

ランダム位相を持つ模擬地震動が 地盤の非線形応答に与える影響の検討

畑 明仁¹・志波 由紀夫²・坂下 克之³・清野 純史⁴

¹正会員 大成建設株式会社 技術センター (〒245-0051 横浜市戸塚区名瀬町344-1)
E-mail:hata@ce.taisei.co.jp

²フェロー会員 大成建設株式会社 技術センター (〒245-0051 横浜市戸塚区名瀬町344-1)
E-mail:shiba@ce.taisei.co.jp

³正会員 大成建設株式会社 技術センター (〒245-0051 横浜市戸塚区名瀬町344-1)
E-mail:katsuyuki.sakashita@sakura.taisei.co.jp

⁴正会員 京都大学大学院教授 工学研究科 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂Cクラスター)
E-mail:kiyono@quake.kuciv.kyoto-u.ac.jp

設計用応答スペクトルに適合した模擬地震動を作成する手法の一つに、ランダム位相を用いる方法がある。本手法は現時点における模擬地震動作成の主たる手法の一つであるが、ランダム位相を用いて作成された複数の地震動に対して、設計対象の非線形応答のばらつきがどの程度となるのかは必ずしも明確ではない。本論は、等価線形解析とR-Oモデルによる逐次非線形解析により、ランダム位相を持つ多数の地震動に対して1次元地盤の非線形応答スペクトルを算定し、地盤応答に与える影響を確認するものである。本検討により、等価線形解析やR-Oモデルなどの全応力解析が有効と考えられる地盤に対しては、地震動のランダム位相による応答スペクトルの変動は、固有周期が0.1秒～5.0秒の範囲で変動係数にして0.1～0.2程度となることが分かった。

Key Words : *simulated earthquake motion, random phase, nonlinear ground response spectrum, equivalent linear analysis, nonlinear analysis, Ramberg-Osgood model*

1. はじめに

設計用入力地震動は、一般に応答スペクトルで規定されることが多い。一方で、動的解析による耐震設計照査を行うためには、動的解析用の入力地震動波形が必要となるため、動的解析用の入力地震動を設計用応答スペクトルに基づき規定する必要があるが生じる。

応答スペクトルから動的解析入力地震動を作成するためには、振幅特性と位相特性を規定する必要がある。現状における一般的な方法は、振幅特性についてはその応答スペクトルが設計用応答スペクトルと一致するように振幅調整するというものであるが、位相特性については、実地震の位相を用いる場合、ランダム位相を与える場合、あるいは対象となる地震の震源破壊過程や伝播経路特性、観測サイト特性を考慮したモデル化を行う方法等、複数の手法が用いられ統一的方法がまだ確立していない段階にある¹⁾²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾

地震動の位相特性は、その非定常性と関連するため、とりわけ非線形動的解析が一般化されている昨今におい

ては、位相特性をどのように設定するかは重要な課題である。また構造物の耐震設計を行う立場からは、設定された位相特性が設計対象の応答特性にどのような影響を与えるかがより関心を集めるところであろう。

地震動の位相特性については、大崎が位相差分スペクトルと地震動の包絡形状の相似性を指摘した研究⁶⁾を端緒として、これまでもさまざまな研究が行われてきた。例えば、和泉・勝倉⁷⁾は位相の角周波数微分である群遅延時間の平均と標準偏差が主要動の到達時刻と包絡形に関する情報を持つことを示し、沢田⁸⁾は位相差分を用いた地震動継続時間の定義を試みた。また、澤田ら⁹⁾は、群遅延時間の特性を伝播経路、観測サイトの特性に分離する手法を提示し、佐藤ら¹⁰⁾は震源、伝播経路、観測サイト特性それぞれに対し個別にモデル化の手法を提示した。これらの研究は、地震現象がどのように地震動波形の位相構造を決定し、また、その位相構造が地震動波形においてどのような役割を果たすかについて検討したものである。これらの研究により、地震動波形の位相構造をより合理的にモデル化する手法が開発されてきたと

言えるが、一方で、例え対象地震が特定されたとしてもそのモデル化に必要な震源特性や伝播経路特性に関する情報を正確に特定することは困難であり、設計用入力地震動を規定する上での大きな不確実性の一つとなっている。このような背景から、ランダム位相を用いて設計用入力地震動を規定する方法は簡易な手法ということもあり、その物理的モデル化の成熟度は不十分であるとしても現状において容易に排除出来ない手法と言えるであろう。

応答スペクトルに適合する動的解析用入力地震動をランダム位相を用いて規定する際の問題点は、応答スペクトルに適合する波形を無数に設定できるということである。地震動波形を震源過程や伝播経路、サイト特性に基づいて規定する場合や、実地震動の位相を用いる場合には、設計対象にとって重要な想定地震を基本とした議論が可能であるが、ランダム位相を用いる場合には、その物理的意味が不明確なため、その決定方法も曖昧となる。そのような場合、構造物を設計する立場からは、設計対象構造物の応答にどのような影響を与えるかに着目して入力地震動を選定することも重要となる。すなわち、無数に考えられる地震波形の中から、構造物の動的挙動に与える影響の大きいものを、効率的に選択することが重要である。また、そのような波形選択が動的解析の結果にどのような影響を与えるのかを把握することができれば、設計用入力地震動を設定する一助となる。

本論は、以上のような認識に立ち、ランダム位相を用いて作成された入力地震動が地盤の非線形応答にどのような影響を与えるかを把握することを目的とするものである。入力地震動の位相特性が設計対象の応答に与える影響についてはこれまでもいくつかの研究が行われている。例えば、北原ら¹¹⁾は1質点系構造を対象として同一応答スペクトルを持つ模擬地震動に対する弾塑性応答に関する検討を行っている。また、坂井¹²⁾らは、震源特性、伝播経路特性、観測サイト特性に応じてモデル化された複数の模擬地震動に対して1質点系構造の所要降伏震度スペクトルに関する検討を行っている。しかしながら、ランダム位相を持つ地震波形群に対し、表層地盤を対象として包括的に地震応答の変動を検討した例は筆者の知るところではない。

以上を踏まえ、本論では、これまで検討されることが少なかった表層地盤を対象として、単純な一様地盤を想定し、ランダム位相を持った模擬地震動が、表層地盤の応答に与える影響を数値的に把握することを目的とする。応答に与える影響については、様々な固有周期をもつ地盤の応答を概括的に評価するために、志波¹³⁾が提案した地盤の応答スペクトルの考え方を援用して、その変動を評価する。

2. 検討条件

(1) 検討の手順

図-1に検討手順を示す。まず、入力地震動を設定し(①)、その1質点系応答スペクトルとその変動量を確認する(②)。その後、1次元自由地盤の弾性応答の変動量を評価して、地盤の固有周期ごとに地盤応答スペクトルとして整理する(③)。地盤応答スペクトルの詳細については3章で説明する。弾性応答評価の次の手順として、①で設定した地震動に対する地盤の非線形応答の変動量を評価する(④、⑤)。非線形応答の解析手法としては、重複反射理論に基づく等価線形解析および地盤の非線形モデル(Ramberg-Osgoodモデル)を用いた逐次非線形解析を用い、その結果は非線形応答スペクトルとして地盤の固有周期(初期固有周期)で整理する。なお、L1地震動に対しては、等価線形解析および逐次非線形解析の両者を実施したが、L2地震動に対しては、地盤の最大ひずみが大きくなり、等価線形解析の適用が困難と考えられる場合が増えたため、逐次非線形解析による検討のみを行った。

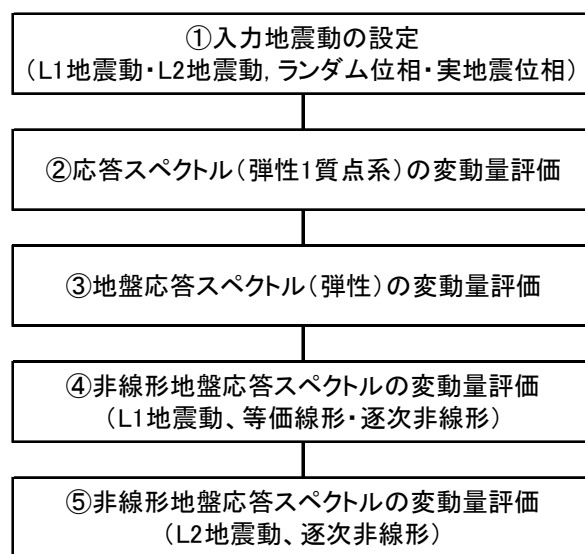


図-1 検討の手順

(2) 入力地震動の設定

表-1に入力地震動の設定条件を示す。対象とする応答スペクトルは、鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計⁴⁾に示されるL1地震動およびL2地震動スペクトルⅡとした(図-2)。

地震動に与える位相特性は、ランダム位相を用いる場合と、比較のため実地震波の位相を用いたものも併せて作成した。図-3(a), (b)に具体的な波形作成手順を示す。ランダム位相を与えた入力地震動作成の際には、振幅と位相からフーリエ逆変換により作成された波形に対し基線補正、包絡線補正を行った後、適合度判定を行った。

