

# 不整形性・非線形性を考慮した 沖積地盤の地震応答性状

竹宮宏和\*・石山 基\*\*

本論文は、不整形な基盤上の軟弱沖積地盤の非線形地震応答性状を、増幅効果と周期成分の変化に注目して、面内と面外震動において調べたものである。解析には、土の非線形特性に修正 Ramberg-Osgood 型を導入した FEM を用い、非線形直接積分法と等価線形化振動数応答法をとっている。1 次元解析も 2 次元解析との比較のため行っている。

**Key Words** : *irregular base boundary, in-plane motion, out-of-plane motion, non-linear soil, amplification, finite element method*

## 1. まえがき

最近のように長大土木構造物が軟弱な沖積層地盤に建設される状況においては、その耐震解析段階での地震入力動の評価に建設地の震動特性を考慮する必要がある、地盤の解析領域を広域的に捉えることが重要視されるようになってきている。そのため地盤の不整形性を考慮して、しかも土の非線形動特性の効果をも含んだ応答評価法が強調される。

地震工学では、表層地盤震動を記述する場合、まず基盤面を仮定し、同基盤面において入力（あるいは入射）すべき地震波形を規定する。そして表層地盤内の波動伝播現象を与えられた物性・力学特性に基づいて解析する。これに関して従来の研究をみると、土質力学の見地から、近傍地盤に着目して土の応力～ひずみ関係の動的性質を重視するものと、地震学の見地から、広域地盤を対象として不整形基盤による散乱現象を解明することを主な目的とするものに大別される。前者では、地盤を構成する土の特性が問題になる。強震時の土の挙動は、応力～ひずみ関係において非線形性を示すことは周知のことで、通常、局所的な表層地盤の解析として、土柱を対象とした実験データに基づく 1 次元重複反射理論による等価線形解析<sup>1)</sup>、また水平基盤上の成層表層地盤仮定下での 2 次元等価線形解析<sup>2)</sup>が多くなされてきている。しかし、このような地盤構成の下では、不整形な基盤の表層地盤への影響を説明することができず、また地盤のひずみが大きくなると応答性状によっては等価線形手法における適用限界もあるなど、現実には起こり得る地震応答の予測にはかなりの問題点を含むことになる<sup>3), 4)</sup>。一方、

後者では、実際の地形の不整形さが表層地盤応答に及ぼす影響を考慮するために、半無限地盤上の不整形沖積地盤を対象とした 2 次元波動伝播解析が有限要素法 (FEM) や境界要素法 (BEM) 等の離散化手法によって数値解析的に試みられて来ているが<sup>5), 6)</sup>、地盤の非線形性を合理的に考慮した研究例は未だ見当たらない。

以上の点から、本研究では土の非線形性を導入した 2 次元 FEM によるコンピュータコード NASSI を開発し<sup>7), 8)</sup>、不整形な沖積地盤の地震応答性状を過去の代表的な地震記録に対する時刻歴応答で評価した。解析では、面内応答に関しては非線形逐次積分解析および等価線形化解析を行い、さらに面内、面外応答に関して、同逐次積分解析結果を沖積層の各断面箇所における 1 次元解析と比較検討して不整形地盤内の非線形震動性状について明らかにしている。

## 2. 土の応力～ひずみ関係

### (1) 修正 Ramberg-Osgood モデル

土の動的履歴特性を逐次積分によって忠実に非線形解析する際、その応力～ひずみ関係を数式で表現する必要がある。これまで提案されている非線形モデルのうち、室内実験などから得られた応力  $\tau$ ～ひずみ  $\gamma$  の関係を定式化した Ramberg-Osgood モデルと Hardin-Drnevich モデルが代表的である。これらのモデルは土のせん断剛性と材料減衰のひずみ依存性を良好に近似し得るモデルとして、現在、地震応答解析で多く用いられている。本解析では前者の龍岡ら<sup>10)</sup>による修正モデルを採用する。同モデルの骨格曲線は次式によって表現される。

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0} (1 + \alpha |\tau|^\beta) \dots \dots \dots (1)$$

そして Masing 則に基づく履歴曲線を仮定する。

$$\frac{\gamma \mp \gamma_a}{2} = \frac{\tau \mp \tau_a}{2G_0} \left( 1 + \alpha \left| \frac{\tau \mp \tau_a}{2G_0} \right|^\beta \right) \dots \dots \dots (2)$$

本論文の概略は EGS (1992) にて発表済み<sup>9)</sup>

\* 正会員 工博 岡山大学教授 工学部土木工学科 (〒700 岡山市津島中 3-1-1)

\*\* 正会員 工修 滋賀県庁土木課

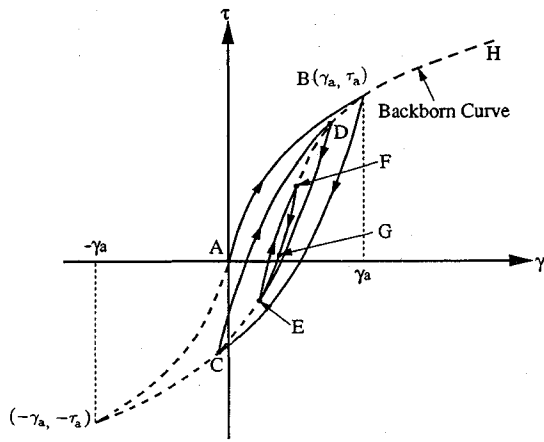


Fig.1 Stress-strain hysteresis of a modified Ramberg-Osgood model

ここに

$$\alpha = \left( \frac{2}{G_0 \gamma_r} \right)^\beta \dots\dots\dots (3)$$

ただし  $G_0$  は初期せん断剛性  $\gamma_r$  は規準ひずみを定義して、降伏ひずみ  $\gamma_y$  から

$$\gamma_r = 2\gamma_y \dots\dots\dots (4)$$

$\beta$  は最大減衰定数  $h_{max}$  を用いて、

$$\beta = \frac{2h_{max}}{2-h_{max}} \dots\dots\dots (5)$$

また減衰定数  $h$  は  $h_{max}$  と  $G/G_0$  の関数として表される。

$$h = h_{max} (1 - G/G_0) \dots\dots\dots (6)$$

なお、上記のモデルは Hardin-Drnevich モデルのように、応力～ひずみ関係が陽に記述されていないため、ひずみから応力を求める際、収束計算（例えば、Newton-Raphson 法による手法）が必要となる。

