

■ウィンドウズ オブ Wind (風の窓)

応答スペクトル法による地盤増幅評価法の開発

(株)小堀鐸二研究所 構造研究部 岡野 創、酒向裕司

E-mail: okanohj@kobori-takken.co.jp, sakoy@kobori-takken.co.jp

1. はじめに

2007年の建築基準法改正に伴い、高さ60mを超える風力発電施設は、超高層ビル並に時刻歴応答計算による安全性確認が求められるようになりました。一方、風力発電の競争力を強化するためには、評価・認定手続き効率化も求められています。本会の、政策部会・規制緩和WG・建築基準法チームでは、耐震安全性照査の簡略化を目指して応答スペクトル法の導入の検討が進められています。

風力発電施設の地震応答を応答スペクトル法で評価する際には、低減衰域での振幅補正係数と表層地盤による入力地震動の地盤増幅の評価が課題となります。このうち、地盤増幅の評価について成果がまとまりましたので、概要をご報告致します。

2. 既往の評価方法

今回、開発した方法の紹介に入る前に、既往の手法について概観しておきます。

2000年の建築基準法改正で、限界耐力計算法が導入されるにあたって、地盤増幅率の評価法も同時に示されました。

これをきっかけとして、表層地盤による応答スペクトルの増幅率の評価法については、評価精度の向上を目指した研究が行われてきています。ここでは、代表的な研究として、基準法の詳細法¹⁾の基になった三浦ら(2001)²⁾の研究、石田ら(2004)³⁾の研究、および井上ら(2010)⁴⁾の研究を取り上げて、おさらいしてみます。

表層地盤による地震動の応答スペクトルの増幅率を、モードの重ね合わせによる応答スペクトル法を用いて評価する場合、次のような問題が生じます。まず、①1次元土柱の最下層は静的な剛性を持たないダッシュポットになるため、一般的な実固有値解析が適用できないという問題が生じます。次に、地表面の入力地震動を評価しているので、②地表面の最大応答値ではなく応答スペクトルを評価しなければならない、という問題があります。この他に、③各層の最大歪みを評価法、についても手法間で差異があります。

①については、三浦ら(2001)と井上ら(2010)は、最下層に単位面積の半無限地盤ばねを用いることで、実固有値問題に置き換えています。これに対して、石田ら(2004)は、最下層要素のばねへの置き換えを行わず、複素固有値問題として定式化しています。

②の問題は、モード重畳による応答スペクトル法は、元来、建物の最大応答を評価するための方法であって、応答スペクトルの評価法ではないために生じてくる問題です。三浦ら(2001)はまず、均質な1層地盤に置換した表層地盤と工学的基盤からなる2層地盤に置き換え、1次および2次固有周期の増幅率を、インピーダンス比とモーダル減衰定数に関する回帰式として与えています。さらに、短周期側と長周期側で増幅率を設定し、これらを結ぶ数式で応答スペクトルの増幅率を与えています。基準法で採用された増幅率は、安全側に包絡する設定となっていますが、考え方は同様です。井上ら(2010)も、基準法で採用された算定式を用いています。

これに対して、石田ら(2004)は、微小質量を持つ1自由度系群を地表に付加して、その最大応答値を応答スペクトルとしています。

③の各層の最大歪みの評価については、三浦ら(2001)は、 $h=0.05$ の加速度応答スペクトルで規定された入力地震動を、経験式を用いて加速度のフーリエ振幅に変換し、フーリエ振幅から最大歪み(直接的には地表の最大変位)を評価しています。これに対して、井上ら(2010)は、1次モードのモード減衰定数と減衰による低減係数を用いて、応答スペクトルから直接評価しています。ここが、三浦ら(2001)の方法と井上ら(2010)の方法の主な違いとなっています。

以上では、やや細部に踏み込んで手法間の異同を見てきましたが、総合的に、近似的な要素が最も少ないのは石田ら(2004)の方法で、実際にも高い評価精度が得られています。しかし、複素固有値解析を用いているので、理論的にはやや複雑です。井上ら(2010)は、最大歪みの評価法に修正を加えていますが、応答スペクト

ルの増幅率の表示式は基準法と同じで、回帰式で与えられる2層地盤の増幅率を用いるなどの経験的な要素も残しています。検証結果でも、精算値との差が見られる周期帯があり、必ずしも安全側の評価になっていません。