表-1 入力地震動の設定条件

地震動レベル	位相特性	包絡線形状	波形数
L1地震動 (JR L1)	一様ランダム(包絡線3種)	Jennings型	300×3
	包絡線形状相似分布(包絡線3種)	Jennings型	300×3
	実地震波形	実地震波形	170
L2地震動 (JR L2 スペクトルII)	一様ランダム(包絡線3種)	Jennings型	300×3
	包絡線形状相似分布(包絡線3種)	Jennings型	300×3
	実地震波形	実地震波形	170
計			3940

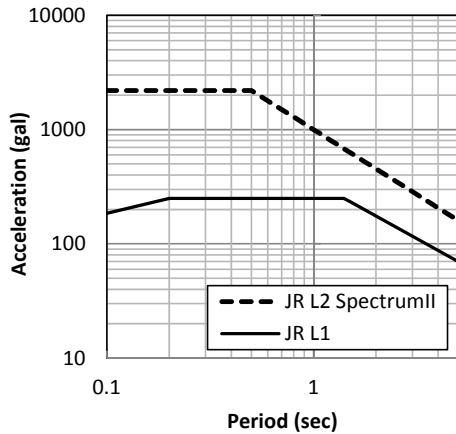


図-2 ターゲットスペクトル

ランダム位相の与え方については、各周波数成分の位相を一様ランダム分布で与えた場合（以下、「一様ランダム位相」と記述）と、隣り合う周波数間の位相差分を、地震動の包絡線関数に相似な分布で与えた場合^{6, 14)}（以下、「包絡線関数分布位相差分」と記述）の2種類の手法を用いて比較した（以下、上記の2手法を併せて「ランダム位相」と記述）。

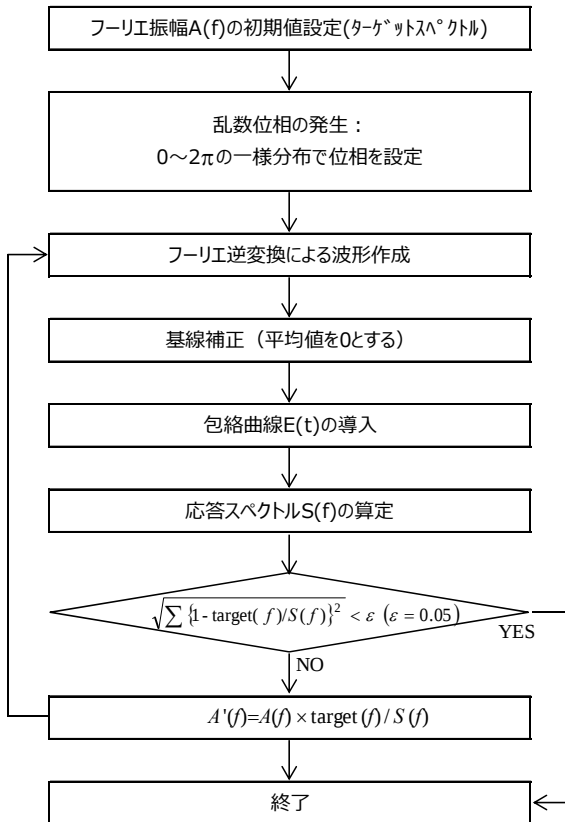
また、包絡線形状については、原子力発電所耐震設計技術指針⁹⁾に示される以下のJennings 型¹⁵⁾の包絡形とし、包絡線補正は包絡線関数を時間領域で波形に乗ずることにより行った。

$$\begin{aligned}
 E(t) &= (T/T_b)^2 & (0 < T \leq T_b) \\
 E(t) &= 1 & (T_b < T \leq T_c) \\
 E(t) &= \exp\{\ln(0.1) \times (T - T_c)/(T_d - T_c)\} & (T_c < T \leq T_d)
 \end{aligned} \quad (1)$$

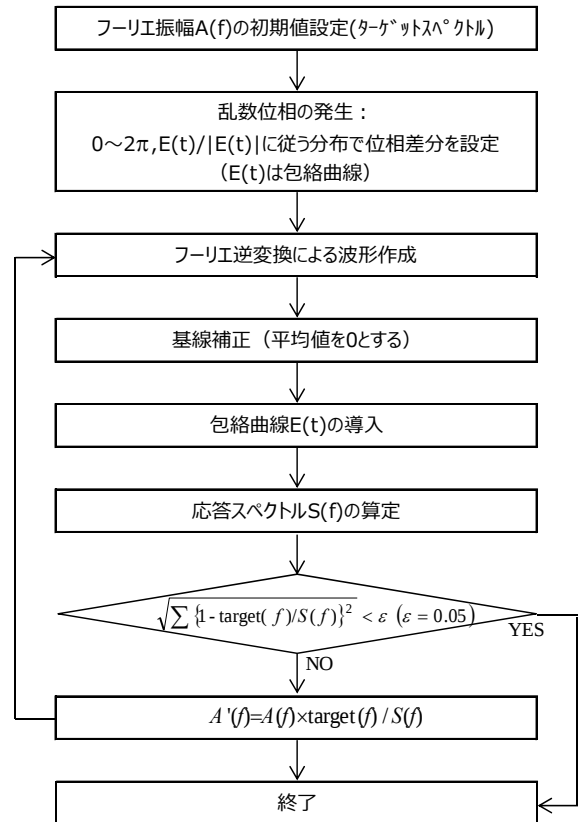
ただし、

$$\begin{aligned}
 T_b &= 10^{0.5M-2.93} \\
 T_c - T_b &= 10^{0.3M-1.0} \\
 T_d - T_c &= 10^{0.17M+0.54\log Xeq-0.6}
 \end{aligned}$$

ここに、 M はマグニチュード、 Xeq は等価震源距離(km)である。



(a) 位相を一様分布で設定する場合の手順



(b) 位相差分に包絡線関数分布を設定する場合の手順

図-3 入力地震動の設定手順

式(1)では包絡線形状はマグニチュード M と等価震源距離 X_{eq} により規定される。本検討では、マグニチュード M と等価震源距離 X_{eq} の組み合わせとして、 $M=6 \cdot X_{eq}=50\text{km}$, $M=7 \cdot X_{eq}=100\text{km}$, $M=8 \cdot X_{eq}=200\text{km}$ の3種類の条件を設定した。こうした組み合わせは、対象とする設計スペクトルの想定とは辻褄が合わない可能性もあるが、ここでは模擬地震動の作成方法により応答特性に与える影響を幅広く確認するために以上のような設定とした。図-4に採用した包絡線形状を示す。

また、実地震波形には、近年発生した主な地震を対象に表-2の地震を選択して、KiK-netで公開される地震波形170波を用いた。すべての波形は地震発生時刻をゼロ点とした163.84秒間(0.02秒間隔, 8192点)の波形に調整した後、位相は実地震波の位相をそのまま用いて、加速度応答スペクトルに適合するように振幅調整のみ行い入力地震動とした。

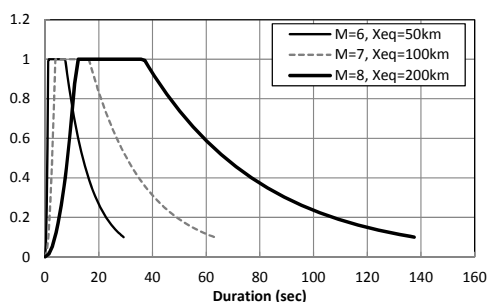


図-4 包絡線関数

表-2 使用した実地震動波形

No.	地震名	発震日	Mj	震源深さ	観測点深さ	方向	波形数
1	鳥取県西部地震	2000.10.06	7.3	11	観測井底	NS,EW	36
2	新潟県中越地震	2004.10.23	6.8	17	観測井底	NS,EW	30
3	福岡県西方沖地震	2005.03.20	7.0	9	観測井底	NS,EW	24
4	能登半島地震	2007.03.25	6.9	11	観測井底	NS,EW	12
5	新潟県中越沖地震	2007.07.16	6.8	17	観測井底	NS,EW	26
6	岩手宮城内陸地震	2008.06.14	7.2	8	観測井底	NS,EW	42
合計							170

上記のような手順により、6種類の位相特性の条件(一様ランダム位相, 包絡線関数分布位相差分と $M \cdot X_{eq} = 6 \cdot 50\text{km}$, $7 \cdot 100\text{km}$, $8 \cdot 200\text{km}$ の組合せ)で2段階の地震動レベル(L1, L2)を対象としてそれぞれ300波ずつ計 $300 \times 12 = 3600$ 波を作成した。また、実地震位相を用いた場合については2段階の地震動レベル(L1, L2)について170波ずつ計340波を作成した。なお、応答加速度スペクトル適合時の許容誤差は5%と設定した。(図-3中の ε)

