

# 表層地盤による地震動増幅率評価法に関する研究

# A STUDY ON METHOD TO EVALUATE SEISMIC AMPLIFICATION RATIOS OF SURFACE STRATA

井上和歌子 — \* 1    林 康裕 — \* 2  
新井 洋 — \* 3    中井正一 — \* 4  
飯場正紀 — \* 5

Wakako INOUE — \* 1    Yasuhiro HAYASHI — \* 2  
Hiroshi ARAI — \* 3    Shoichi NAKAI — \* 4  
Masanori IIBA — \* 5

キーワード：  
表層地盤, 地震動増幅率, 応答スペクトル法, 限界耐力計算,  
多層地盤

Keywords:  
Surface strata, Seismic amplification ratio, Response spectrum  
method, Capacity spectrum method, Multi-layered soil

A simple method for estimating the seismic amplification characteristics of surface strata is proposed by using the response spectrum method within the capacity-spectrum design scheme. The following presentations and discussions are made in this article: 1) to compute the natural and equivalent site periods based on the modal analyses of the multi-degree-of-freedom (MDOF) soil systems, 2) to determine the effective shear strain in surface soil, and 3) to examine the reliability and accuracy of the proposed method compared to SHAKE analysis.

## 1. はじめに

2001年の改正建築基準法に導入された限界耐力計算では、建物の耐震設計用の入力地震動を、表層地盤を除去して工学的基盤を露頭させた解放工学的基盤上の標準加速度応答スペクトルで設定し、建物の地点ごとに求められる表層地盤による地震動増幅率  $G_s$  を乗ずることにより、地表面での地震荷重（加速度応答スペクトル）を評価する方法<sup>1)</sup>（以下、告示法）が採用された。しかし、この方法では、表層地盤を等価一層地盤に置換して増幅率を評価するため、多層地盤への適用性に課題が残されていた<sup>2)</sup>。とくに、液状化地盤における杭応力の解析では、地盤の等価物性と最大変形の評価が重要であり、応答スペクトル法に基づく実用的な地盤応答計算法の開発が望まれている<sup>3)</sup>。

林ら<sup>4)</sup>は、告示法の多層地盤への適用性について、 $G_s$  を過小評価するのは地盤を2層地盤近似していることに起因しており、工学的基盤の設定方法が重要であることを指摘し、その設定法を提案している。古山田ら<sup>5)</sup>は、応答スペクトル法により多層地盤の増幅率を計算する方法を提案し、液状化地盤の剛性低下と最大変形を推定する方法を提案している（以下、古山田の方法）。しかし、古山田の方法は地盤モデルの設定の際に、地盤の層分割数によって  $G_s$  の評価結果が大きく変化して任意性が生じてしまうために、実務設計への適用が難しい<sup>5)</sup>。

以上の背景から、本論文では、液状化を含む非線形性の強い地盤への適用性向上をめざし、固有周期と地盤の有効せん断ひずみの算定誤差に着目し、改めて告示法の問題点を明らかにするとともに、告示法を基に問題点を改良した方法を提案する。そして、一次元波動論による等価線形解析 SHAKE<sup>6)</sup>の結果と比較することで、提案法の妥当性と有効性を示す。

## 2. 地震動増幅率の提案算定方法

本論文における提案法では、図1にフローを示す告示法を基本として、これを修正することを考える。

### 2.1 固有周期と固有モード

地盤を  $N$  層から成る水平多層構造（最下層は半無限体）とする。地盤各層の層厚を  $H$ 、せん断剛性を  $G$  ( $=\rho V_s^2$ :  $\rho$  は単位体積質量、 $V_s$  は S 波速度)、減衰定数を  $h$  とし、単位面積土柱に対応する多質点系に置換する。系の固有値解析を行い、地盤の1次固有周期  $T_1$  と2次固有周期  $T_2$ 、1次固有モード  $\{U\}$  を算定する。また、収斂計算は、2.2節で求める各層の有効せん断ひずみに対応する等価地盤物性を用いて算出される1次固有周期  $T_1$  が収斂するまで繰り返す。

### 2.2 地盤の有効せん断ひずみ

まず、第  $i$  層上面の地盤の応答  $u_i$  を、1次モードが卓越すると仮定して解放工学的基盤上の標準加速度応答スペクトル（減衰定数5%） $S_{a0}(T, h=0.05)$  を用いて次式により算出する。

$$u_i = \left( \frac{T_1}{2\pi} \right)^2 S_{a0}(T_1) F_h(\xi) \cdot \beta U_i \quad (1)$$

ここで、例えば安全限界時<sup>1)</sup>の  $S_{a0}$  は、

$$S_{a0}(T, h=0.05) = \begin{cases} 3.2 + 30T & T < 0.16 \\ 8 & 0.16 \leq T < 0.64 \\ 5.12/T & 0.64 \leq T \end{cases} \quad (2)$$

( $S_{a0}$  [m/s<sup>2</sup>],  $T$ : 周期[s])

$\beta\{U\}$  は1次の刺激関数ベクトルで、 $\beta$  は次式で与えられる。

$$\beta = \{U\}^T [M] \{1\} / \{U\}^T [M] \{U\} \quad (3)$$

<sup>1)</sup> 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 大学院生  
(〒615-8540 京都市西京区京大桂 C-2 棟)

<sup>2)</sup> 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 教授・工博

<sup>3)</sup> 建築研究所構造研究グループ 主任研究員・博士 (工学)

<sup>4)</sup> 千葉大学大学院工学研究科建築・都市科学専攻 教授・工博

<sup>5)</sup> 建築研究所構造研究グループ グループ長・博士 (工学)

<sup>1)</sup> Graduate Student, Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ.