本稿で提案する手法では、理論的には良く知られた平易な方法を用いつつ、経験的な近似式の導入は避けることにより、評価精度を高めることを目指しました。

3. 定式化

建築基準法では、工学的基盤での入力地震動の特性は応答スペクトルで与えられているので、モード重畳による応答スペクトル法を用いるのが一般的なアプローチです。しかし、地盤の場合は、上述のように複素固有値解析が必要になるという問題があります。そこで、提案法では、入力地震動をパワースペクトル密度に変換して取り扱うことにしました。これは、伝達関数を用いた定式化を行うためです。地盤の伝達関数は、良く知られた1次元重複反射理論で算出します。

フーリエスペクトルではなく、パワースペクトル密度を用いるのは、パワースペクトル密度が振動系への単位時間辺りの入力エネルギーを表しており、最大応答と関連が深いためです。フーリエ振幅は、地震動の全継続時間の総入力エネルギーを速度換算したエネルギースペクトル⁵⁾と等価であり⁶⁾、累積応答値と関連するものです。総入力エネルギーと最大応答値との関係は、継続時間次第で大きく変動してしまいます。

加速度応答スペクトルからパワースペクトル密度への変換方法は、定式化の最後で述べることにして、入力地震動がパワースペクトル密度で与えられているものとして、定式化を進めます。

3. 1 1次元成層地盤の伝達関数

本稿では、1次元成層地盤の伝達関数を1次元重複反射理論で算出します。1次元重複反射理論による伝達関数の導出は良く知られていますが^{例え7)}、以下に要点を述べます。

粘弾性1次元成層地盤の運動方程式は、次のように表せます。

$$\rho \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \quad (1)$$

ここで、 y は変位、 ρ は密度、 G は次式で与えられる複素せん断弾性係数です。

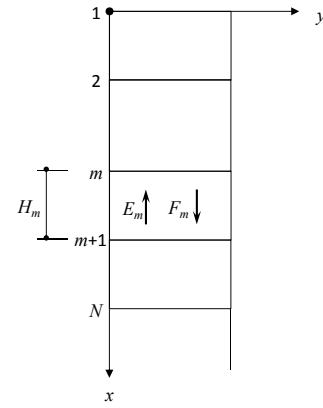


図1 1次元波動論

$$G = G_0(1 + 2ih) \quad (2)$$

ここで、 h は減衰定数である。式(1)の解を、

$$y = u(x) \cdot e^{i\omega t} \quad (3)$$

とおくと、次式が得られます。

$$\frac{G}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \omega^2 u = 0 \quad (4)$$

式(4)は、常微分方程式なので簡単に答えが得られ、式(1)の解は次式で与えられます。

$$y = E e^{i\omega(t+x/V)} + F e^{i\omega(t-x/V)} \quad (5)$$

ここで、

$$V^2 = G/\rho = G_0(1 + 2ih)/\rho \quad (6)$$

E, F は、それぞれ上昇波と下降波を表す未定係数です。なお、式(6)で与えられる波の伝播速度 V は複素数となります。

図1の第 m 層の変位 y_m 、歪み γ_m 、せん断力 τ_m は、それぞれ、次式で与えられる。

$$y_m(x, t) = E_m e^{i\omega(t+x/V_m)} + F_m e^{i\omega(t-x/V_m)} \quad (7)$$

$$\gamma_m(x, t) = \frac{i\omega}{V_m} \{ E_m e^{i\omega(t+x/V_m)} - F_m e^{i\omega(t-x/V_m)} \} \quad (8)$$

$$\begin{aligned} \tau_m(x, t) &= G_m \frac{\partial y_m}{\partial x} \\ &= i\omega \rho_m V_m \{ E_m e^{i\omega(t+x/V_m)} - F_m e^{i\omega(t-x/V_m)} \} \end{aligned} \quad (9)$$

m 層と $m+1$ 層の連続条件、

$$\begin{cases} y_m(H_m, t) = y_{m+1}(0, t) \\ \tau_m(H_m, t) = \tau_{m+1}(0, t) \end{cases} \quad (10)$$