図-5, 図-6に作成した波形群による応答スペクトルの平均値, 標準偏差(1σ 区間)を変動係数(COV)と併せて示す。図-5はL1地震動, 図-6はL2地震動の応答スペクトルであり, それぞれ $M=6 \cdot X_{eq}=50\text{km}$ の包絡線形状を用いてランダム位相を与えた場合と実地震の位相を用いた

場合を示している。

これらの結果を見ると, 平均値はほぼターゲットスペ

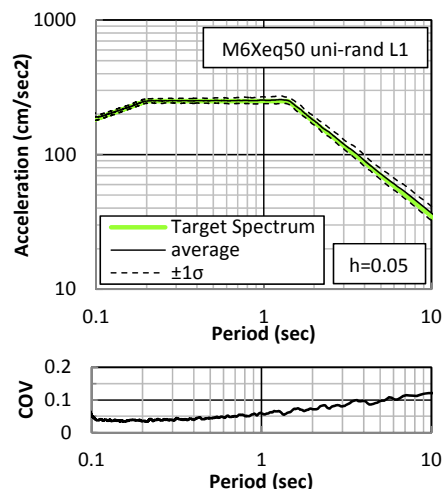


図-5 (a) 加速度応答スペクトル (L1, 一様ランダム位相)

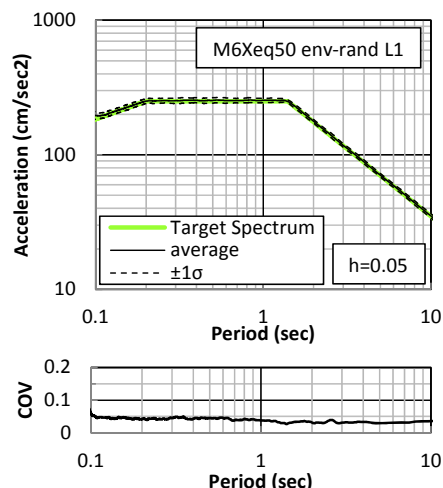


図-5 (b) 加速度応答スペクトル (L1, 包絡線関数分布位相差分)

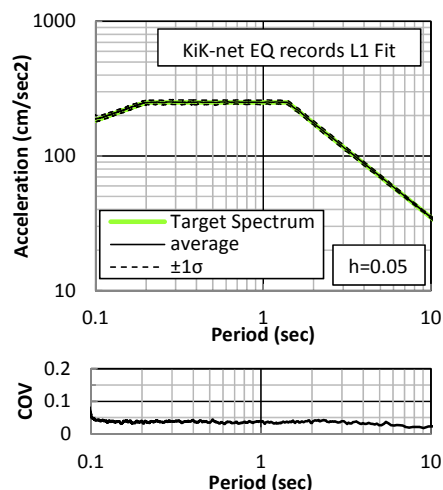


図-5 (c) 加速度応答スペクトル (L1, 実地震動の位相)

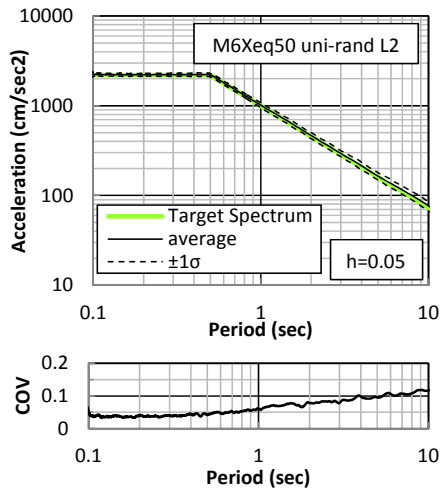


図-6 (a) 加速度応答スペクトル
(L2,一様ランダム位相)

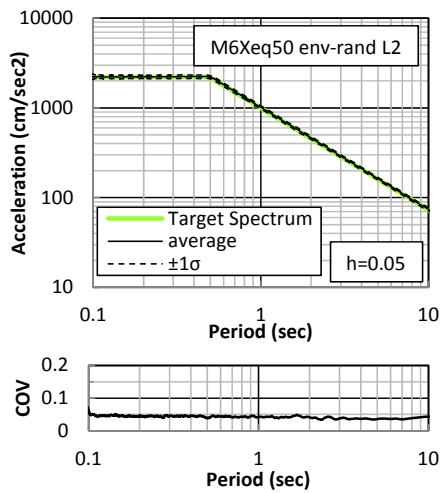


図-6 (b) 加速度応答スペクトル
(L2,包絡線関数分布位相差分)

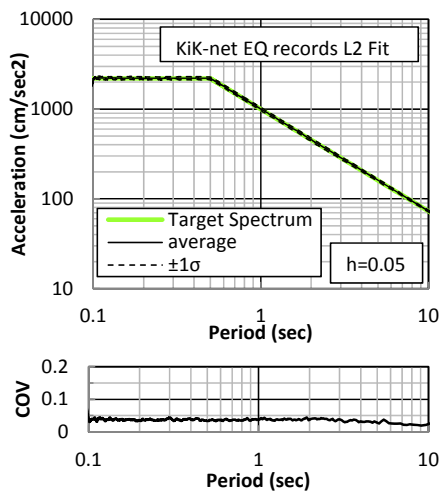


図-6 (c) 加速度応答スペクトル
(L2,実地震動の位相)

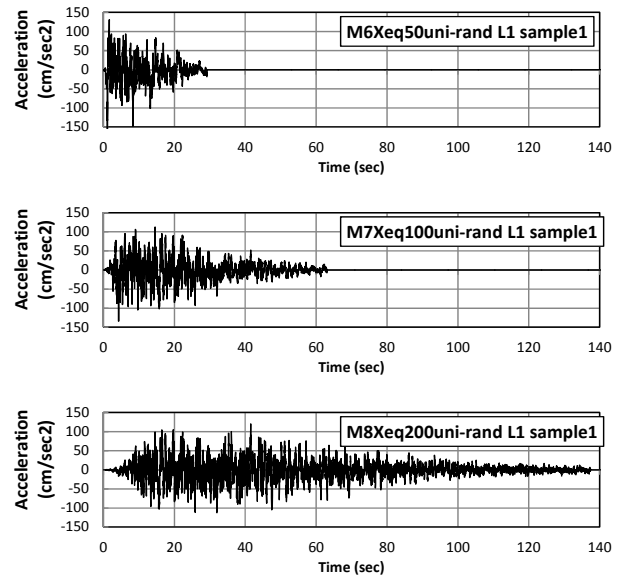


図-7(a) 入力地震動の例 (一様ランダム位相)

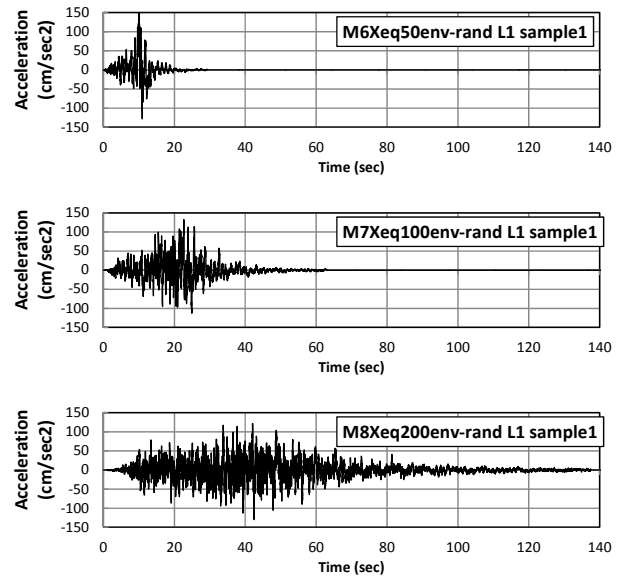


図-7(b) 入力地震動の例 (包絡線関数分布位相差分)

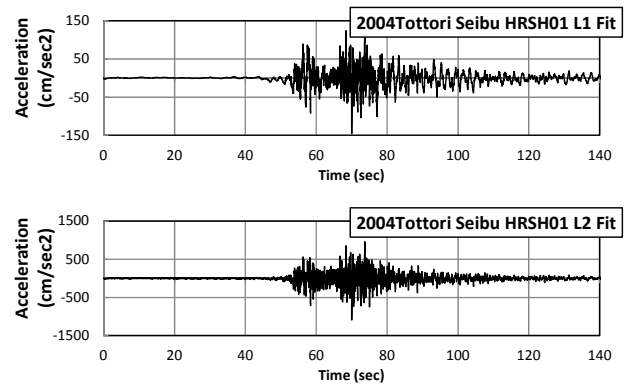


図-7(c) 入力地震動の例 (実地震動の位相)

クトルに一致し、各固有周期毎の誤差は変動係数にして一様ランダム位相を除き0.05以下となっている。ここでは $M=6 \cdot Xeq=50\text{km}$ の結果のみ示したが、他の包絡線関数も用いた場合も傾向はほぼ同じであった。