非定常応答に対しては、応力～ひずみの関係は Fig.1 に示すように、除荷から再載荷へ移行した場合は除荷開始点に等しいひずみに戻ってくるまでは再載荷開始点を起点とする履歴に従うが、ひずみはその値を越えて大きくなると除荷以前に進行していた曲線に従う (C→B→H)。つまり、正負方向共にひずみの絶対値が過去の最大ひずみの絶対値を越すと骨格曲線に沿って進行するとする。

(2) 2次元解析における評価

不整形な基盤を有する地盤に対して、その影響を究明するためには、少なくとも2次元解析による応答評価が必要である。2次元解析を実施する場合、P, SV 波の伝播を対象とした面内解析と、それに直角方向のSH 波を対象とした面外解析とは応力～ひずみ関係の評価法が異なる。面外解析ではせん断波動のみ扱うので上述の関係がそのまま適用出来るが、面内解析では、せん断応力  $\tau_{xz}$  と共に直応力  $\sigma_{xx}$ ,  $\sigma_{zz}$  とそれらに対するひずみ成

分について考慮しなければならない。そのような応力成分の組み合わせの下では、次に示す最大せん断応力並びに最大せん断ひずみを応力～ひずみの不変量として  $\tau-\gamma$  の非線形式に導入する。

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \dots\dots\dots (7)$$

$$\gamma_{max} = \sqrt{(\epsilon_{xx} - \epsilon_{zz})^2 + \gamma_{xz}^2} \dots\dots\dots (8)$$

ここに  $\sigma_1$ ,  $\sigma_3$  は主応力であり

$$\sigma_1, \sigma_3 = \frac{\sigma_{xx} + \sigma_{zz}}{2} \pm \sqrt{\left( \frac{\sigma_{xx} - \sigma_{zz}}{2} \right)^2 + \tau_{xz}^2} \dots\dots\dots (9)$$

3. FEM による2次元（等価）線形解析

有限領域の地盤を有限要素法 (FEM) でモデル化したときの運動方程式は、基盤に対する相対変位による定式化を採ると、時刻  $t$  から  $t+\Delta t$  へのステップで

$$[M] \{\Delta \ddot{u}\}_{t+\Delta t} + [C] \{\Delta \dot{u}\}_{t+\Delta t} + [K_{eq}] \{\Delta u\}_{t+\Delta t} = -[M] \{1\} \Delta \ddot{u}_g \dots\dots\dots (10)$$

ここに、質量マトリックス  $[M]$  (整合質量と集中質量の平均化)、剛性マトリックス  $[K_{eq}]$  は仮想仕事原理による一般的な定式化によって作成され、減衰マトリックス  $[C]$  は1次固有モードで評価した Rayleigh 比例減衰型と仮定する。

$$[C] = h_0 \omega_1 [M] + \frac{h_0}{\omega_1} [K_{eq}] \dots\dots\dots (11)$$

ここに  $\omega_1$  は、サブスペース法により求まる解析系全体の1次固有振動数である。 $[K_{eq}]$  は等価線形化に基づく剛性に対応したものであり、 $\{\Delta u\}$  は基盤に対する節点の相対変位ベクトルの増分、 $\Delta u_g$  は基盤入力加速度の増分を示す。

側方境界のモデル化に Lysmer ら<sup>11),12)</sup>による伝達境界が提案されて以来、FEM を用いた研究例の多くは解析対象領域から側方への逸散波を考慮している。そのとき内部減衰の効果を導入するために複素せん断剛性

$$G^* = G \left( 1 + 2h^2 + i2h\sqrt{1-h^2} \right)$$

を導入する。ただし  $h$  は履歴型の減衰定数である。しかし、伝達境界は振動数に依存するため、応答解析には振動数応答法をとる。この場合、全変位による定式化をとって運動方程式は、

$$([K_{II}] - \omega^2 [M_{II}] + [L] + [R]) \{u_I\} = -[K_{IB}] \{u_B\} - \{P_L\} - \{P_R\} \dots\dots\dots (12)$$

ただし、 $[K]$  は対象地盤の複素剛性マトリックス、 $[L]$ ,  $[R]$  はそれぞれ左側方および右側方の伝達境界マトリックス、 $\{P_L\}$ ,  $\{P_R\}$  は有限要素領域の側方境界面上に働く伝達境界荷重、 $\{u_I\}$  は未知変位ベクトル、 $\{u_B\}$  は基盤面上の変位を指す。応答解析法は、振動数領域の応答をまず計算し、これを FFT (高速フーリエ) 変換して時

刻歴応答を求める。

応力～ひずみの非線形性に対して、応答ひずみを有効値で履歴特性曲線に適合するようにイタレーションを導入した等価線形化手法を採ったコンピュータ・コード FLUSH<sup>2)</sup>は実務解析で広く用いられている。ただし、等価線形解析は実際のランダムな地震波の振幅に対して一定の物性値を地震の全継続時間に使用するという点で、あくまで近似的な擬似非線形応答解析であり、特に地盤に大ひずみが発生する場合には、精度上、適用限界があると言われている。

#### 4. FEM による 2 次元非線形解析

応答計算手法上、非線形解析では、応力、ひずみベクトルをそれぞれ  $\{\sigma\}$ 、 $\{\epsilon\}$  とすると、

$$\{\sigma\} = [D] \{\epsilon\} \dots \dots \dots (13)$$

なる構成関係が、時々刻々変化するものとして定義されなければならない。ところが、せん断弾性係数  $G$  を含む構成マトリックス  $[D]$  を各時間ステップごとに更新して解くことは、応答計算時間の点から効率的でない。ここでは応答計算の全過程で一定の剛性を用いるが、時間ステップごとの不釣り合い応力を荷重として反復計算により解を得る荷重伝達法をとる<sup>13), 14)</sup>。なお、時刻歴応答のためには直接積分スキームの Newmark- $\beta$  法を用いる。