より、

$$\begin{cases} E_{m+1} + F_{m+1} = E_m e^{u\omega H_m/V_m} + F_m e^{-u\omega H_m/V_m} \\ E_{m+1} - F_{m+1} = \alpha_m \{ E_m e^{u\omega H_m/V_m} - F_m e^{-u\omega H_m/V_m} \} \end{cases} \quad (11)$$

ここで、 $\alpha_m = \rho_m V_m / \rho_{m+1} V_{m+1}$ である。式(11)を m 層から $m+1$ 層への遷移関係として行列表示すると、

$$\begin{Bmatrix} E_{m+1} \\ F_{m+1} \end{Bmatrix} = [A_m] \begin{Bmatrix} E_m \\ F_m \end{Bmatrix} \quad (12)$$

$$[A_m] = \begin{bmatrix} \frac{1}{2}(1+\alpha_m)e^{i\omega H_m/V_m} & \frac{1}{2}(1-\alpha_m)e^{-i\omega H_m/V_m} \\ \frac{1}{2}(1-\alpha_m)e^{i\omega H_m/V_m} & \frac{1}{2}(1+\alpha_m)e^{-i\omega H_m/V_m} \end{bmatrix} \quad (13)$$

地表面で $\tau_1(0,t)=0$ より、

$$E_1 = F_1 \quad (14)$$

よって、第1層の未定係数と最下層 N 層の未定係数の関係は、

$$\begin{aligned} \begin{Bmatrix} E_N \\ F_N \end{Bmatrix} &= [A_{N-1}][A_{N-2}] \cdots [A_1] \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} E_1 \\ &= [A] \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} E_1 = \begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} \\ A_{21} & A_{22} \end{bmatrix} E_1 \end{aligned} \quad (15)$$

と表せます。

N 層の露頭波に対する、 j 層上端の上昇波成分の2倍の伝達関数は、

$$H_{jN}(\omega) = \frac{2E_j}{2E_N} \quad (16)$$

と表され、 j 層上端の地中応答の伝達関数は、

$$H_{jN}(\omega) = \frac{E_j + F_j}{2E_N} \quad (17)$$

と表せます。

ここで、露頭波とは、地層が地表面に表れている場合の地震動のことで、地表面では応力が作用しないという条件から上昇波の2倍となります。

等価線形解析では層の最大歪みが必要となるが、 j 層中央の歪みの伝達関数は、次式で与えられます。

$$H_{\gamma_j}(\omega) = \frac{\frac{i\omega}{V_j} \{E_m e^{i\omega H_j/(2V_j)} - F_m e^{-i\omega H_j/(2V_j)}\}}{2E_N} \quad (18)$$

以上で、等価線形化解析に必要な伝達関数が全て求まりました。ここまでは、地盤の増幅特性の評価法として良く用いられる手法で、次節以降が、提案法に特有の定式化となります。

3. 2 地盤の最大歪み

等価線形化法により地盤の非線形性を考慮した解析を行うためには、地盤の最大歪みを求める必要があります。

最下層 N の露頭波が加速度のポワースペクトル密度 $G_{a_N}(\omega)$ で与えられているとすると、 j 層中央の歪みのポワースペクトル密度は次のように与えられます。

$$G_{\gamma_j}(\omega) = |H_{\gamma_j}(\omega)|^2 \cdot G_{a_N}(\omega) / \omega^4 \quad (19)$$

ここで、式(18)の伝達関数は変位に対する伝達関数であるため、加速度のポワースペクトル密度を円振動数の4乗で除して変位のポワースペクトル密度に変換しています。なお、本稿ではポワースペクトル密度 $G(\omega)$ を、次式で定義しています。

$$\begin{cases} G(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} R(\tau) e^{-i\omega\tau} d\tau \\ R(\tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} G(\omega) e^{i\omega\tau} d\omega \end{cases}$$

ここで、 $R(\tau)$ は自己相関関数です。一般には、上式で与えられるような $[-\infty, \infty]$ 区間で両側ポワースペクトル密度の表記には $S(\omega)$ が用いられ、 $G(\omega)$ は $[0, \infty]$ で積分する片側ポワースペクトル密度の表記に用いられますが、 $S(\omega)$ は応答スペクトルと混同され易いので、本稿では、 $G(\omega)$ を両側ポワースペクトル密度の表記に用いることにします。