<sup>2)</sup> Prof., Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto Univ., Dr. Eng.

<sup>3)</sup> Senior Research Engineer, Dept. of Structural Engineering, Building Research Institute, Dr. Eng.

<sup>4)</sup> Prof., Dept. of Architecture and Urban Science, Chiba Univ., Dr. Eng.

<sup>5)</sup> Director, Dept. of Structural Engineering, Building Research Institute, Dr. Eng.

([M]:系の質量マトリクス)

また、 $F_h$  は加速度応答スペクトルの低減率<sup>1)</sup>で、減衰定数  $\xi$  の関数として次式のように表される。

$$F_h(\xi) = 1.5 / (1 + 10\xi) \quad (4)$$

ここで、減衰定数  $\xi$  は解放工学的基盤面に対する地表面の加速度応答スペクトル比を1質点系の応答と見なした場合の等価減衰定数で、後述の1次地盤増幅率  $G_{S1}$  を用いて、次式により近似する。

$$\xi = \frac{1}{2G_{S1}} \quad (5)$$

これは、1質点系の最大応答倍率が  $1/(2\xi)$  で表されることに対応している。

以上より、第  $i$  層の有効せん断ひずみ  $\gamma_i$  は次式で表される。

$$\gamma_i = 0.65(u_i - u_{i+1}) / H_i \quad (6)$$

このようにして得られた地盤各層の有効せん断ひずみから、土のせん断剛性と減衰定数のひずみ依存性<sup>2)</sup>を用いて、各層の等価物性(等価せん断剛性と等価減衰定数)を求める。

### 2.3 地表面の加速度応答スペクトル

地表面の加速度応答スペクトル  $S_a(T)$ <sup>1)</sup>(減衰定数5%)は、

$$S_a(T) = G_s(T)S_{a0}(T) \quad (7)$$

と表され、地震動増幅率  $G_s(T)$ は、1次固有周期  $T_1$  と2次固有周期  $T_2$  における地震動増幅率  $G_{S1}$ 、 $G_{S2}$  を用いて次式で表される<sup>1)</sup>。

$$\begin{cases} G_s(T) = G_{S2} \frac{T}{0.8T_2} & (T \leq 0.8T_2) \\ G_s(T) = \frac{G_{S1} - G_{S2}}{0.8(T_1 - T_2)} T + G_{S2} - 0.8 \frac{G_{S1} - G_{S2}}{0.8(T_1 - T_2)} T_2 & (0.8T_2 < T \leq 0.8T_1) \\ G_s(T) = G_{S1} & (0.8T_1 < T \leq 1.2T_1) \\ G_s(T) = \frac{G_{S1} - 1}{1.2T_1 - 0.1} \cdot \frac{1}{T} + G_{S1} - \frac{G_{S1} - 1}{1.2T_1 - 0.1} \cdot \frac{1}{1.2T_1} & (1.2T_1 < T) \end{cases} \quad (8)$$

$G_{S1}$ 、 $G_{S2}$  は、告示の方法に倣い、多層地盤を等価な2層地盤に近似し

て、(9)~(11)式により算定する。

$$G_{S1} = \frac{1}{\alpha_e + 1.57h_e}, \quad G_{S2} = \frac{1}{\alpha_e + 4.71h_e} \quad (9)$$

$$h_e = \frac{\sum_{i=1}^{N-1} h_i \cdot G_i (U_{i+1} - U_i)^2}{\sum_{i=1}^{N-1} \frac{G_i}{2H_i} (U_{i+1} - U_i)^2} \quad (10)$$

$$\alpha_e = \frac{\rho_e V_{S_e}}{\rho_N V_{S_N}}, \quad V_{S_e} = \frac{\sum_{i=1}^{N-1} V_{S_i} H_i}{\sum_{i=1}^{N-1} H_i} \quad (11)$$

### 3. 提案手法の特徴

提案法と告示の方法の相違点は、固有周期とせん断ひずみの算出方法である。

まず、告示の方法では、表層地盤の多質点系モデルを固有値解析しているにも関わらず、次式で簡略的に固有周期を算定している<sup>1)</sup>。

$$T_1 = 4 \sum_{i=1}^{N-1} H_i / V_{S_e}, \quad T_2 = \frac{T_1}{3} \quad (12)$$

すなわち、告示の方法では、地盤の固有値解析結果(固有周期および固有モード形)のうち、(1次)固有モード形は地盤各層の有効せん断ひずみの算定に用いられるが、固有周期は利用されていない。しかし、(12)式から求めた地盤の固有周期の値は、固有値解析の結果と整合しない場合が多い<sup>3)</sup>。このため、提案法では、地盤の固有周期の評価は、固有値解析の結果を用いている。

一方、有効せん断ひずみ算出のために用いられる工学的基盤面に対する地表面の相対変位  $\vec{U}$  は、解放工学的基盤面に対する地震動増幅率を  $G_B$  とすれば、告示では下式で与えられる<sup>1)</sup>。

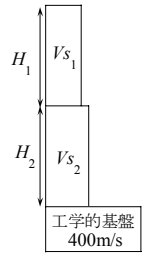


図2 検討地盤モデル

表1 検討ケース1 ( $H_1=H_2=10m$ )

$V_{S1}$ (m/s)	260	240	220	200	180	160	140	120	100	80	60
$V_{S2}$ (m/s)	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	260
モデル名	-	-	-	B	-	A	-	C	-	-	-