時刻  $t$  から  $t + \Delta t$  において以下の手順により遂行される。

- (i) 地盤を線形系と仮定した場合の増分節点変位を求める。
- (ii) 求めた増分節点変位よりひずみの増分  $\{\Delta\epsilon\}$  を求め、これに初期剛性に基づく構成マトリックス  $[D_0]$  を掛けて、線形時の要素内の応力を求める。
- (iii)  $\{\sigma\}_{t+\Delta t} = \{\sigma\}_t + [D_0] \{\Delta\epsilon\}_{t+\Delta t} \dots \dots \dots (14)$  応力～ひずみ関係に基づいて、応力  $\{\sigma\}_{t+\Delta t}$  に対応する線形状態と非線形状態との間の不釣り合い応力  $\{\Delta\sigma\}$  を求める。
- (iv) 反復計算のうち、初回の不釣り合い荷重  $\{\Delta R\}$  を  $\{\Delta\sigma\}$  に等価な節点力として次式により与える。

$$\{\Delta R\}_{t+\Delta t} = \int_V [B]^T \{-\Delta\sigma\} dV \dots \dots \dots (15)$$

ここに、 $[B]$  はひずみ～変位マトリックスである。

- (v) 以上の手順を経て得られた不釣り合い荷重  $\{\Delta R\}$  を (i) の外力ベクトルに加えて  $\{\Delta R\}$  が収束するまで、以後、全く同様な計算を繰り返す。第  $i$  回の反復における運動方程式を増分形式で表すと式 (10) に対応して

$$[M] \{\Delta\ddot{u}\}_{t+\Delta t, i} + [C] \{\Delta\dot{u}\}_{t+\Delta t, i} + [K_0] \{\Delta u\}_{t+\Delta t, i} = -[M] \{1\} \Delta\ddot{u}_g \dots \dots \dots (16)$$

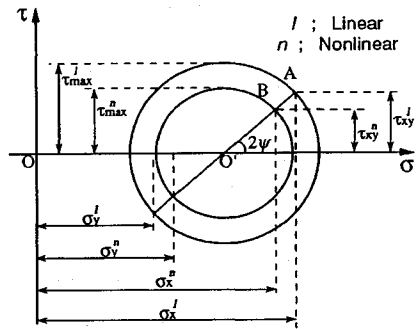


Fig.2 Mohr stress circle for nonlinear behavior

##### (1) 面内応答解析

面内運動における応力～ひずみ関係は、

$$\{\sigma_{xx} \sigma_{zz} \tau_{xz}\}^T = [D] \{\epsilon_{xx} \epsilon_{zz} \gamma_{xz}\}^T \dots \dots \dots (17)$$

であり、平面ひずみ仮定下での構成マトリックス  $[D]$  は

$$[D] = \begin{bmatrix} \frac{2G(1-\nu)}{1-2\nu} & \frac{2G\nu}{1-2\nu} & 0 \\ \frac{2G\nu}{1-2\nu} & \frac{2G(1-\nu)}{1-2\nu} & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \dots \dots \dots (18)$$

ここに、 $\nu$  はポアソン比である。

線形系での要素の応力状態は、Fig.2 のように半径が  $|\tau_{max}|^l$  で表される Mohr の応力円  $A$  で示される。最大せん断応力  $\tau_{max}$  は式 (7) により求められる。ところが実際非線形地盤では  $|\tau_{max}|$  は土の強度の軟化により、線形仮定時の値より減少しているため、応力円の半径を非線形時の  $|\tau_{max}|^n$  まで縮小しなければならない。この  $|\tau_{max}|^n$  の決定に、数式モデルの  $\tau \sim \gamma$  関係を利用することになるが、このときの最大せん断ひずみ  $\gamma_{max}$  は、式 (8) により定義される。その際、 $\sigma_{max}$  および主応力方向  $\phi$  が不変であるとすれば、本来の非線形地盤内において生じている応力状態を表す応力円は  $B$  となる。Mohr の応力円を  $A$  から  $B$  に縮小する際に生じる応力変化  $\{\Delta\sigma\}$  が、線形仮定状態と非線形状態との間の不釣り合い応力であり、同図を参照して次式で与えられる。

$$\{\Delta\sigma\} = \begin{bmatrix} \Delta\sigma_{xx} \\ \Delta\sigma_{zz} \\ \Delta\tau_{xz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \pm \Delta\tau \cos 2\psi \\ \mp \Delta\tau \cos 2\psi \\ -\Delta\tau \sin 2\psi \end{bmatrix} \dots \dots \dots (19)$$

ここに、

$$\Delta\tau = |\tau_{max}|^l - |\tau_{max}|^n \dots \dots \dots (20)$$

##### (2) 面外応答解析

面外運動における構成式は、

$$\begin{bmatrix} \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} G & 0 \\ 0 & G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \end{bmatrix} \dots \dots \dots (21)$$

非線形応力は、 $\tau_{xy} \sim \gamma_{xy}$ 、 $\tau_{yz} \sim \gamma_{yz}$  の 2 組のせん断応力～ひずみ関係において、それぞれ独立に履歴制御を行うこ