歪み応答を、定常ランダムとみなすと、歪みの標準偏差 (以下、rms 値) σ_{γ_j} は、

$$\sigma_{\gamma_j} = \sqrt{\int_{-\infty}^{+\infty} G_{\gamma_j}(\omega) d\omega} \quad (20)$$

と与えられ、歪みの最大振幅 γ_{\max_j} は、

$$\gamma_{\max_j} = PF_{\gamma}(t_d) \cdot \sigma_{\gamma_j} \quad (21)$$

と表すことができる。ここで、 $PF_{\gamma}(t_d)$ はピークファクター、 t_d は主要動の継続時間です。

定常ランダムとは、位相はランダムであるが、振幅や周波数成分などの統計的性質が一定であることを意味します。言うまでもなく、地震動は定常ランダムではありませんが、乱數位相を用いて模擬波を作る際には、主要動部分は定常ランダムと仮定されています。また、SRSS等の工学的に有用な方法も、定常ランダムの仮定の下に導かれています。

ところで、式(21)で最大歪みを計算するためには、ピークファクター $PF_{\gamma}(t_d)$ が必要となります。ピークファクターに関しては、各種の半理論的な評価式がありますが、本稿では簡単のために $PF_{\gamma}(t_d) \cong 3.0$ とします。

等価線形解析の収束計算は、通常 SHAKE と同様に行います。等価せん断弾性係数と、等価減衰定数を計算する際に用いる有効歪み γ_{eff} は、次式で与えます。

$$\gamma_{\text{eff}} = c_{\text{eff}} \cdot \gamma_{\max_j} \quad (22)$$

c_{eff} としては通常 0.65 が用いられます。

3. 3 応答スペクトル

j 層上端の加速度応答のポワースペクトル密

度は、式(16)または(17)の伝達関数を用いて次のように与えられます。

$$G_{a_j}(\omega) = |H_{jN}(\omega)|^2 G_{a_N}(\omega) \quad (23)$$

1 自由度系の絶対加速度の伝達関数を $H_a(\omega_0, h, \omega)$ とすると、 j 層上端の 1 自由度系の加速度の rms 値 $\sigma_a(\omega_0, h)$ は、次式で与えられます。

$$\sigma_a(\omega_0, h) = \sqrt{\int_{-\infty}^{+\infty} |H_a(\omega_0, h, \omega)|^2 G_{a_j}(\omega) d\omega} \quad (24)$$

ここで、

$$|H_a(\omega_0, h, \omega)|^2 = \frac{1 + 4h^2(\omega/\omega_0)^2}{\{1 - (\omega/\omega_0)^2\}^2 + 4h^2(\omega/\omega_0)^2} \quad (25)$$

ω_0 と h は 1 自由度系の固有円振動数と減衰定数です。

Rosenblueth のピークファクター⁸⁾を用いると、加速度応答スペクトルを次のように与えることができます⁹⁾。

$$S_a(\omega_0, h) = \underbrace{\sigma_a(\omega_0, h)}_{\text{定常 rms 応答}} \cdot \underbrace{\sqrt{1 - e^{-2h\omega_0 t_d}}}_{\text{rms 応答の非定常性を表す因子}} \cdot \underbrace{\sqrt{2} \cdot \sqrt{0.424 + \ln(2h\omega_0 t_d + 1.78)}}_{\text{ピークファクター}} \quad (26)$$

3. 4 入力地震動の変換

最後に、加速度応答スペクトルで与えられた設計用地震動をパワースペクトル密度に変換する方法について述べます。

ここでは、前節で加速度応答スペクトルを求めた方法を、逆向きに用います。本稿では割愛しますが、式(26)を誘導する前段階の式を用いると、次式のように、加速度応答スペクトルからパワースペクトル密度を計算することができます。

$${}_0G_{a_N}(\omega_0) = \frac{S_{a_N}^2(\omega_0, h) \cdot 2h}{\pi\omega_0 \cdot (1 - e^{-2h\omega_0 t_d}) \cdot 2 \cdot \{0.424 + \ln(2h\omega_0 t_d + 1.78)\}} \quad (27)$$

ここで、 $S_{a_N}(\omega_0, h)$ は工学的基盤 N 層の露頭波の加速度応答スペクトル、 ${}_0G_{a_N}(\omega_0)$ は対応するパワースペクトル密度の推定値です。左下添字 0 は、初期推定値であることを表します。