表2 検討ケース2

	$V_{S2}=120m/s$					$V_{S1}=120m/s$				
$H_1$ (m)	4	8	10	12.5	16	16	12	10	7.5	4
$H_2$ (m)	16	12	10	7.5	4	4	8	10	12.5	16
$V_{S1}$ (m/s)	320	220	200	184	170	120				
$V_{S2}$ (m/s)	120					320	220	200	184	170
モデル名	-	-	B	-	-	-	-	C	-	-

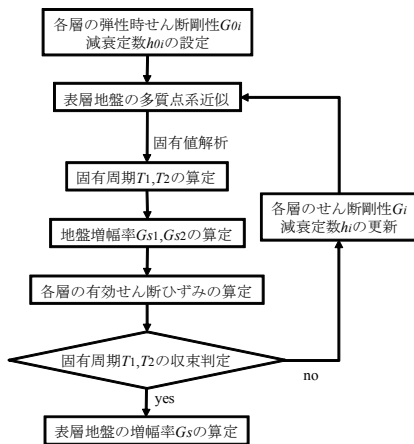


図1  $G_s$  算定フロー

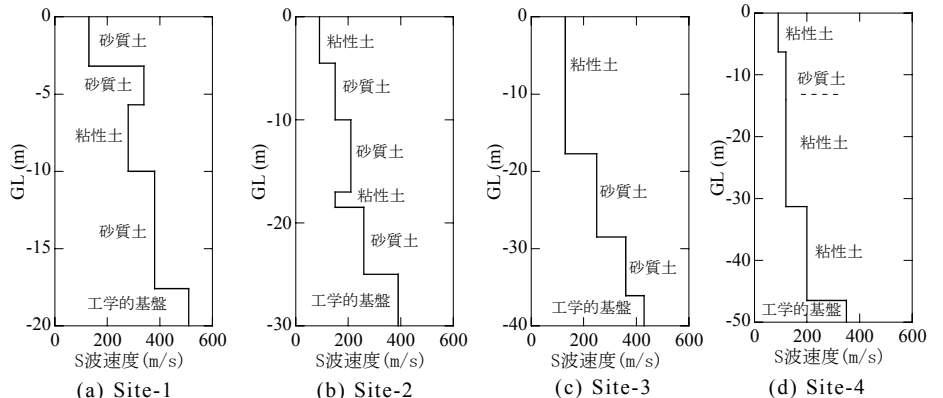


図3 地盤モデル (Site-1 ~ 4)

$$\bar{U} = \left( \frac{T_1}{2\pi} \right)^2 \frac{S_{ao}^*(T_1, \xi=0)}{2\pi} (G_{S1} - G_B) \quad (13)$$

$$S_{ao}^*(T, \xi=0) = \begin{cases} 3.2 + 35.3T / 0.16 & T \leq 0.16 \\ 38.5 & 0.16 < T < 0.64 \\ 38.5 / (1.91T^{1.45}) & 0.64 \leq T < 10 \end{cases} \quad (14)$$

( $S_{ao}^*$ [m/s<sup>2</sup>])

ここで、提案法では工学的基盤面に対する地表面の相対変位  $\bar{U}$  は次式で表される。

$$\bar{U} = \left( \frac{T_1}{2\pi} \right)^2 S_{ao}(T_1) F_h(\xi) \cdot \beta U_1 \quad (15)$$

今、(13)式と(15)式の比を取れば、

$$\frac{\bar{U}^*}{\bar{U}} = \frac{S_{ao}^*(T_1, \xi=0)}{S_{ao}(T_1)} \frac{(G_{S1} + 5)(1 - G_B / G_{S1})}{3\pi \cdot \beta U_1} \quad (16)$$

となるが、5.2節に示す検討結果から、提案法とSHAKEによる地盤の有効せん断ひずみの値は概ね整合し、(16)式の値は地盤によらず概ね2～3程度となる。すなわち、告示の方法では、地盤の有効せん断ひずみを過大評価する可能性が高い。ただし、地盤のせん断剛性と減衰定数のひずみ依存性の傾向がひずみの対数に概ね比例する形であることから、その影響が地表応答に現れにくい場合もあると考えられる。

#### 4. 検討地盤モデル

図2に示す3層地盤モデル(最下層は半無限体)を考える。第1、2層の層厚を  $H_1$ 、 $H_2$ 、初期S波速度を  $V_{S1}$ 、 $V_{S2}$ 、第3層は工学的基盤(S波速度400m/s)とし、表層地盤厚さ  $H_1 + H_2 = 20\text{m}$  とする。簡単のため、表層地盤は粘性土、弾性時の減衰定数0.02、単位体積質量  $1.8\text{t/m}^3$ 、ポアソン比0.45とし、(12)式による1次固有周期  $T_1 = 0.5$ 秒 ( $V_{S1} = 160\text{m/s}$ )となるように地盤条件 ( $H_1$ 、 $H_2$ 、 $V_{S1}$ 、 $V_{S2}$ ) を設定する。表層地盤の固有周期に関する検討では、表1、表2のような検討ケース1、2の地盤条件を設定する。検討ケース1では、 $H_1 = H_2 = 10\text{m}$  とし、 $V_{S1}$  を  $260\text{m/s}$  から  $60\text{m/s}$  まで  $20\text{m/s}$  ずつ変化させる。検討ケース2では、表層2層のいずれかのS波速度を一定 ( $120\text{m/s}$ ) とし、その層厚を  $4\text{m}$  から  $16\text{m}$  の範囲で変化させる。また、有効せん断ひずみに関する検討では、表1の検討ケースから、Model A ( $V_{S1} = V_{S2}$ )、Model B ( $V_{S1} > V_{S2}$ )、Model C ( $V_{S1} < V_{S2}$ ) を対象とする。