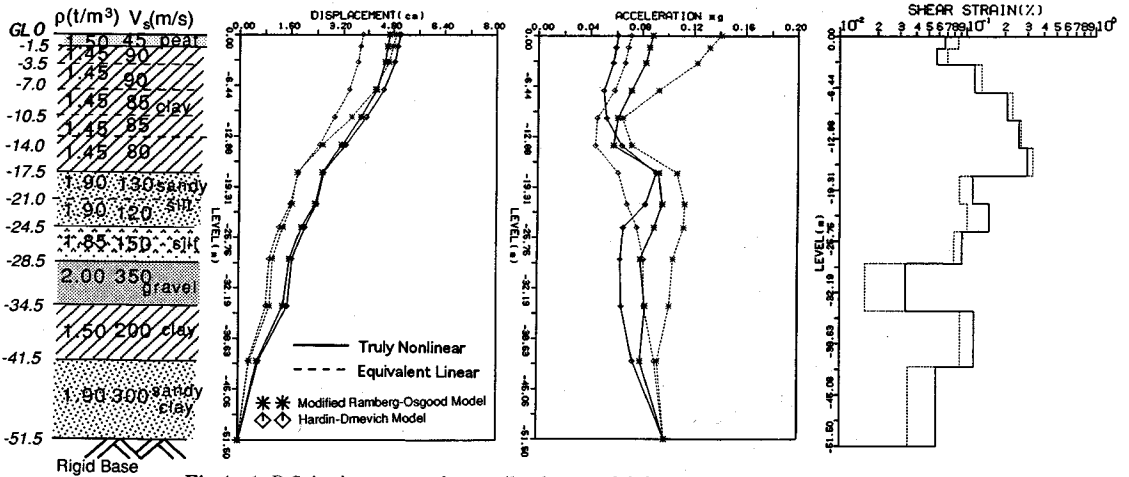


Fig.4 1-D Seismic response for a soil column model due to EL CENTRO 1940, NS, Max. accel. 0.1 g

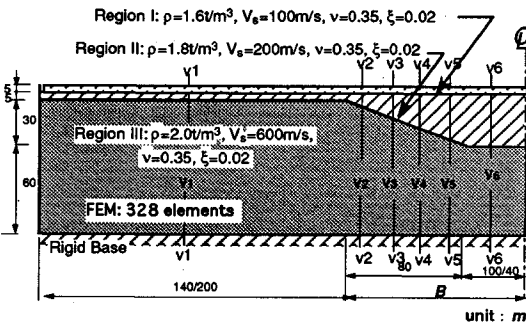


Fig.3 2-D model for an alluvium analysis

とにより求められ、不釣り合い応力  $\{\Delta\sigma\}$  として次式を得る。

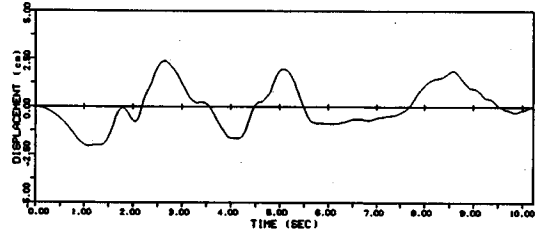
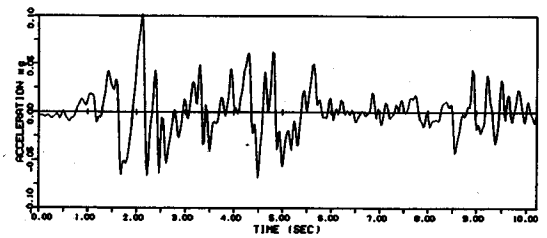
$$\{\Delta\sigma\} = \begin{Bmatrix} \Delta\tau_{xy} \\ \Delta\tau_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \end{Bmatrix}^l - \begin{Bmatrix} \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \end{Bmatrix}^n \dots\dots\dots(22)$$

5. 数値解析例及びその考察

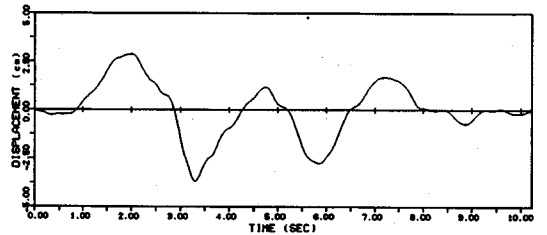
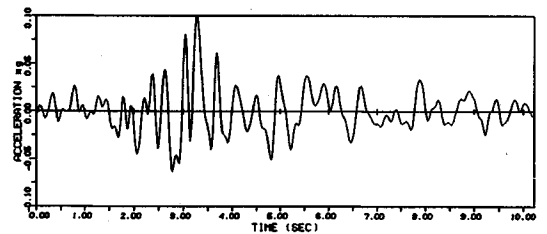
(1) 対象モデルと解析条件

本研究で、対象の沖積地盤の不整形性に視点をあてた解析を実施するに際して、先ず特定の位置の1次元モデル化 (Fig.4) による解析結果を得て、その差異を明らかにすることとした。

つぎに、2次元有限要素モデルに基づいて地震応答解析を行った。ここでは軟弱な沖積地盤層を取り囲む遠地盤領域も有限要素化して、底面を剛基盤仮定、側方を単純境界あるいは伝達境界としている。これと内部減衰により地盤の波動エネルギーの消失効果を考慮した。対象の沖積地盤層の幅の大小による応答への影響を明らかにするために、地表面幅  $B=180\text{ m}$  の場合と、 $B=120\text{ m}$  の場合の2種類のモデルについて解析を行い、前者の場合を Case 1、後者を Case 2 と以下では呼ぶ。地盤物性データは 水平方向にわたっての代表値を Fig.3 のよう