実は、式(27)では、地震動の周期変動が小さい（厳密にはホワイトノイズである）ことが仮定されています。したがって、周期変動が大きい周期帯ではパワースペクトル密度に誤差が生じてしまいます。そこで、次のように補正を行うことにします。まず、次式により加速度応答の分散を求めます。

$${}_{i-1}\sigma_{a_N}^2(\omega_0) = \int_{-\infty}^{+\infty} H_a^2(\omega_0, h, \omega) \cdot {}_{i-1}G_{a_N}(\omega) d\omega \quad (28)$$

上式において、初回は式(27)で求めたパワースペクトル密度を用い、2 回目以降は前回のパワースペクトル密度を用います。次に、次式を用いて最大加速度応答を評価します。

$${}_{i-1}S_{a_N}(\omega_0, h) = {}_{i-1}\sigma_a(\omega_0, h) \cdot \sqrt{1 - e^{-2h\omega_0 t_d}} \cdot \sqrt{2} \cdot \sqrt{0.424 + \ln(2h\omega_0 t_d + 1.78)} \quad (29)$$

上式は、言うまでもなく式(26)と同じものです。最大加速度応答の誤差を考慮したパワースペクトル密度を次式で計算します。

$${}_iG_{a_N}(\omega_0) = c_i^2 \cdot {}_{i-1}G_{a_N}(\omega_0) \quad (30)$$

ここで、

$$c_i = \frac{S_{a_N}(\omega_0, h)}{{}_{i-1}S_{a_N}(\omega_0, h)} \quad (31)$$

以上の計算を、前回との応答スペクトルの差を誤差として、全周期で誤差が許容値以下になるまで繰り返します。

以上で、計算に必要な数式が全て揃いました。本稿では、実際に計算に使う数式を中心に紹介したために、誘導過程を一部割愛しました。詳しくは、投稿中の論文¹⁰⁾をご覧ください。

4. 計算例

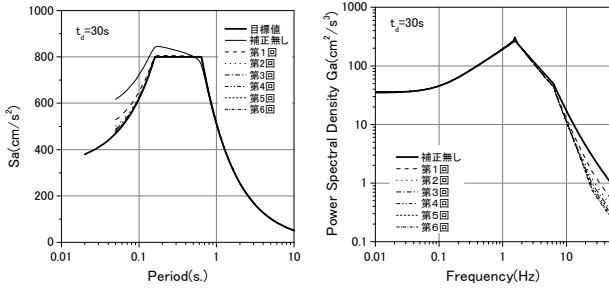
4. 1 入力地震動の変換

まず、 $h=0.05$ で与えられた加速度応答スペクトルをパワースペクトル密度に変換します。後で、参照用の時刻歴応答計算に用いる模擬波は（図 3 参照）、定常ランダムと見なせる主要動継続時間が 30s. であることから $t_d=30s.$ としています。適合させる応答スペクトルは周期 0.05s~10s を対数で均等に 90 分割した 91 点とし、式(28)の数値積分に用いる振動数はこれをカバーするように 0.01 Hz~50Hz と設定し、対数で均等に 400(401 点)分割しました。式(31)の補正係数 c_i については、数値積分範囲の端部では区間 $[-\infty, \infty]$ で定義される式(28)の積分評価が不適切となることを考慮して、積分範囲の端部から 2 倍 ($2 \times 0.01=0.02\text{Hz}$) または 1/2 ($50/2=25\text{Hz}$) の範囲では、0.02Hz と 25Hz での補正值に置き換えています。

図 2 に、告示の加速度応答スペクトルを、式(27)および式(30)を用いて推定したパワースペクトル密度を示します。許容誤差は 1% として、収束計算を繰り返し、6 回目で収束しています。

短周期側でパワースペクトル密度が小さくなる方向に補正されていますが、これは、加速

度応答の伝達関数は1に収束するのに対し、高振動数側は1以下に低減するので、パワースペクトル密度が急激する高振動数側では、加速度応答を評価する振動数より低い振動側のパワースペクトル密度の影響を受けるためです。



(a) 加速度応答スペクトル (b) パワースペクトル密度

図 2 告示極稀の加速度応答スペクトルからパワースペクトル密度への変換

4. 2 地表面の加速度応答スペクトル

検証用の地盤モデルとして、表 1 に示す 4 モデルを設定しました。地盤の非線形特性は、主な土質に基づいて、標準的な粘性土、砂質土の非線形特性¹¹⁾を設定しました。