さらに、より複雑な地盤構造の場合を想定して、文献8の地盤モデル(地盤-1～4:以下、本論文ではSite-1～4と呼ぶ)を用いて、上記と同様の検討を行う。図3に、各Site地盤のS波速度構造と土質構成を示す。Site-1とSite-3は表層地盤内にインピーダンスが大きく変化する地層を含み、告示法の適用が難しい場合である<sup>3)、8)</sup>。

#### 5. 提案法・告示法・SHAKEによる地盤応答解析の比較

4章で設定した地盤モデルに対して、提案法、告示法およびSHAKEの3つの方法により地震応答解析(等価線形解析)を行った。いずれの解析においても、入力地震動(解放工学的基盤上の地震動)は、告示の安全限界時の標準加速度応答スペクトル(減衰定数5%) ( $S_{ao}$ : (2)式)にあるいは、これに適合するように作成したランダム位相を有する模擬地震動(継続時間120秒)とした。また、地盤モデルの各層は細分割し、その厚さは、検討ケース1では  $2\text{m}$ 、検討ケース2では  $1.5 \sim 2.5\text{m}$ 、Site-1～4では  $1\text{m}$  とした。本章では、SHAKEによる解

析結果を正解と考え、地盤の固有周期および増幅率、有効せん断ひずみ、地表の加速度応答スペクトルについて、提案法および告示法による解析結果の妥当性と適用性を検討する。なお、参考のため、地盤を弾性と仮定した場合の解析(収斂計算なし)も行っている。本論文では、便宜上、これを弾性時の解析、前述の等価線形解析(収斂計算あり)を安全限界時の解析と呼ぶ。

##### 5.1 地盤の固有周期および増幅率

まず、検討ケース1に対する各解析法による1次および2次固有周期の算定結果(弾性時)を図4に示す。図の縦軸は告示法((12)式)による固有周期(1次0.5s、2次0.5/3s)で除した無次元化固有周期、横軸は各地盤モデルの第1層のS波速度  $V_{S1}$  である。図から、告示法((12)式)による固有周期は、SHAKEによる結果と対応しない場合が多く、とくにS波速度の逆転層 ( $V_{S1} > V_{S2}$ ) がある場合、その傾向が顕著である。一方、提案法(固有値解析)による固有周期は、SHAKEによる結果と良く一致している。また、図5、6には、検討ケース2に対する固有周期の算定結果(弾性時)を示す。図5は  $V_{S2}$  を一定 ( $=120\text{m/s}$ ) とした場合、図6は  $V_{S1}$  を一定 ( $=120\text{m/s}$ ) とした場合の結果であり、い

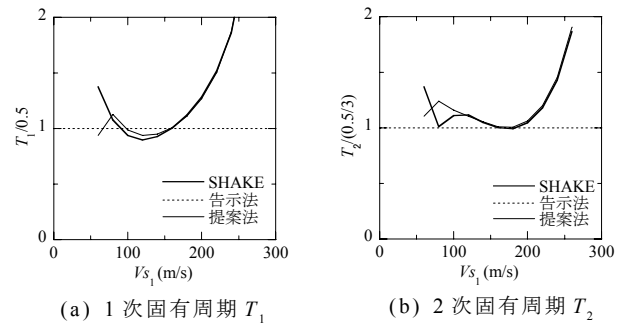


図4 検討ケース1に対する固有周期(弾性時)

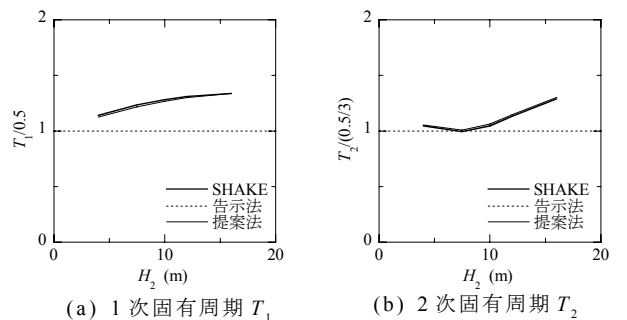


図5 検討ケース2に対する固有周期 ( $V_{S2} = 120\text{m/s}$ : 弾性時)

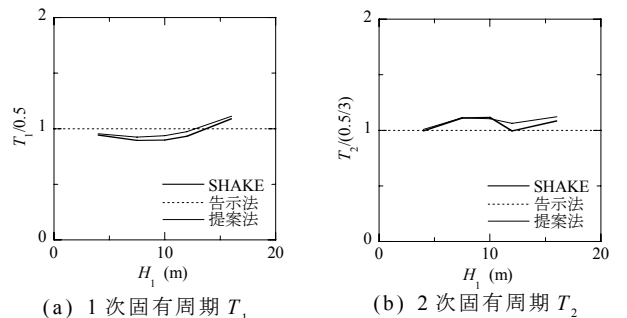


図6 検討ケース2に対する固有周期 ( $V_{S1} = 120\text{m/s}$ : 弾性時)

ずれの図も、縦軸は図4と同様、横軸は各地盤モデルのS波速度を一定とした層の層厚である。この場合も、提案法（固有値解析）による固有周期は、地盤モデルによらず、SHAKEによる結果と良く対応している。