(a) EL CENTRO 1940NS ; max. Acceleration 0.1g



(b) HACHINOHE 1968NS ; max. Acceleration 0.1g

Fig.5 Earthquake motions after base correction, Maximum acceleration 0.1 g

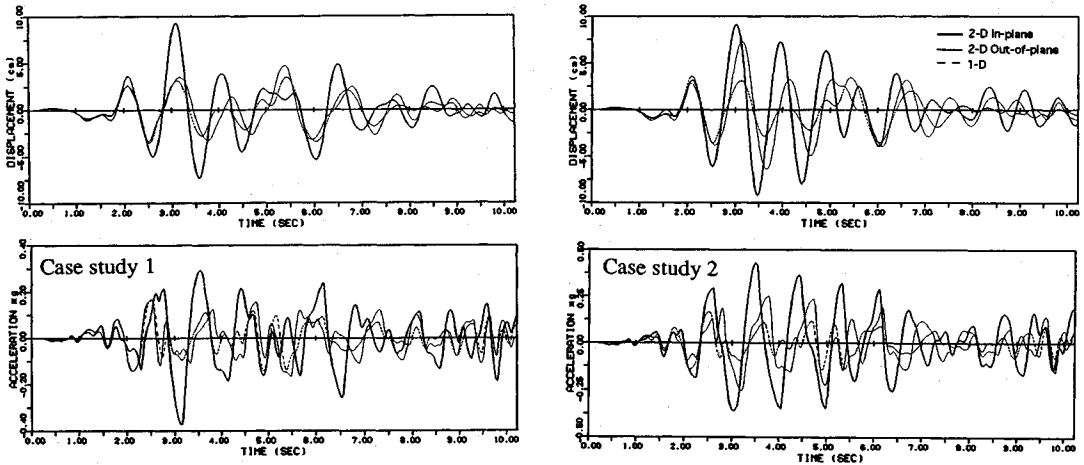


Fig.7 Nonlinear response comparison among various modelings, El Centro, 1940, NS, max. accel. 0.1 g

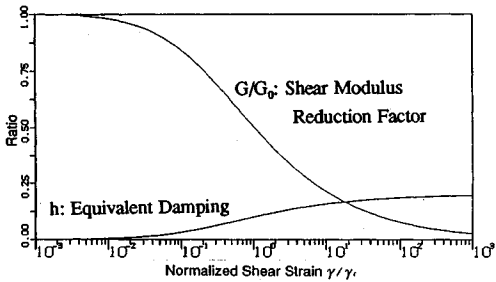


Fig.6 Strain-dependent shear modulus and damping factor

に与えた。

入力地震波としては、EL CENTRO 1940, NS 成分、八戸 (HACHINOHE) 1968, NS 成分を最大加速度を、0.1 g、(0.2 g) に調整して採用した。これらの 2 波形の変位および加速度波形を Fig.5 に示す。振動数応答解析法は絶対変位により定式化しており、一方、直接逐次積分法は基盤動に対する相対変位により定式化しているため、これら両者の解析結果の比較のためには正確な入力動の変位成分を必要とする<sup>15)</sup>。フーリエスペクトルをとるといずれの記録も卓越振動数が加速度成分では  $f_{pred} = 2 \text{ Hz}$  の、一方、変位成分では  $f_{pred} = 0.3 \text{ Hz}$  の程度にあり、後者は定常状態における無次元振動数  $\eta = (2 B/V_{SIII})f_{pred}$  で 0.1~0.2 程度と判断してよい。

応力~ひずみ関係における規準ひずみは、Fig.3 に示すモデルで  $v_1 \sim v_6$  の 6 箇所の地盤柱を採り出し、それらの 1 次元鉛直せん断波解析から各断面における深さごとの規準ひずみ  $\gamma_r$  分布をほぼ一様と設定した。最大減衰定数は  $h_{max} = 0.20$  とした。その決定法は各地盤柱に対するせん断型多質点系振動モデルによる等価線形化解析を、 $\gamma_r$  を有効ひずみで更新しながら繰り返す行い、両者が全深度にわたって所定の誤差内で一致したときの  $\gamma_r$  を採用する。なお、その際用いるべき  $G$ 、 $h$  のひずみ

依存関係及び入力波は、2 次元解析と同一のものであり、最大入力加速度は 0.1 g とした。

また、等価線形解析は、側方を単純境界とした直接積分法と、側方に応力伝達境界を配置した複素振動応答法の両者から行うが、いずれも最大ひずみから有効ひずみを求めるための換算係数には 0.65 を用いている。Fig.6 に解析に用いたせん断剛性の低下率と等価減衰定数のひずみ依存曲線を示す。

(2) 2次元面内・面外応答と 1次元解析結果の比較

入力地震波に EL CENTRO 1940, NS 成分を最大加速度 0.1 g としたときの最大変位、加速度、ひずみの深さ方向の分布を Fig.4 に示した。修正 Ramberg-Osgood モデルに対しては、等価線形化応答は変位において小さめ、加速度において大きめの評価となっていることが判る。これは 1 次元解析結果の特徴的なところである。

Fig.7 はそれぞれ Case 1, Case 2 に対する地表面中央の相対変位および絶対加速度の時刻歴応答を描いたもので、面内と面外の 2 次元非線形解析と 1 次元非線形解析結果を比較している。2 次元面外応答は 1 次元解析応答と周期成分においてよく似ており、加速度応答は短周期成分で不規則性が高く、変位応答は長周期成分を含む。一方、2 次元面内応答は 1 次元結果とかなり異なり、変位、加速度応答共にかなり増幅されて、しかも周期的な様相を呈している。したがって面外応答に比べて変位成分の周期は短く、加速度成分の周期は長くなっている。

Fig.8 はそれぞれ Case 1, Case 2 に対する地表面の応答を最大値分布で描いたもので、面内と面外の 2 次元非線形解析と 1 次元非線形解析結果を比較している。

面内応答は、1 次元と 2 次元解析では軟弱地盤において大きな差が見られる。前者では応答の軟弱沖積層による増幅はほとんど見られない。特に加速度応答に関しては、増幅よりもむしろ低減しているが、これは 1 次元せ

Fig.7 Nonlinear response comparison among various modelings, El Centro, 1940, NS, max. accel. 0.1g