参照用の時刻歴等価線形解析には、図 3 に示すような経時特性と乱数位相を用いて、告示スペクトルに合致するように作成した模擬波 2 波を用いました。地震動は、地盤モデル基盤に露頭波として入力し、地表面の加速度応答スペクトルを評価しました。

表 1 地盤モデル

モデル 1					モデル 2				
GL-(m)	主な土質	Vs (m/s)	密度 (t/m³)	ポアソン比	GL-(m)	主な土質	Vs (m/s)	密度 (t/m³)	ポアソン比
0.00 ~ 3.00	砂質土	130	1.70	0.401	0.00 ~ 4.50	粘性土	90	1.80	0.498
3.00 ~ 5.70	砂質土	340	1.80	0.357	4.50 ~ 10.00	砂質土	150	1.60	0.495
5.70 ~ 10.00	粘性土	280	1.70	0.411	10.00 ~ 17.00	砂質土	210	1.80	0.491
10.00 ~ 17.40	砂質土	380	1.90	0.473	17.00 ~ 18.50	粘性土	150	1.70	0.495
17.40 ~	岩盤	510	2.10	0.464	18.50 ~ 25.00	砂質土	260	1.80	0.486
					25.00 ~	砂礫	390	1.80	0.472

モデル 3					モデル 4				
GL-(m)	主な土質	Vs (m/s)	密度 (t/m³)	ポアソン比	GL-(m)	主な土質	Vs (m/s)	密度 (t/m³)	ポアソン比
0.00 ~ 17.70	粘性土	130	1.80	0.496	0.00 ~ 6.30	粘性土	90	1.60	0.498
17.70 ~ 28.50	砂質土	250	1.90	0.487	6.30 ~ 14.00	砂質土	120	1.80	0.497
28.50 ~ 36.10	砂質土	360	1.90	0.475	14.00 ~ 31.30	粘性土	120	1.80	0.496
36.10 ~		430	1.90	0.464	31.30 ~ 46.50	粘性土	200	1.70	0.491
					46.50 ~	砂礫	350	1.90	0.476

周波数の分割・積分範囲、主要動継続時間 t_d 等の計算条件は、前節の入力地震動の変換と同様です。等価線形解析の収束計算は、歪みの差が 1% 以下になるまで繰り返しました。時刻歴等価線形解析の収束条件も同様です。

図 4 に、最大歪み分布の比較を示します。モデル 4 では、提案法と時刻歴解析でやや差が認められますが、その他のモデルでは両者は良く一致していることが確認できます。

なお、WG での検討においては、より高度な

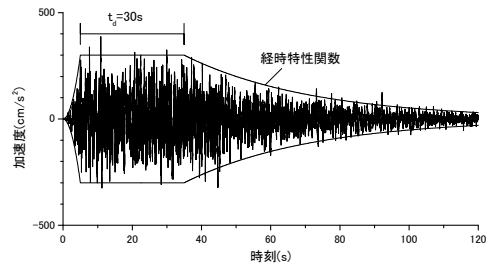
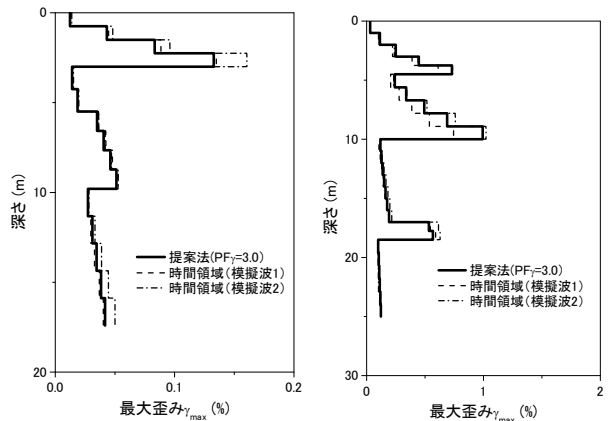
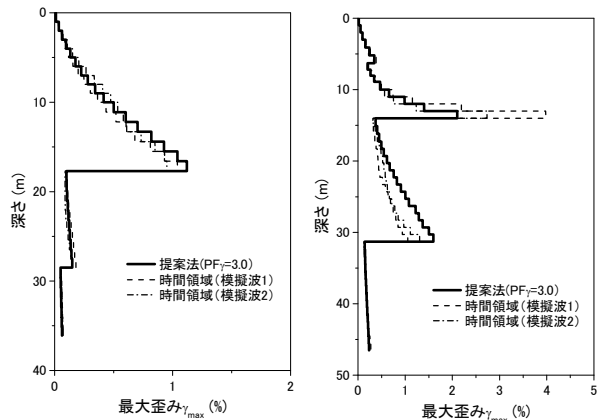