許容誤差を5%としたにもかかわらず一様ランダム位相を用いた場合に0.05を超える変動係数が発生している理由は、スペクトルフィッティング時の誤差は、対象となる周期帯（0.1sec～10sec）における応答スペクトルの平均誤差を各波形ごとに求めるのに対し、図-5に示した変動係数は、作成された波形群の平均を算定したものであるからである。一様ランダム位相を与えて入力地震動を作成した場合には、他の場合に比べ若干収束性が悪く、ターゲットスペクトルと応答スペクトルの残差を固有周期0.1秒～10秒の範囲で平均化するとその誤差は5%以下となっているものの、大半の波形において長周期側にその誤差が集中する傾向があった。そのために、波形群全体の統計量としては、長周期側の変動係数がやや大きくなり0.1程度まで増加したものである。一方、包絡線関数分布位相差分を与えた場合と、実地震の位相を与えた場合には、対象周期全域にわたり変動係数が0.05程度となっており、計算の収束性も良好であった。

図-7には、こうして作成された適合波の一例を示す。位相特性の与え方の違いにより、包絡形が異なった波形が作成されている。特にその立ち上がり部分に相違が見られ、位相差分を包絡線関数分布で与えた場合には、一様ランダム位相を与えた場合に比べ、立ち上がりが緩やかとなっている。この理由は、位相差分を包絡線関数分布で与えられた波形には、その位相分布により、包絡線関数を乗ずる前にすでに緩やかな立ち上がりの包絡線形状が付与されており、包絡線関数を乗じてもその形状が維持されるためである。

なお、実地震の位相を用いる場合には、主要動の開始時刻やその包絡形状は地震毎、観測点位置毎によりすべて異なった波形となるが、ここでは紙幅の都合上、一例として鳥取県西部地震の波形を用いた場合のみを示す。

(3) 地盤条件

図-8に想定した地盤モデルを示す。地盤は、剛基盤上に一定の剛性を持つ深さ100mの仮想的な地盤とし、その初期剛性は地盤の1次固有周期 $4H/V_s$ が0.1秒～10秒となるように調整した。地震動は基盤に2E波として入力し、地表面における応答加速度（絶対加速度）、応答速度（相対速度）、応答変位（相対変位）、および地盤中央付近（ $z/H=0.55$ ）におけるひずみ応答を評価した。

図-9に地盤の非線形特性を示す。地盤の非線形性については、等価線形解析と逐次非線形解析において同一となるように（2）式に示すRamberg-Osgoodモデルとし、図-9に示す $G/G_0 \sim \gamma$ 関係、 $h \sim \gamma$ 関係を持つものとした。

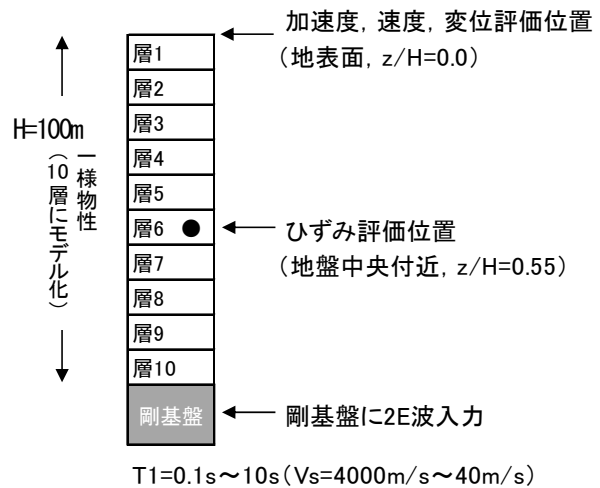


図-8 対象地盤モデル

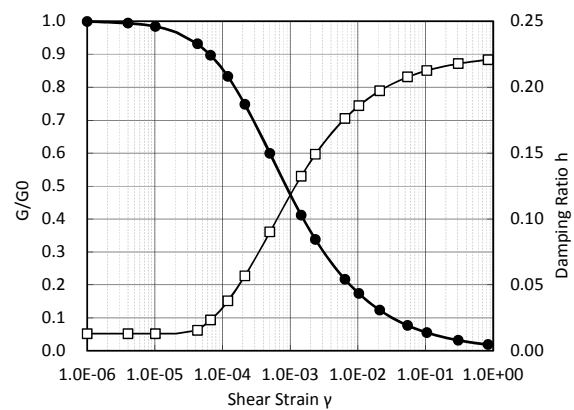


図-9 地盤の非線形特性

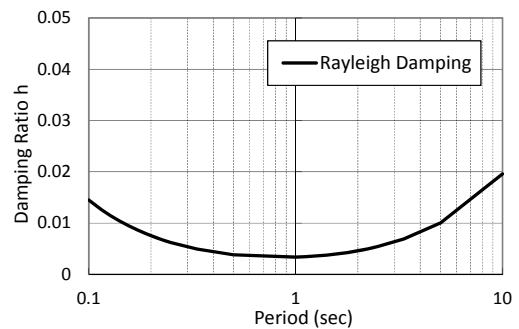


図-10 Rayleigh減衰

$$G_0 \gamma = \tau \left[1 + \alpha \left| \frac{\tau}{G_0 \gamma_r} \right| \right]^r \quad (2)$$

$$\alpha = 2.1335$$

$$r = 1.0932$$

$$\gamma_r = 8.65 \times 10^{-4}$$

ただし、 G_0 は地盤の初期剛性、 γ は地盤のせん断ひずみ、 γ_r は基準ひずみである。

また、逐次非線形解析においては、Rayleigh減衰として、周期0.1秒から10秒の間で1%からの残差が最小となるように式（3）のように設定した。図-10にRayleigh減衰

の周波数特性を示す.

$$h = \frac{\alpha}{2\omega} + \frac{\beta\omega}{2} \quad (3)$$

$$\alpha=0.0244$$

$$\beta=0.000455$$

3. 地盤応答スペクトルの計算結果

(1) 地盤応答スペクトル

地盤応答スペクトルは、1質点系の応答スペクトルの概念を拡張し、1次元自由地盤の応答を、地盤の1次固有周期で整理し表現しようとするものである¹³⁾. すなわち通常の応答スペクトルにおいては、図-11に示すように地盤上にばねを介して設置される質点の水平振動を扱うのに対し、地盤応答スペクトルにおいては、剛基盤上の1次元地盤のせん断振動を扱い、地表面応答加速度（絶対加速度）、応答速度（相対速度）、応答変位（相対変位）や地中ひずみを、地盤の1次固有周期で整理する.

今、図-11に示すように地盤の密度を ρ 、せん断剛性を G 、減衰係数を η 、基盤の絶対変位を y 、表層地盤の基盤からの相対変位を $x=x(z)$ とし、Voigt型の地盤減衰を仮定すれば、表層地盤の運動方程式は式(4)のように書ける.

$$\rho \frac{\partial^2 x}{\partial t^2} - \eta \frac{\partial^3 x}{\partial t \partial z^2} - G \frac{\partial^2 x}{\partial z^2} = -\rho \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} \quad (4)$$

なお、Voigt型の減衰においては、減衰係数 η と減衰定数 h に以下の関係がある.

$$h = \frac{\eta\omega}{2G} \quad (5)$$

ここで、式(5)の関係をを用いて式(4)を整理すると、

$$\frac{\partial^2 x}{\partial t^2} - 2 \frac{h}{\omega} \frac{G}{\rho} \frac{\partial^3 x}{\partial t \partial z^2} - \frac{G}{\rho} \frac{\partial^2 x}{\partial z^2} = -\frac{\partial^2 y}{\partial t^2} \quad (6)$$

式(4)の解は、右边を0と置いて得られる斉次方程式の一般解（自由振動解）と、右辺の入力地震動を具体的に規定して得られる特解（強制振動解）との和で表される. 自由振動解は、①地表面（ $z=0$ ）においてせん断ひずみが0、②基盤面（ $z=H$ ）において変位が0、の条件のもとに、また強制振動解は、離散的に与えられる入力地震動を微小時間 dt のパルス入力として評価することにより、式(6)の一般解は $t_i < t < t_i + dt$ の条件下で以下のとおりとなる.

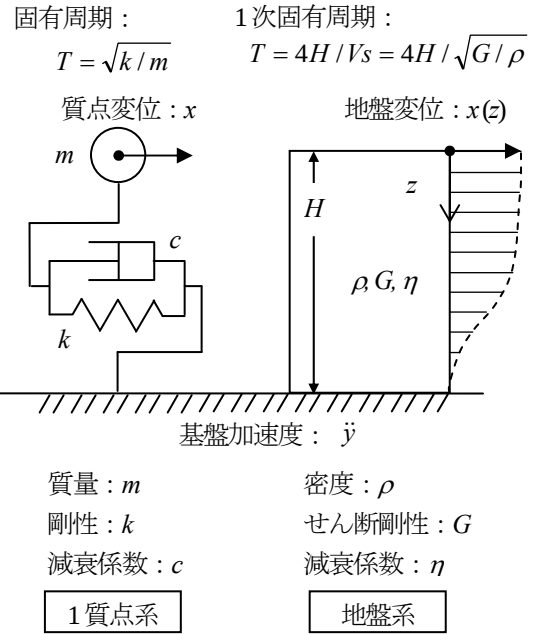


図-11 1質点系と地盤系の比較

$$x = \sum_{m=1}^{\infty} e^{-h\omega_m t} \left(A_m \cos \sqrt{1-h^2} \omega_m t + B_m \sin \sqrt{1-h^2} \omega_m t \right) \times \cos \left(\frac{2m-1}{2} \pi \frac{z}{H} \right) - \sum_{m=1}^{\infty} \Gamma_m \frac{\ddot{y}_{t_i}}{\omega_m^2} \cos \left(\frac{2m-1}{2} \pi \frac{z}{H} \right) \quad (7)$$

ただし、

$$\omega_m = \frac{(2m-1)\pi}{2} \frac{V_s}{H}$$

$$\Gamma_m = \frac{(-1)^{m-1}}{2m-1} \frac{4}{\pi}$$

$\ddot{y}_{t_i}$ は時刻 $t_i < t < t_i + dt$ における入力加速度（一定値）である.