次に、Model A～Cに対する各解析から得られた弾性時および安全限界時の固有周期（1次および2次）と $G_{s1}$ の値を表3に示す。また、図7には、SHAKEにより求めたModel A～Cの安全限界時の地震動増幅率（地表／解放工学的基盤）（図7(a)：加速度応答スペクトル比、図7(b)：伝達関数の絶対値）を示す。図には比較のため、地盤の弾性時1次固有周期を下三角印で示す。表3および図7から、SHAKEによる地盤の1次固有周期は、Model A、Cでは、弾性時0.4～0.5秒程度、安全限界時0.7～0.8秒程度であるが、Model Bでは、弾性時0.6秒程度、安全限界時1.3秒程度となっている。ここで、表3から、告示法（(12)式）による地盤の1次固有周期は、Model A、Cでは、弾性時・安全限界時ともSHAKEによる結果と概ね整合するが、Model Bでは、安全限界時の値が0.6秒程度と、SHAKEの結果（1.3秒程度）の約半分となっている。一方、提案法（固有値解析）による地盤の1次固有周期は、地盤モデルによらず、弾性時・安全限界時とも、SHAKEによる結果と良く対応している。一方、 $G_{s1}$ の値については、表3から、提案法と告示法の結果に大きな差異は見られず、地盤構造が比較的均一なModel Aでは、SHAKEによる結果とほぼ一致するものの、地盤構造が不均一なModel B、Cでは、SHAKEの結果を下回っている。参考のため、各解析法による安全限界時の地盤増幅率（ $G_s$ または伝達関数の絶対値）を図8に比較して示す。図から、上記の傾向が確認される。

さらに考察のため、複雑な地盤構造をもつ図3の地盤モデル（Site-1～4）に対する各解析から得られた固有周期と $G_{s1}$ の値を表4に、安全限界時の地盤増幅率を図9に示す。表4および図9から、Model A～Cの場合（表3および図7）ほど顕著ではないが、告示法（(12)式）に比べて、提案法（固有値解析）による固有周期の評価精度の向上が認められる。また、 $G_{s1}$ の値についても、Model A～Cの場合と同様の傾向が確認される。すなわち、提案法と告示法による $G_{s1}$ の値に大きな差異はなく、地盤構造が比較的均一なSite-4を除くSite-1～3では、SHAKEによる結果を大きく下回っている。これは、 $G_{s1}$ 、 $G_{s2}$ の算定（(9)～(11)式）において、地盤を2層構造に近似していることに無理があるためと考えられる。

## 5.2 有効せん断ひずみ

図10、11に、Model A～Cに対する提案法・告示法・SHAKEの各解析から得られた弾性時および安全限界時の地盤の有効せん断ひずみの分布を示す。図10から、弾性時の地盤の有効せん断ひずみは、Model A～Cとも、提案法による結果はSHAKEの結果と良く対応しているが、告示法の結果はSHAKEの結果に比べて2～3倍程度大きな値となっている。図11（安全限界時）においても、Model A、Cでは、同様の傾向が認められる。とくに、Model Cの告示法による結果では、有効せん断ひずみが2%程度と過大な値となっている（図11(c)）。一方、Model Bでは、提案法、告示法、SHAKEいずれの方法でも、得られた有効せん断ひずみの値に大きな差が見られない。これは、Model Bの場合、表3に示したように、告示法では1次固有周期の値を半分程度に過小評価したため、偶然、提案法やSHAKEの結果との差が小さくなったと考えられる。

図12には、Site-1～4に対する各解析から得られた安全限界時の地盤の有効せん断ひずみの分布を示す。Site-4において、提案法による結果がSHAKEの結果を大きく下回る場合もあるが、それを除けば、提案法による結果はSHAKEの結果と概ね対応している。一方、告示法による結果は、Site-1～4いずれの地盤でも、SHAKEの結果より2～4倍大きな値となっている。これは、3章で指摘したとおり、(16)式の値（告示法と提案法の地表変位の比）が地盤によらず概ね2～3程度となるためと考えられる。

## 5.3 地表の加速度応答スペクトル

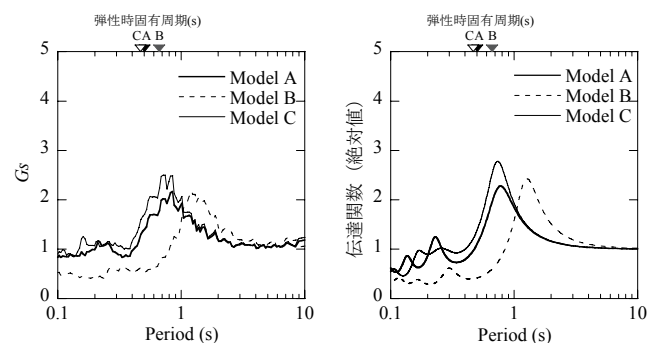
図13に、Model A～Cに対する各解析から得られた安全限界時の地表加速度応答スペクトル（減衰定数5%）を比較して示す。図から、Model A、Cでは、告示法による地盤の有効せん断ひずみがSHAKEの結果に比べて過大である（図11(a),(c)）にも関わらず、地表の加速度応答スペクトルについては、告示法においてもSHAKEと比較的よく対応する結果となっている。これは、3章の考察から、地盤のせん断剛性と減衰定数のひずみ依存性の傾向がひずみの対数に概ね比例する形であるためと推察される。一方、Model Bでは、告示法とSHAKEで地盤の有効せん断ひずみに大きな差が見られなかったものの（図