図 3 告示極稀の模擬波と経時特性関数 (模擬波 1)



(a) モデル 1

(b) モデル 2



(c) モデル 3

(d) モデル 4

図 4 地盤の最大歪みの深さ方向分布

ピークファクター理論を用いて最大歪みを計算する検討も行っていますが、本稿で扱った例題の範囲内では、ピークファクターを3.0に固定しても、結果に大差は見られないことを確認しています。詳しくは、投稿中の論文 10) をご覧ください。

図5に、地表面の加速度応答スペクトルの比較を示します。どのモデルでも、提案法の結果（太実線）は、時間領域の等価線形解析の結果（細破線、細一点鎖線）と、良く一致しています。

図中には、比較対象として、告示の詳細法の結果（太破線）も併記しました。計算には、文献 12) に示すプログラムを用いました。増幅率 G_s は、工学的基盤に対してだけでなく、みなし工学的基盤に対しても計算し、これらを包絡する増幅率を用いています。告示の詳細法は、モデル1では、時刻歴等価線形解析の結果の特徴を捉えています。モデル2～4では、かなり大きな誤差が生じています。本稿の検討例だけから、一般的な結論を述べることはできませんが、モデル1からモデル4に向かって、地盤は軟弱となり、歪みも大きくなっていることから、地盤が軟弱で歪みが大きくなると、告示の詳細法の適合度は低下する傾向があるようです。また、告示の詳細法は、必ずしも安全側の評価にはなっていません。これに対して、提案法は地盤条件に関わらず、概ね良好な精度が保たれていると言えます。