ここで積分定数 A_m 、 B_m は、変位と速度の初期条件を与えることにより確定する. $t=0$ においては変位と速度が0となることから、以下のよう求められる.

$$x = \sum_{m=1}^{\infty} \Gamma_m \frac{\ddot{y}_{t_0}}{\omega_m^2} \left\{ e^{-h\omega_m t} \left(\cos \sqrt{1-h^2} \omega_m t + \frac{h}{\sqrt{1-h^2}} \sin \sqrt{1-h^2} \omega_m t \right) - 1 \right\} \times \cos \left(\frac{2m-1}{2} \pi \frac{z}{H} \right) \quad (8)$$

上記の解は、 $t_0(=0) < t < t_1(=dt)$ における解であるが、次ステップ以後は、その一つ前の時間ステップ終了時の変位、速度を次ステップの初期条件とすることで、順次確

定し、解が求まる。本論における地盤応答スペクトルは上記の解に基づき10次モードまで算定して求めた。

また、 Γ_m は m 次モードの刺激係数に相当し、1次モードの地表面($z=0$)の応答は、1質点系の応答に比べ $4/\pi$ 倍に増幅されることを示している。

(2) 地盤応答スペクトルの算定結果

a) 地表面加速度応答スペクトルの比較

図-12～図-13に、各地震動波形を用いて算定した地表面加速度応答スペクトルを示す。ここでは、3種類の包絡形状に対し、一様ランダム位相と包絡線関数分布位相差分の2種類のランダム位相を与えた場合の6ケースの結果を示す。なお、L2地震動に対する結果については、同様の傾向が見られたためここではL1地震動の結果のみ示す。また、図中には、前章の図-5、図-6と同様に、応答の平均値、標準偏差(1σ 区間)、変動係数(COV)を示すとともに、参考のため1質点系を対象としたターゲットスペクトルを併せて示している。

これらの結果を見ると、1質点系を対象としたターゲットスペクトルに対し、地盤の地表面応答はすべての周期帯で大きくなるとともに、特に長周期側でその乖離が大きくなっていることが分かる。地表面の応答は、式(8)の解に示した通り、その1次モードが卓越すれば1質点系の応答に対し刺激係数 $4/\pi$ に応じて増幅することが想定されるが、長周期側では1秒を超えたあたりから、その増幅量は $4/\pi$ 倍を超えている。これは、長周期側では、地盤応答の高次モードの応答加速度の影響が大きくなるためと考えられ、志波による報告結果¹³⁾と整合するものである。

なお、各周期における応答の変動のばらつきは、図-5に示した1質点系の応答スペクトルに比較して若干増加しており、変動係数にして最大で0.15程度以下となった。ただし、ランダム位相の与え方や、包絡形状の与え方による応答スペクトルの変動量の変化は見られない。

図-14には、実地震の位相を用いた結果を示すが、実地震の位相を用いた場合にも同様の傾向が得られた。

b) 地表面速度、地表面変位、ひずみ応答スペクトルの結果

次に、図-15に地表面速度応答スペクトル、地表面変位応答スペクトル、ひずみ応答スペクトルの結果を示す。ひずみ応答スペクトルは、1次元地盤中の中央部付近($z/H=0.55$)の地盤のせん断ひずみの最大応答値を、地盤の1次固有周期で整理したものであり、1質点系には無い地盤応答スペクトル固有のものである。ここでは、地盤中央付近のせん断ひずみの最大応答値に表層地盤の層厚10000cm(=100m)を乗じて整理している。したがって、グラフの縦軸の数値に $1/10000=10^{-4}$ を乗じるとせ

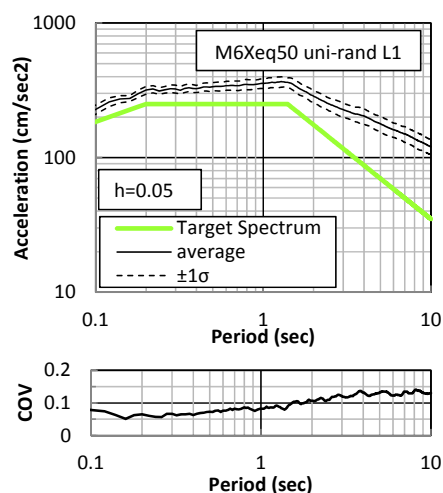


図-12 (a) 地盤応答スペクトル (地表面加速度)
(L1,一様ランダム位相, $M=6$, $Xeq=50$ km)

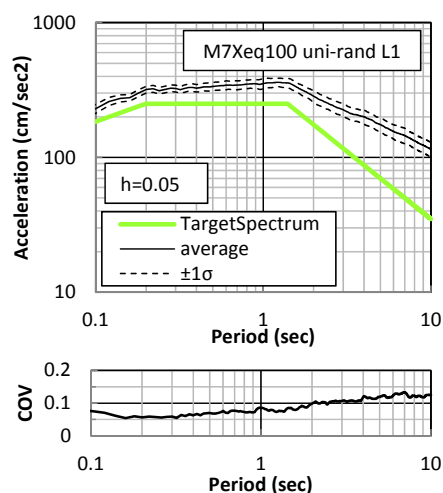


図-12 (b) 地盤応答スペクトル (地表面加速度)
(L1,一様ランダム位相, $M=7$, $Xeq=100$ km)

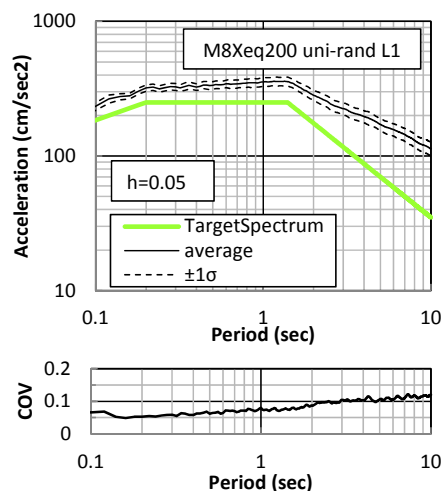


図-12 (c) 地盤応答スペクトル (地表面加速度)
(L1,一様ランダム位相, $M=8$, $Xeq=200$ km)

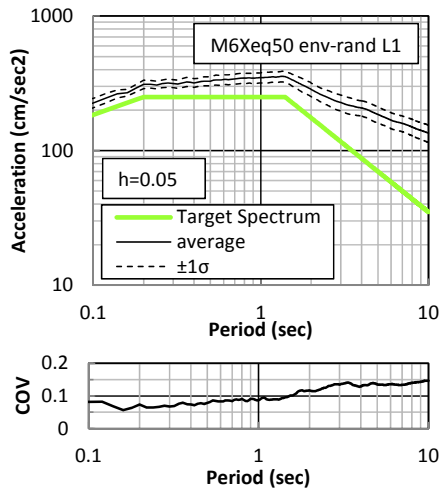


図-13 (a) 地盤応答スペクトル (地表面加速度)
(L1,包絡線関数分布位相差分, $M=6$, $Xeq=50$ km)

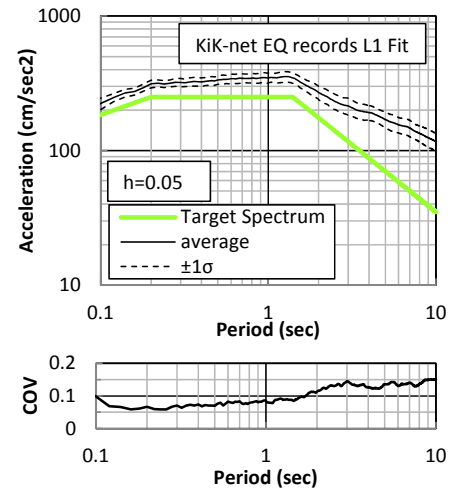


図-14 地盤応答スペクトル (地表面加速度)
(L1,実地震の位相)

