュレーションを用いることで応力とひずみを模擬的に作成し、本手法に適応した。その結果、本手法は剛性率、減衰比を的確に算定していることがわかった。
- 2) 兵庫県南部地震で鉛直アレー記録を得た3つの観測地点に本手法を適用した結果、3観測点での非線形応答の差異を反映してかなり異なった剛性率と減衰比の非定常変動が逆解析された。この逆解析結果では非線形応答の著しいポートアイランド観測点の表層で時間的に急激な剛性率低下がみられたが、他の観測点でも剛性率、減衰比の非定常な変動が得られた。このことは、普通の沖積平野の地点においては強震時において剛性率、減衰比が定常ではなく、時間的にかなり変動することを示すものと考えられる。
- 3) PS 検層からの剛性率と本手法での剛性率との比較をした結果、ポートアイランド地点の表層部での剛性率の比較から兵庫県南部地震の大きいひずみを伴う強震時には微小ひずみでの剛性率より著しく低下することが示された。また、本手法による剛性率の算定は PS 検層による剛性率とそれ程矛盾しないこと、本手法の剛性率の非定常変動は強震時の応答における物性変動を的確にとらえていることがわかった。
- 4) 応力、ひずみの1サイクルごとの剛性率と減衰比の変動を考察した結果、応力—ひずみ曲線より図的に求めていたこれまでの方法と比較して、剛性率、減衰比は本手法を用いることで図的には求めることが難しいせん断剛性率、減衰比の変動を的確に求めることができることがわかった。

以上のことから本手法は応力、ひずみの時刻歴からせん断剛性率、減衰比の非定常変動を的確に算定できるこ

とが結論づけられる。

なお、今後の課題として空間的なエイリアジング誤差を避けるため、より密に地震計が設置される鉛直アレー観測システムの充実が望まれる。

謝辞：当初、本研究では関西地震観測協議会（代表：土岐憲三京都大学教授）より提供されたポートアイランドの強震動記録を使用させていただきました。

本研究は科学研究費補助金：基盤研究（A）（1）（研究代表者：柳澤栄司東北大学教授）の援助により行われたものであることを付記する。

ご便宜いただきました関係各位にお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 沢田勉, 辻原治, 平尾潔, 山本英史：地盤のS波速度とQ値の同定問題におけるS L P法の改良とその適応, 土木学会論文集, NO.446, pp.205-213, 1992
- 2) Elgamal, A. W., Zeghal, M. and Parra, E.: Identification and modeling of earthquake ground response, In: K. Ishihara(ed), Earthquake Geotechnical Engineering, Vol.3, 1368-1406, 19953)

- 3) 風間基樹, 柳澤栄司, 稲富降昌, 菅野高弘, 稲垣紘史：アレー観測記録から推定した神戸ポートアイランドの地盤の応力-ひずみ関係, 土木学会論文集, NO.547, 171-182, 1996
- 4) 神山真, 吉田勝：鉛直アレー強震記録による地盤剛性ならびにダンピングの非定常変動の解析, 土木学会論文集, NO.647, pp.379-394, 2000
- 5) 吉田勝, 神山真, 松川忠司：強震記録からみた地盤の剛性およびダンピングの非定常変動, 第25回地震工学研究発表講演論文集, pp.289-292, 1999
- 6) Ishihara, K.: Soil behavior in earthquake geotechnics, Oxford University Press, 16-39, 1996
- 7) Kamiyama, M., et al.: Non-stationary variation of soil rigidity observed during the 1995 Hyogoken Nanbu Earthquake, Proc. of the 10th Japanese Earthquake Eng. Symposium, pp.1193-1198, 1998
- 8) Fanbach, J. S.: The complex envelope in seismic signal analysis, Bull. Seism. Soc. Am., Vol.65, No.4, 951-962, 1975
- 9) 震災予防協会：強震動アレー観測 No.3, 1998

(2000年4月21日受付)