表3 Model A～Cの固有周期と $G_{s1}$ の値

		弾性			安全限界		
		告示法	SHAKE	提案法	告示法	SHAKE	提案法
Model A	$T_1(s)$	0.500	0.503	0.504	0.765	0.780	0.811
	$T_2(s)$	0.167	0.167	0.169	0.255	0.231	0.237
	$G_{s1}$	2.318	2.317	2.318	2.125	2.277	2.173
Model B	$T_1(s)$	0.500	0.640	0.634	0.649	1.280	1.227
	$T_2(s)$	0.167	0.174	0.177	0.216	0.300	0.296
	$G_{s1}$	2.318	2.573	2.318	1.937	2.425	1.946
Model C	$T_1(s)$	0.500	0.449	0.469	0.684	0.738	0.735
	$T_2(s)$	0.167	0.186	0.185	0.228	0.258	0.255
	$G_{s1}$	2.318	2.687	2.318	2.007	2.778	2.140

表4 Site-1～4の固有周期と $G_{s1}$ の値

		弾性			安全限界		
		告示法	SHAKE	提案法	告示法	SHAKE	提案法
Site-1	$T_1(s)$	0.231	0.178	0.207	0.259	0.196	0.230
	$T_2(s)$	0.077	0.089	0.091	0.086	0.102	0.112
	$G_{s1}$	1.841	2.415	1.841	1.668	2.639	1.884
Site-2	$T_1(s)$	0.542	0.454	0.495	0.791	0.694	0.829
	$T_2(s)$	0.181	0.210	0.211	0.264	0.378	0.340
	$G_{s1}$	2.083	2.568	2.083	1.807	2.894	1.943
Site-3	$T_1(s)$	0.674	0.623	0.673	0.869	1.092	1.040
	$T_2(s)$	0.225	0.170	0.255	0.290	0.304	0.329
	$G_{s1}$	1.934	2.937	1.934	1.764	2.769	1.804
Site-4	$T_1(s)$	1.276	1.187	1.220	1.881	2.100	2.296
	$T_2(s)$	0.425	0.420	0.424	0.627	0.637	0.676
	$G_{s1}$	2.573	2.809	2.573	2.372	2.735	2.382



(a) 加速度応答スペクトル比 (b) 伝達関数（絶対値）  
図7 SHAKEによる安全限界時の地震動増幅率 $G_s$

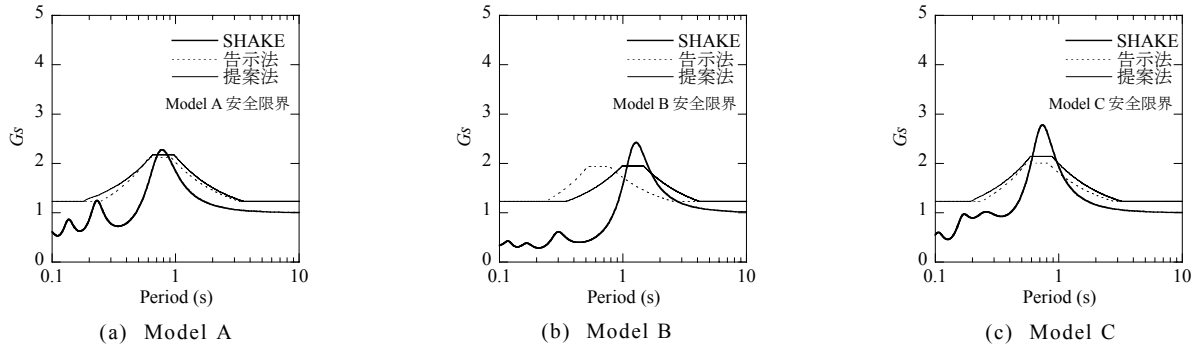


図8 安全限界時の地盤増幅率の比較 (Model A ~ C)

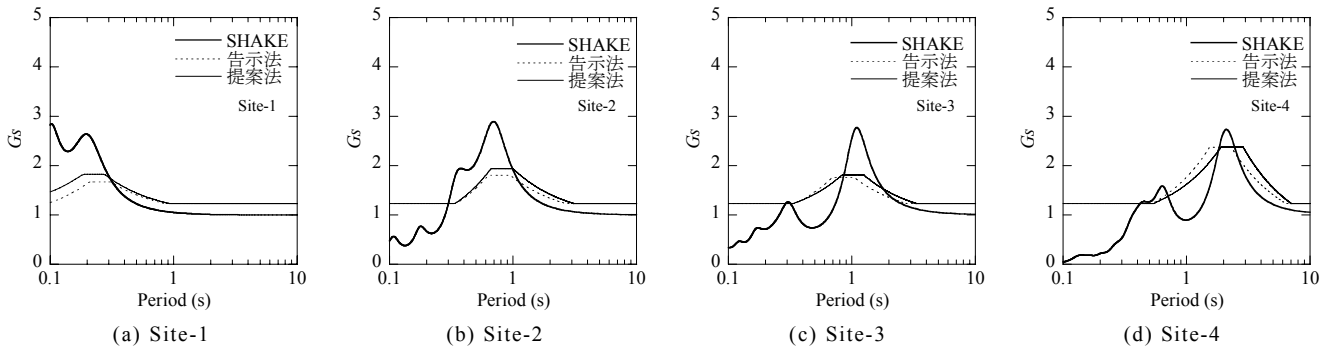


図9 安全限界時の地盤増幅率 (Site-1 ~ 4)