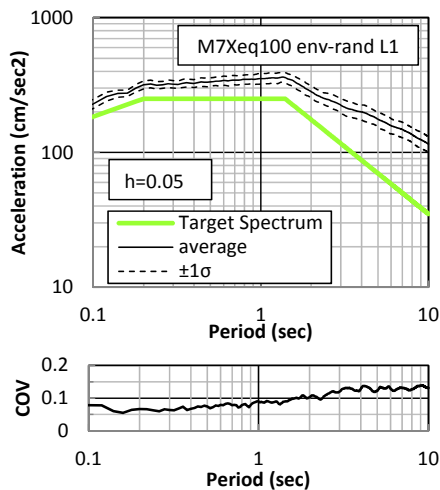


図-13 (b) 地盤応答スペクトル (地表面加速度)
(L1,包絡線関数分布位相差分, $M=7$, $Xeq=100$ km)

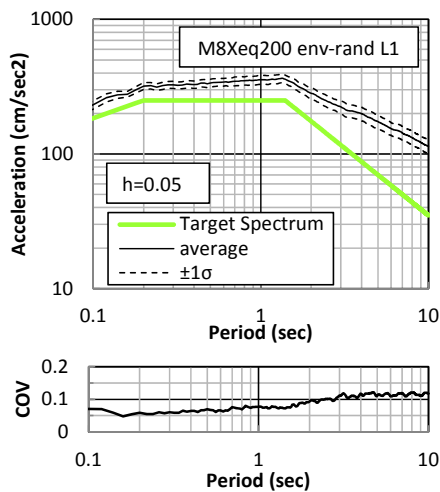


図-13 (c) 地盤応答スペクトル (地表面加速度)
(L1,包絡線関数分布位相差分, $M=8$, $Xeq=200$ km)

ん断ひずみに換算される。また、ここでは、位相には一様ランダム位相を与え、包絡形としては $M=6 \cdot Xeq=50$ kmの条件を与えた場合の結果のみ示すが、他の条件の結果もほぼ同様の結果が得られた。

これらの結果を見ると、加速度応答スペクトルに見られた長周期側におけるターゲットスペクトルからの遷移は顕著には見られない。これは、速度応答、変位応答については、高次モードの応答の影響が少ないためと考えられる。また、ひずみ応答スペクトルは、変位応答スペクトルと相似な形状を示し、ひずみと地表面変位の応答の相関性が高いことが分かる。

なお、各周期帯における応答スペクトルの変動量は、加速度応答スペクトルの変動量に比べ、速度応答スペクトルは短周期側で若干増加するものの変動係数にして0.15程度以下であり、また、変位、ひずみの変動量は加速度と同様の傾向を示し、変動係数にして0.15以下となった。

4. 非線形地盤応答スペクトルの計算結果

前章においては、弾性系の地盤応答スペクトルを評価した。その結果、地盤応答スペクトルの変動量は、入力地震動の応答スペクトルに比べ若干増加し0.15程度以下となることが分かった。

本章では、非線形地盤応答スペクトルの算定結果を示す。非線形地盤応答スペクトルの算定においては、まず、等価線形解析と逐次非線形解析の時刻歴波形を比較し、その計算の等価性を確認した後に、非線形地盤応答スペクトルの算定結果を示す。

(1) 応答波形の比較

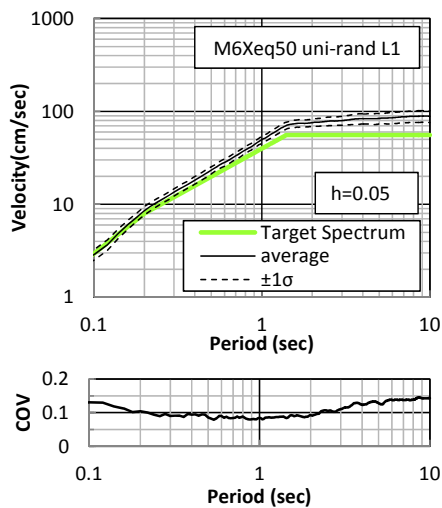


図-15 (a) 地盤応答スペクトル (地表面速度)
(L1,一様ランダム位相, $M=6$, $X_{eq}=50$ km)

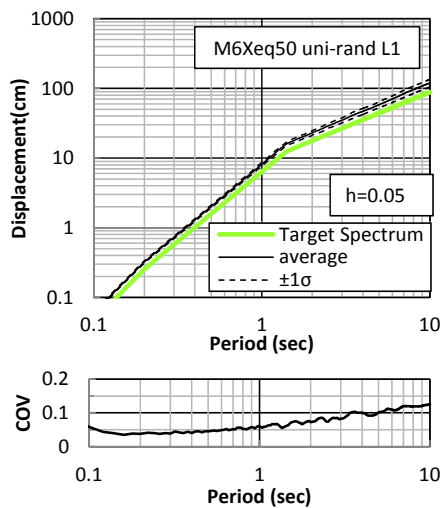


図-15 (b) 地盤応答スペクトル (地表面変位)
(L1,一様ランダム位相, $M=6$, $X_{eq}=50$ km)

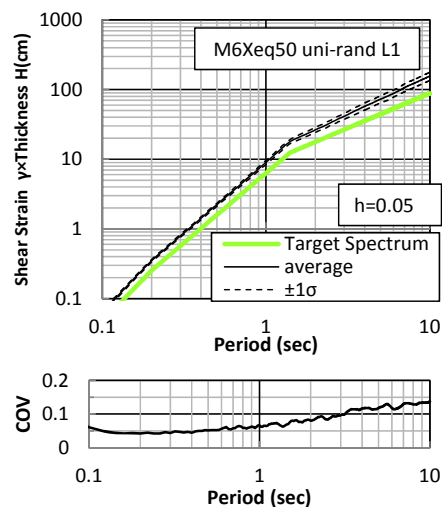
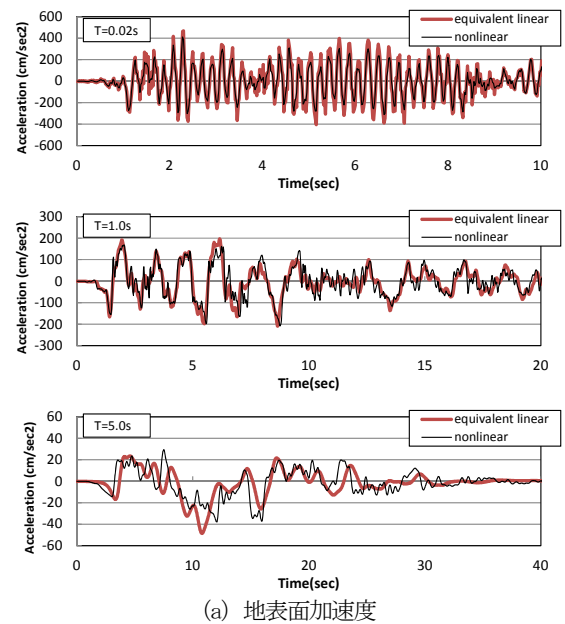
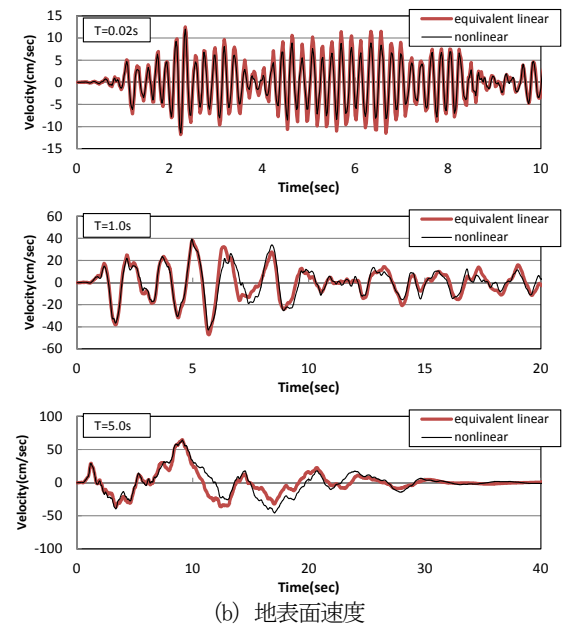


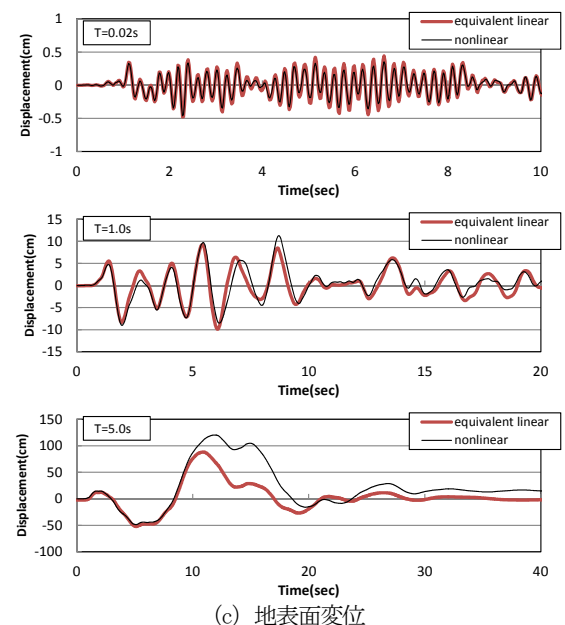
図-15 (c) 地盤応答スペクトル (地中ひずみ)
(L1,一様ランダム位相, $M=6$, $X_{eq}=50$ km)