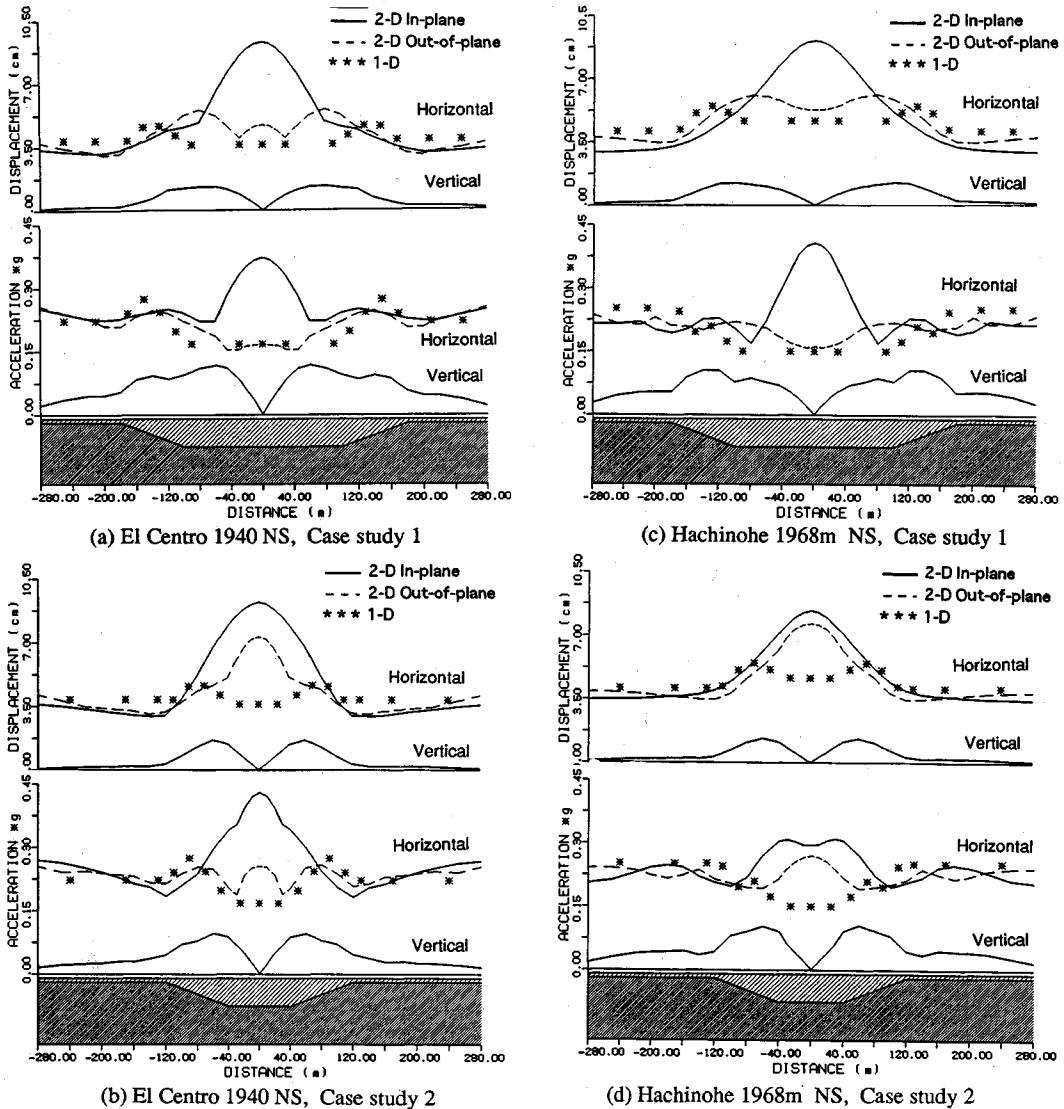


Fig.8 Nonlinear maximum response profiles among various modelings, Max. input accel. 0.1 g

ん断を扱った非線形解析において特徴的なことである。ところが後者では、変位、加速度ともかなりの増幅となって現れている。また、鉛直方向の応答もかなり発生している。本解析モデルは卓越する無次元振動数が $\eta = 0.1 \sim 0.2$ 程度に相当し、上の結果は、著者らの他の解析法による傾向と良く符合する<sup>6)</sup>。この沖積層の応答増幅作用は、不整形な基盤面による波動の散乱現象に起因するもので、1次元解析では捉えられない応答性状である。従って本モデルのような不整形沖積地盤に1次元解析を適用することは不適当であり、2次元解析の必要性が強調される。

面外応答は、上記の面内の場合と比べると大きく様相が異なる。軟弱沖積層の幅が広い Case 1 の応答は変位、

加速度共に2次元解析と1次元解析の差は小さく、沖積層の中央部では加速度はほぼ一致している。しかし、沖積層の幅が狭い Case 2 の応答は変位、加速度において沖積層中央部での増幅が明確に現れ、Case 1 より差が顕著である。また強い長周期成分を含む八戸 (HACHINOHE) 入力に対しては、面外応答は面内応答に近くなって来る。つまり、面外応答の場合は、不整形基盤面の影響が敏感に現れなく、ある程度水平基盤部の幅のある沖積層では、1次元解析でもって応答評価することが出来るが、沖積層の幅が狭いか、あるいは入力される地震動に長周期成分を多く含む場合は、2次元解析によらなければならないことを示している。

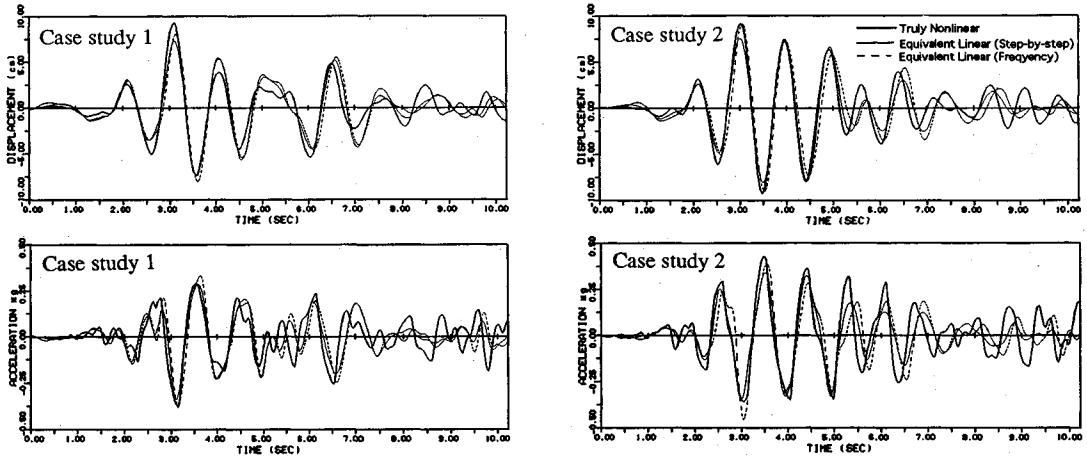


Fig.9 In-plane response comparison among various methods of analyses, Input : El Centro, 1940, NS, max. accel. 0.1 g