5. まとめ

本稿では、新たに開発した、表層地盤による

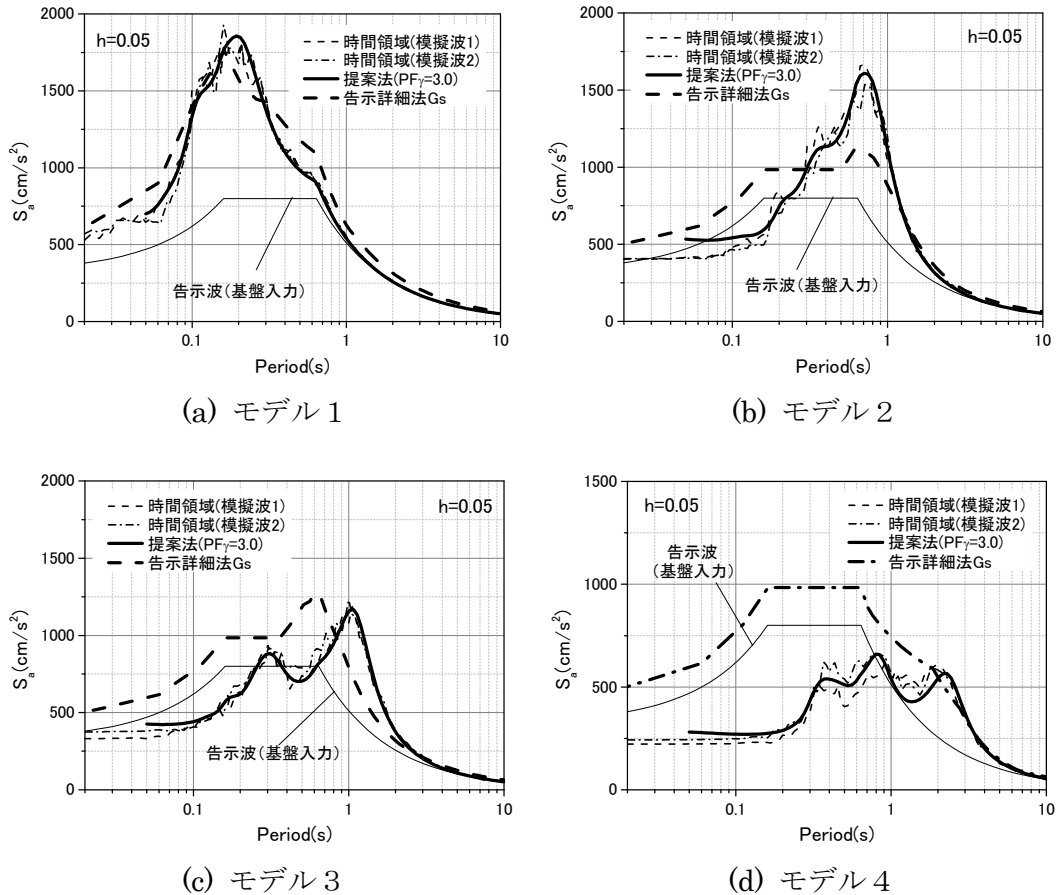


図5 加速度応答スペクトルの比較

入力地震動の応答スペクトルの増幅率を評価法をご紹介しました。

数式がたくさん出てきて、複雑に感じられたかもしれませんが、このうちの式(1)～(18)は、良く知られた重複反射理論による伝達関数の計算法を説明したものです。提案法に独自の数式は、式(19)以降の13個で、このうち入力地震動の変換に用いる式(27)以降を除くと、増幅率評価に用いる数式は8個に集約されます。提案法はランダム振動の考え方を取り入れているため、概念的にはややなじみにくいところがあるかもしれませんが、数値計算としてはシンプルだということは、ご理解頂けると思います。

検証例では、告示の方法との比較を行いました。告示の方法を用いても、地盤条件によって、誤差が生ずる場合があることが分かりました。これに対して、本稿でお示した方法では、地盤条件にかかわらず安定した精度が保たれ、時刻歴解析とほぼ同等な精度が確保されていることが確認されました。

本稿でご紹介した方法が、風力発電施設の耐震安全性照査の効率化のお役に立てば、何よりの幸いです。

最後に、WGでの議論において、有益な御意見を賜りました関係各位に感謝しつつ、本稿を閉じます。

参考文献

- 1) 告示 1457, 2007 年改訂
- 2) 三浦賢治、古山田耕司、飯場正紀：応答スペクトル法による表層地盤の非線形増幅特性の解析法, 日本建築学会構造系論文集, 第 539 号, pp.57-62, 2001.01
- 3) 石田寛、源栄正人：地盤増幅を考慮した一様ハザードスペクトルに基づく建築構造物の地震リスク評価手法、日本建築学会構造系論文集, 第 583 号, pp.23-30, 2004.09
- 4) 井上和歌子、林康宏、新井洋、中井正一、飯場正紀：表層地盤による地盤増幅率評価法に関する研究, 日本建築学会技術報告集, 第 16 巻, 第 32 号, pp.107-112, 2010
- 5) 加藤勉・秋山宏：強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷, 日本建築学会論文集, 第 235 号, pp.9-18, 1975
- 6) 桑村仁・秋山宏・桐野康則：フーリエ振幅スペクトルの平滑化による地震入力エネルギーの評価, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 442 号, pp.53-60, 1992
- 7) 柴田明德：「最新耐震構造解析」、森北出版、1981.
- 8) Rosenblueth E. and J.I. Bustamante: Distribution of Structural Response to Earthquakes, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, EM3, pp.75-106, June, 1962.
- 9) 岡野 創、加藤研一、森川 淳：統計的グリーン関数法による平均的応答スペクトルの直接評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 77 巻, 第 673 号, pp.351-360, 2012.03
- 10) 岡野 創, 酒向裕司：表層地盤による応答スペクトルの増幅率の評価法の提案, 日本建築学会技術報告集, 第 41 号, 2013.03 (投稿中)
- 11) 古山田耕司、宮本裕司、三浦賢治：多地点での原位置採取資料から評価した表層地盤の非線形特性、第 38 回地盤工学研究発表会、pp.2077-2078、2003.07
- 12) SS21/Dynamic 表層地盤アンプリファイア 2007 Ver.1, UNION SYSTEM INC.