(a) 地表面加速度



(b) 地表面速度



(c) 地表面変位

図-16 地表面応答波形 (L1,ランダム位相, $M=6$, $X_{eq}=50$ km)

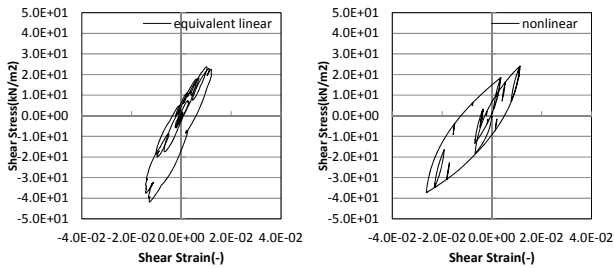


図-17 地盤最下層の応力-ひずみ関係
(L1,ランダム位相, $M=6$, $X_{eq}=50\text{km}$, $T=5.0$ 秒)

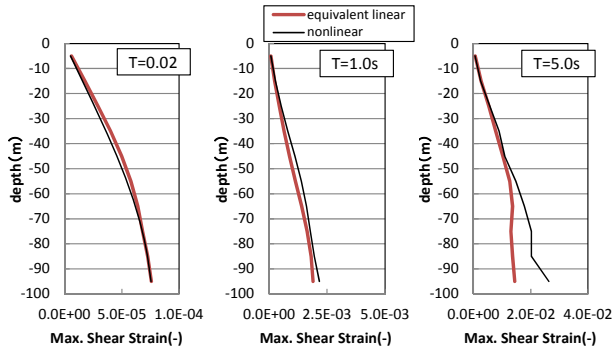


図-18 最大せん断ひずみ分布
(L1,ランダム位相, $M=6$, $X_{eq}=50\text{km}$)

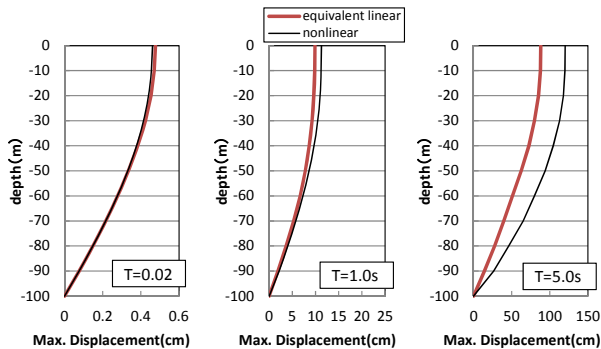


図-19 最大変位分布
(L1,ランダム位相, $M=6$, $X_{eq}=50\text{km}$)

図-16に地表面の応答波形の一例を示す。これは位相は一様ランダム位相、包絡形状は $M=6 \cdot X_{eq}=50\text{km}$ 、地震動レベルはL1地震動として設定した波形の1サンプルに対する応答の例である。なお、横軸は、波形を比較しやすいように拡大している。これらの結果を見ると、固有周期 $T=0.02\text{sec}$ では、等価線形解析と逐次非線形解析の応答結果は良好に一致し、ほぼ等価な計算を行っていることが分かる。一方で、固有周期が長くなると、解に違いが表れ、特に $T=5.0\text{sec}$ の結果においては、変位波形の違いが大きくなっている。これは、地表面の変位応答が大きくなった際に、等価線形解析においては、有効ひずみに対する収束剛性を用いた線形演算を行っているために変形時にその剛性が保存され変形が抑制されるのに対し、逐次非線形解析ではRamberg-Osgoodモデルを用いており、大変形時の剛性低下により一方向への大変形およびそれに伴う残留変形の表現が可能ため生じ

たものである。

図-17には、固有周期 $T=5$ 秒の場合の地盤下端における地盤の応力-ひずみ関係、図-18、図-19には最大応答ひずみの深度分布、最大応答変位の深度分布を示す。なお、図-17の等価線形計算における発生応力は、地盤のひずみに減衰を考慮した複素剛性 $G(1+2ih)$ を乗じて算定している。図-18より地盤の固有周期が5秒の場合においては、深度50m以深において等価線形解析と逐次非線形解析の地盤の最大せん断ひずみ算定結果の乖離が大きくなっていることが分かる。このため、図-19に示す地盤の地表面最大変位については約50cmの差が生じており、地盤の固有周期が大きい場合には等価線形解析と逐次非線形解析の変位応答の差異が大きくなる場合があると想定される。

(2) 非線形地盤応答スペクトルの算定結果

a) L1地震動に対する応答スペクトルの比較（地表面加速度応答スペクトル）

図-20、21に、地表面応答加速度スペクトルの等価線形解析による算定結果を、図-22には逐次非線形解析による結果を示す。等価線形解析の結果については、3種類の包絡形状と2種類の位相の与え方を合わせ計6種類の算定結果を示し、逐次非線形解析については $M=6 \cdot X_{eq}=50\text{km}$ の包絡形状を用いた結果のみを示している。また、図中には、応答の平均値、標準偏差（ 1σ 区間）、変動係数（COV）を示すとともに、比較のために弾性系の地盤応答スペクトルの平均値および1質点系を対象としたターゲットスペクトルも併記している。

まず等価線形解析の結果を見ると、包絡形状やランダム位相の与え方による違いはほとんど無く、すべて同様の傾向を示していることが分かる。また、弾性地盤応答スペクトルに対して等価線形応答スペクトルの変動量は周期帯によっては微増しているものの、ほぼ0.15以下の変動係数となっている。弾性地盤応答スペクトルと比較すると、固有周期が約0.4～0.5秒以下の範囲では、等価線形応答スペクトルが弾性応答スペクトルよりも大きくなり、それを越えたあたりから、逆に弾性応答スペクトルより小さくなる。これは、短周期側では、地盤の応答ひずみが小さいために減衰が弾性応答スペクトルで仮定した5%以下となり、また、長周期側では、逆に減衰が増加するとともに、地盤の長周期化により応答が小さくなったものと考えられる。

逐次非線形解析の結果を見ると、等価線形解析とほぼ同様の傾向を示しており、ここに示していない他の包絡形状を与えた場合も同じ結果となった。また、図-23には、実地震波を使った場合も示すが、これらの結果も同様の傾向を示している。