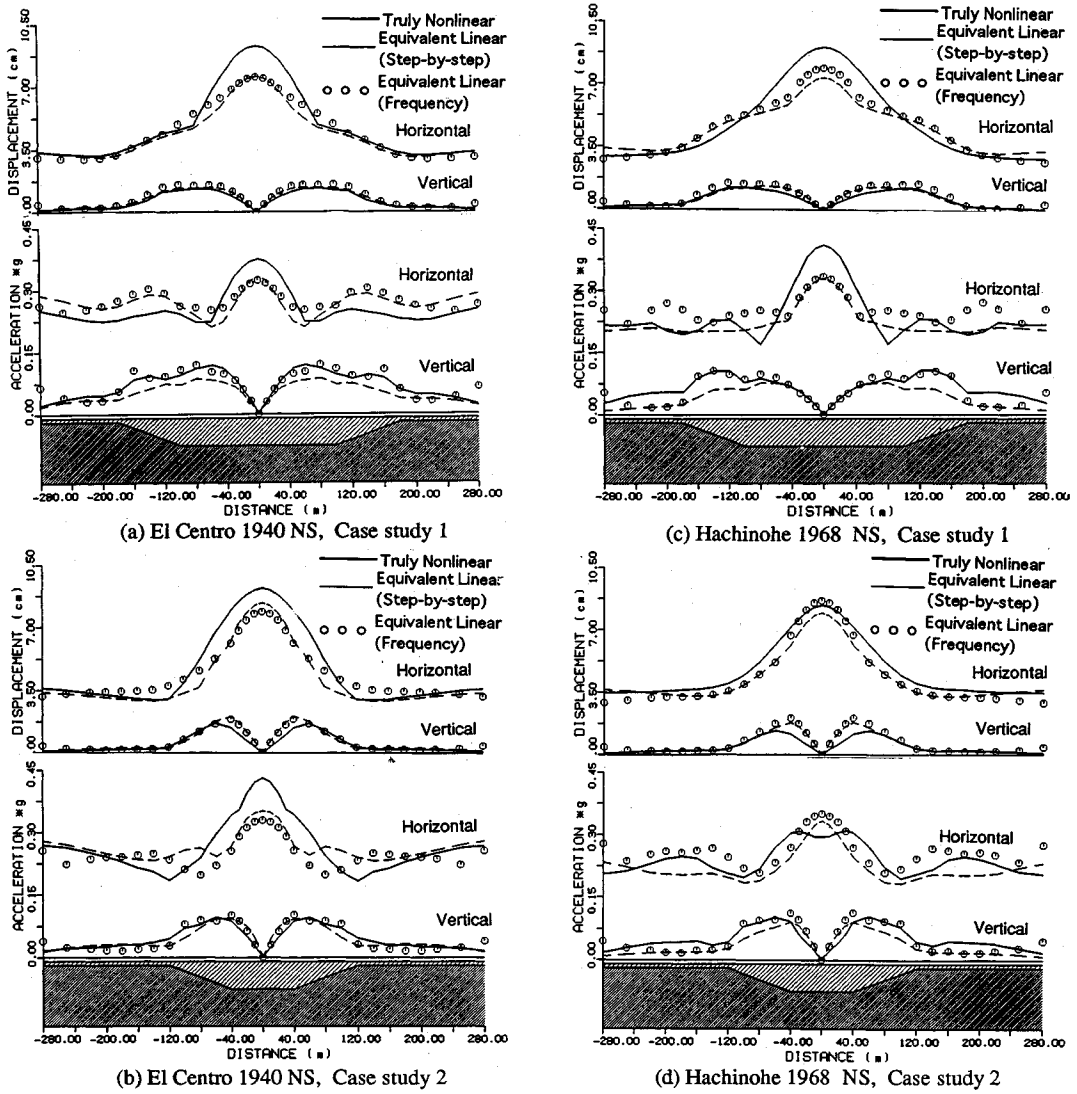


Fig.10 Maximum in-plane response profiles from various methods of analyses, Input max. accel. 0.1 g

### (3) 非線形解析と等価線形化解析結果の比較

Fig.9 は Case 1, Case 2 に対する地表面中央の相対変位及び絶対加速度の時刻歴応答を面内の 2 次元非線形解析と等価線形解析結果を比較して描いたものである。ここでの両者の差異はそれほど大きくない。地盤の 1 次元解析では、一般に非線形解析結果による変位は等価線形化解析結果より大きく、一方、加速度は小さく周期が伸びる傾向にあったが、それは時刻歴応答の不規則性が高いときの性状である。対象沖積地盤の 2 次元解析の結果は同図に見られる約 1 秒の卓越周期でかなり周期的であり、したがって加速度成分と変位成分は逆位相の関係を呈している。このような応答状況下では、等価線形化手法は精度良く適用できる。後者では、伝達境界を導入した複素振動数応答計算による等価線形解析結果を破線で示しており、直接積分法による等価線形解析結果を細実線で示した。振動数応答解析の際の初期履歴型減衰定数  $h$  と直接逐次積分法の際のレーリ型減衰定数  $h_0$  の対応は消失エネルギーの等価で考えた。同図からは、大振幅のピークで複素振動応答が、やや大き目の応答となる傾向にあるが、両者の波形は極めて良好な対応関係にある。従って、側方境界条件には今回の有限要素モデルのサイズでは単純境界としても十分であることが判る。