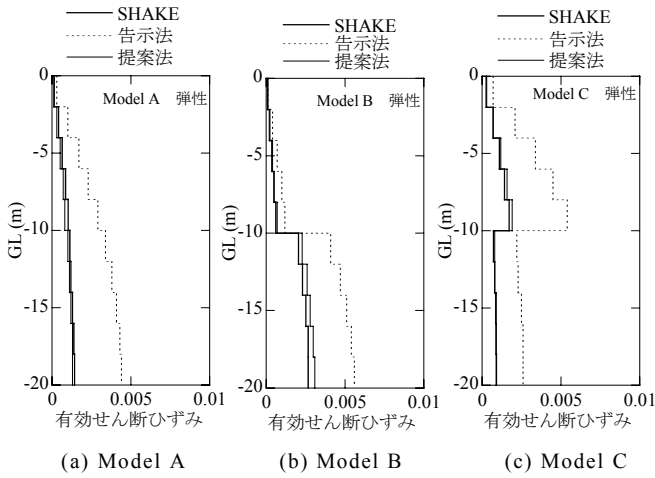


図10 弾性時の有効せん断ひずみの比較 (Model A ~ C)

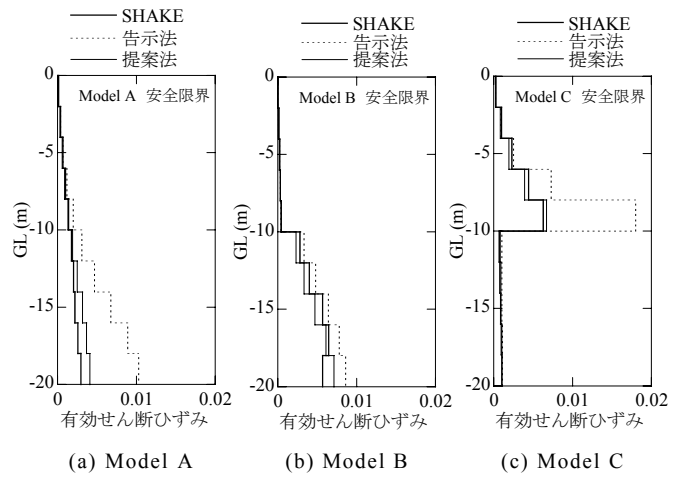


図11 安全限界時の有効せん断ひずみの比較 (Model A ~ C)

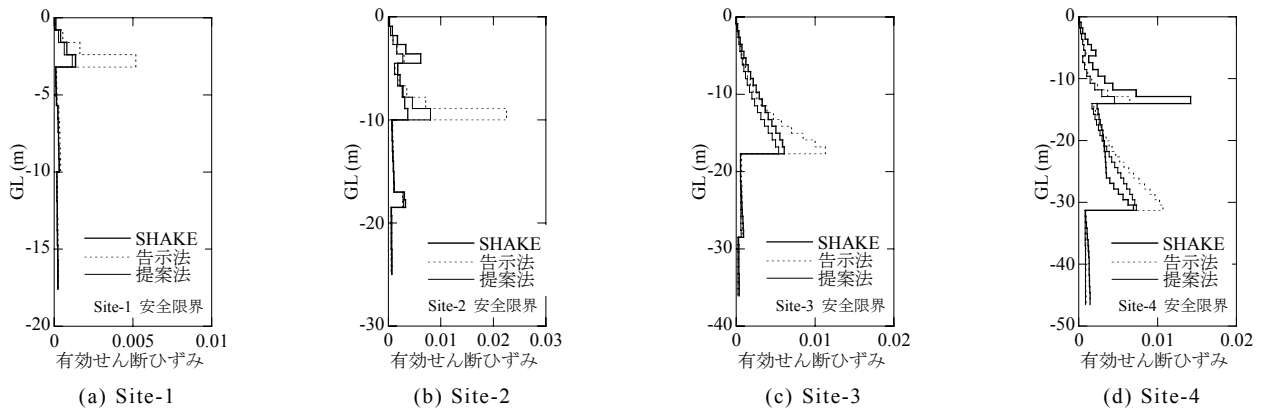


図12 安全限界時の有効せん断ひずみの比較 (Site-1 ~ 4)



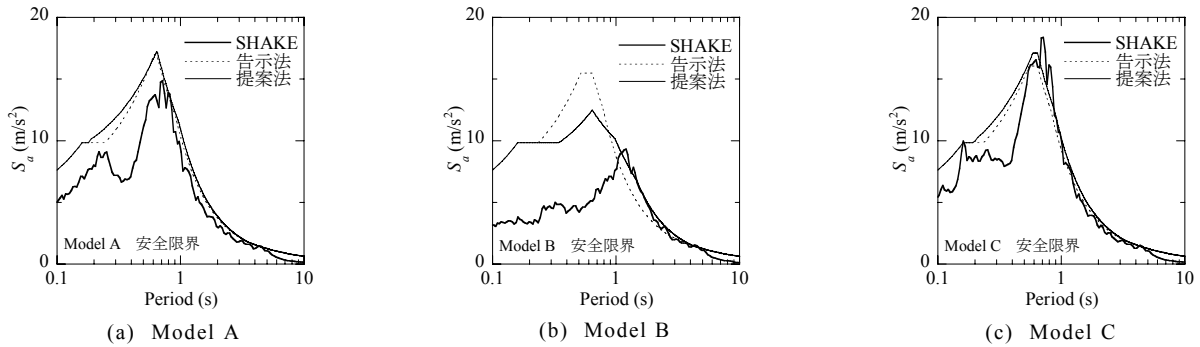


図13 安全限界時の地表での加速度応答スペクトル  $S_a$  の比較 (Model A ~ C)