Fig.10 は Case 1, Case 2 に対する地表面の応答を最大値分布で描いたもので、面内の 2 次元非線形解析結果と等価線形解析結果を比較している。2 次元 FEM 解析においては等価線形解析手法によって、忠実な非線形応答計算を全般にある程度の精度で近似できることが確認できる。またその近似度に関して定式化領域の違いによる差は殆どないと云ってよい。しかし最大応答値の比較でみると、等価線形解析結果は、変位、加速度共に、沖積層中央部では応答を過小評価する傾向が顕著にみられ、この精度の低下は入力強度が大きくなるに従って増している（入力最大加速度 0.2 g の場合の解析結果は省略）。このことは、本モデルのような地盤に対して 2 次元等価線形解析を適用する際の留意点として指摘される。

## 6. む す び

本研究では、2 次元 FEM 手法を採用して、軟弱な沖積地盤の地震時応答性状を基盤面の不整形性と共に、応力一ひずみの非線形性（修正 Ramberg-Osgood 型）を考慮した時刻歴解析を逐次積分法から行った。今回のモデルに対する数値計算から得られた主な知見をまとめると

1) 不整形沖積地盤の面内震動は基盤面による波動の散乱現象の影響を受け易い。そのため沖積層中央部では 1 次元波動理論による解析結果とは著しく異なり、かなり増幅された水平成分と共に鉛直成分もある応答性状を示

す。一方、面外震動においては、ある程度水平基盤部の幅が広がれば、あるいは短周期の入力波に対しては 1 次元解析でも応答評価ができる。

2) 軟弱な沖積層地盤の 2 次元応答では、長周期の固有振動が卓越してかなり周期的な応答性状となるため、等価線形解析結果は逐次積分解析による非線形応答結果を概ね近似できるが、沖積層中央部で応答を過小評価する傾向にある。

以上のことから、対象を 2 次元広域的に捉えた場合、地盤の非線形応答解析を行って、従来の 1 次元手法によるより、さらに現実性のある入力地震動の評価をすることは、構造物の安全な耐震設計につながるものと思われる。

## 参 考 文 献

- 1) Schnable, P.B, Lysmer, J. and Seed, H.B. : SHAKE-A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Earthquake Engineering Research Center, UCB, Report No.EERC 72~12, 1972.
- 2) Lysmer, J. Udaka, T. Tsai, C.F. & Seed, H.B. : FLUSH-A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems, Engineering Research Center, UCB, Report No.EERC 75~30, 1975.
- 3) 岩崎敏男・龍岡文夫ほか：地盤の動的変形特性に関する実験的研究（Ⅱ），土木研究所報告 第 153 号，1980.
- 4) 田蔵 隆・清水勝美ほか：均質地盤と成層地盤の非線形応答特性の差異について，第 23 回土質工学研究発表会，pp.797~800, 1988.
- 5) Bravo, M.A., Sanchez-Sesma, F.J. and Chavez Gracia, F.J. : Ground Motion on Stratified Alluvial Deposits for Incident SH Waves, Bull. Seism. Soc. Am., Vol.78, No.2, pp.436~450, 1988.
- 6) Takemiya, H., Tomono, T. Ono, M. and Suda, K. : 2-D Irregular site Response Characteristics by BEM-FEM Hybrid Analysis, Structural Eng./Earthquake Eng. Vol.9 No.1, Proc. JSCE No.45, I/-20, July, 1992.
- 7) Takemiya, H. Luan, M. & Lin, G. : 2-D Nonlinear Seismic of Soil-Structures with Emphasis on Local Topography, Research Report for the Monbusho International Scientific Research Program, 1991.
- 8) 竹宮宏和・石山 基・樂 茂田：不整形沖積地盤の 2 次元非線形解析，第 21 回地震工学研究発表会，pp.69~72, 1991.
- 9) Takemiya, H. and Ishiyama, M. : Nonlinear 2-Dimensional Seismic Response of Soil Deposits, Proc. EGS, 209~214, 1992.
- 10) 龍岡文夫・足立紀尚：土の力学（Ⅲ），新体系土木工学，技報堂出版，1981.
- 11) Lysmer, J. and Waas, G. : Shear Waves in Plane Infinite Structures, J. Eng. Mech. Div., ASCE, EM1, pp.85~105, 1972.
- 12) Lysmer, J. and Drake, A. : A finite Element Method For Seismology, Ch.6 in Methods in Computational Physics 11,



- 
- Seismology B. Alder, S. Fernback and B.A. Bold, Editors, Academic Press, New York.
- 13) Takemiya, H. Luan, M. & Lin, G. : 2-D Nonlinear Seismic Analysis of Soil-Structures with Emphasis on Local Topography, Research Report for the Monbusho International Scientific Research Program, 1991.
- 14) 土岐憲三・三浦房紀：地盤-構造物系の非線形地震応答解析, 土木学会論文報告集, 第 317 号, pp.61~68, 1982.
- 15) Trifunac, M.D. and Lee, V. : Routine Computer Processing of Strong-Motion Accelerograms, EERL 73-03, CIT. 1973.
- (1992.10.19 受付)
- 

## NONLINEAR SEISMIC RESPONSE OF AN ALLUVIUM OF NON-FLAT BASE

Hirokazu TAKEMIYA and Motoshi ISHIYAMA

Seismic response analysis is conducted on 2-dimensional site models of irregular boundary for in-plane as well as for out-of-plane motions with particular interest on the nonlinear soil behavior, focusing on the soil amplification and the shift of the predominant period of soils due to the concerned wave scattering. The Ramberg-Osgood hysteresis is implemented for stress-strain relationship in soils. Investigation is performed not only by the finite element method in time domain direct integration procedure but also by the frequency domain analysis with use of the Fast Fourier transform. Comparison is made for surface responses from truly nonlinear treatment and the equivalent linearization procedure for the soil deposits of different width. The one-dimensional shear wave analyses on soil columns at various soil sections are also conducted for comparison.

---