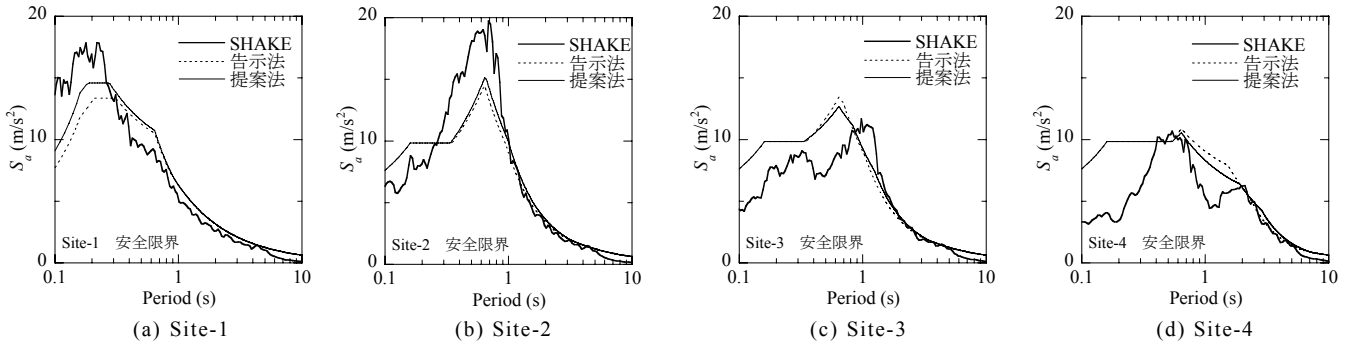


図14 安全限界時の地表での加速度応答スペクトル  $S_a$  の比較 (Site-1 ~ 4)

11(b)), 地表加速度応答スペクトルには大きな違いが見られる。これは、前述のように、告示法では地盤の1次固有周期を過小評価する機会が多いためと考えられる。すなわち、建物の設計用地震荷重の策定において、地盤の1次(等価)固有周期を適切に評価することの重要性が示唆される。

図14には、地盤構造が比較的複雑なSite-1~4に対する各解析から得られた安全限界時の地表加速度応答スペクトル(減衰定数5%)を示す。図から、Site-1では0.3秒程度以下、Site-2では0.2~1秒程度、Site-3では1~2秒程度以下の周期範囲で、提案法および告示法による結果がSHAKEの結果を大きく下回っている。これは、提案法および告示法による  $G_{s1}$  の値がSHAKEによる値を大きく下回っていること(図9)に起因しており、Model A~Cの場合に比べて地盤構造が複雑であるため、その影響が顕著に現れたものと推察される。この点については、 $G_{s1}$  に下限値を設けるなど、さらに改善の余地が残されているが、今後の課題としたい。

## 6. まとめ

本論文では、告示による地盤増幅率の算定法の問題点として、a)地盤の固有周期の算定精度が十分でない場合があること、b)地盤のせん断ひずみが約3倍程度大きめに評価される場合があること、を示すとともに、下記のような提案法を示した。

- a) 固有周期を固有値解析から決める。
- b) 地表変位を等価1質点系の応答から近似的に求める。

告示法と提案法を用いて比較検討を行ったところ、地盤構造が複雑な場合でも、提案法で算出した固有周期や有効せん断ひずみがSHAKEの結果と良く対応し、その妥当性・有効性が確認された。

ただし、 $G_{s1}$  の算定では、告示法と同様、地盤構造が複雑な場合、

SHAKE に比べて増幅率を過小評価する傾向が認められ、加速度応答スペクトルの改良のために今後  $G_{s1}$  の下限値などについて、さらに検討が必要と考えられる。

## 謝辞

本研究は、2006~2008年度の(社)日本鉄鋼連盟「建築基礎構造WG」の一環として実施したものである。また本研究の一部は、国土交通省・建築基準整備促進補助金事業においても実施された。

## 参考文献

- 1) 国土交通省住宅建築指導課, 国土交通省建築研究所, 財団法人日本建築センター, 社団法人建築研究振興協会編集: 2001年版 限界耐力計算法の計算例とその解説, 工学図書, 2001. 3.
- 2) 三浦賢治: 表層地盤増幅の評価, 限界耐力計算を展望する-耐震計算法の課題を探る, 日本建築学会大会構造部門PD資料, pp.19~27, 2003. 9.
- 3) 古山田耕司, 宮本裕司, 時松孝次, 三浦賢治: 応答スペクトル法を用いた液化地盤の応答解析と杭応力評価, 日本建築学会技術報告集, 第19号, pp.67~72, 2004. 6.
- 4) 林康裕, 森井雄史, 鬼丸貞友, 吉川正隆: 限界耐力計算法における地盤増幅係数評価に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第567号, pp.41~46, 2003. 5.
- 5) 井上和歌子, 柏尚稔, 勝二理智, 森井雄史, 林康裕: 表層地盤による地震動増幅率評価法に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.967~968, 2008. 9.
- 6) Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H. B.: SHAKE -A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report No. EERC72-12, EERC, 1972. 12.
- 7) 古山田耕司, 宮本裕司, 三浦賢治: 多地点での原位置採取試料から評価した表層地盤の非線形性, 第38回地盤工学会研究発表会, pp.2077~2078, 2003.7.
- 8) 日本建築学会編: 建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計, pp.65~72, 2006. 2.

[2009年6月19日原稿受理 2009年8月28日採用決定]