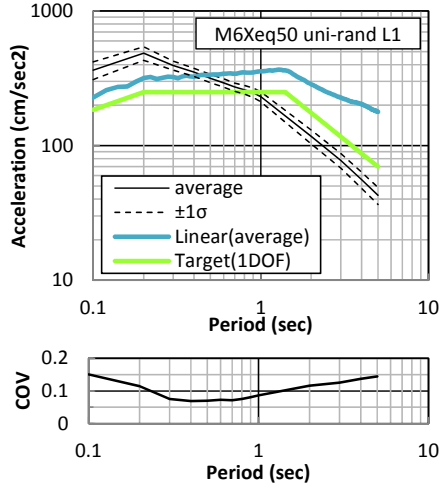


図-20 (a) 地表面加速度応答スペクトル（等価線形）
（L1, 一様ランダム位相, $M=6$, $X_{eq}=50\text{km}$ ）

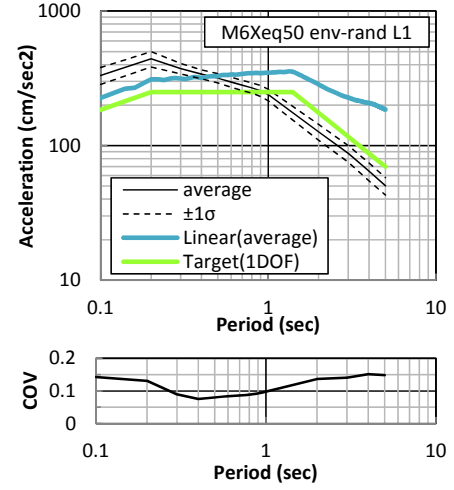


図-21 (a) 地表面加速度応答スペクトル（等価線形）
（L1, 包絡線関数分布位相差分, $M=6$, $X_{eq}=50\text{km}$ ）

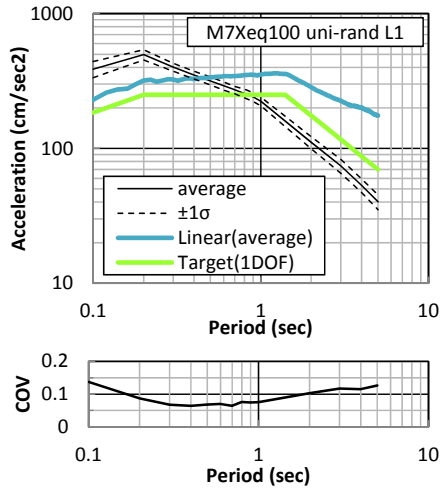


図-20 (b) 地表面加速度応答スペクトル（等価線形）
（L1, 一様ランダム位相, $M=7$, $X_{eq}=100\text{km}$ ）

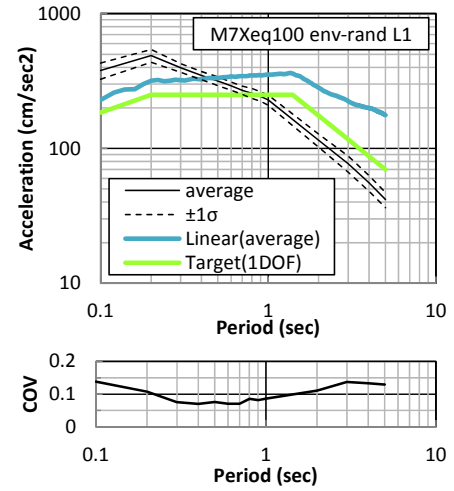


図-21 (b) 地表面加速度応答スペクトル（等価線形）
（L1, 包絡線関数分布位相差分, $M=7$, $X_{eq}=100\text{km}$ ）

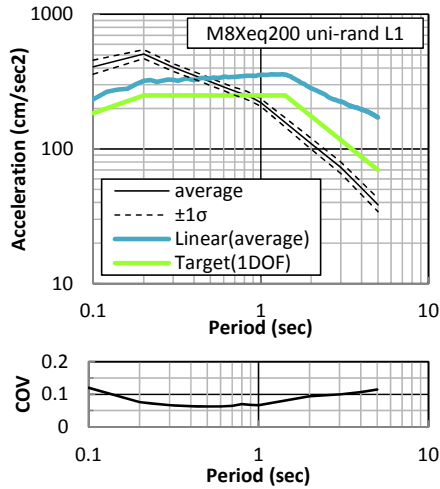


図-20 (c) 地表面加速度応答スペクトル（等価線形）
（L1, 一様ランダム位相, $M=8$, $X_{eq}=200\text{km}$ ）

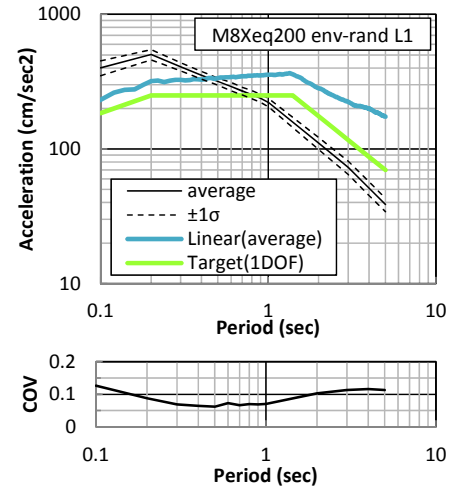


図-21 (c) 地表面加速度応答スペクトル（等価線形）
（L1, 包絡線関数分布位相差分, $M=8$, $X_{eq}=200\text{km}$ ）

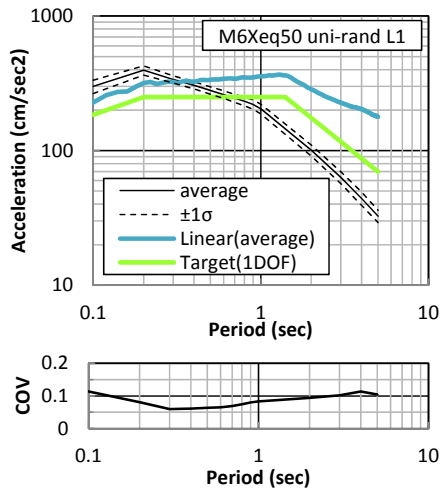


図-22 (a) 地表面加速度応答スペクトル (逐次非線形)
(L1,一様ランダム位相, $M=6$, $X_{eq}=50\text{km}$)

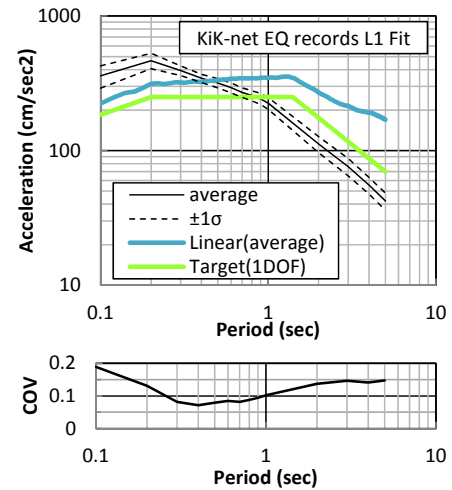


図-23 (a) 地表面加速度応答スペクトル (等価線形)
(L1,実地震の位相)

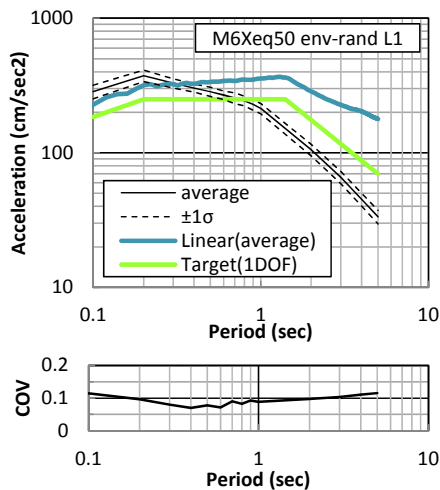


図-22 (b) 地表面加速度応答スペクトル (逐次非線形)
(L1,包絡線関数分布位相差分, $M=6$, $X_{eq}=50\text{km}$)

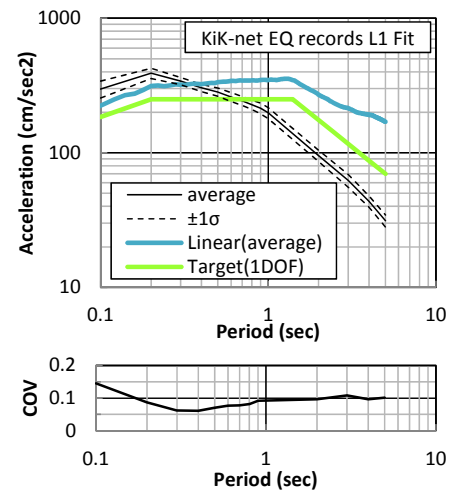


図-23 (b) 地表面加速度応答スペクトル (逐次非線形)
(L1,実地震の位相)

応答スペクトルの変動量は、ランダム位相を用いた場合には変動係数で0.15以下、一方、実地震波の位相を用いた場合については、等価線形解析の結果が短周期側で若干大きくなり変動係数にして0.2程度以下となった。

b) L1地震動に対する応答スペクトルの比較 (地表面速度, 地表面変位, ひずみ応答スペクトル)

図-24, 図-25には、地表面速度応答スペクトル, 地表面変位応答スペクトル, ひずみ応答スペクトルを、等価線形解析と逐次非線形解析の結果に分けて示す。ここでは一様ランダム位相を与え、 $M=6 \cdot X_{eq}=50\text{km}$ の包絡形状を与えた結果のみ示す。

速度応答スペクトルでは、加速度応答スペクトルと同様に短周期側で弾性応答よりも応答が大きくなり、固有周期が0.5秒を超えたあたりから弾性応答スペクトルよりも小さくなる。また、変位応答スペクトルについては、

短周期側で弾性応答スペクトルよりも若干大きい応答を示すと共に、他の周期帯でも弾性応答スペクトルと同等あるいは若干大きな応答を示す。等価線形モデルと逐次非線形モデルの結果に大きな違いはないが、変位応答スペクトルでは、等価線形モデルの結果に比較し、逐次非線形モデルの応答変位が長周期側で若干大きくなっている。これは前節に示したように、等価線形モデルに比べ逐次非線形モデルが大変形を表現しているためと考えられる。

また、速度, 変位, ひずみの応答スペクトルの変動量は、加速度のそれに比べ若干大きく、変動係数にして約0.2以下となった。

c) L2地震動に対する応答スペクトルの比較

本節では、L2地震動に対して算定した非線形応答スペクトルの結果を示す。前述のとおり、L2地震動に対

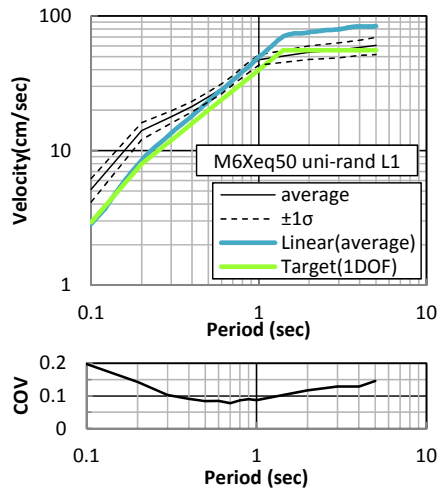


図-24 (a) 地表面速度応答スペクトル (等価線形)
(L1, 一様ランダム位相, $M=6$, $X_{eq}=50\text{km}$)

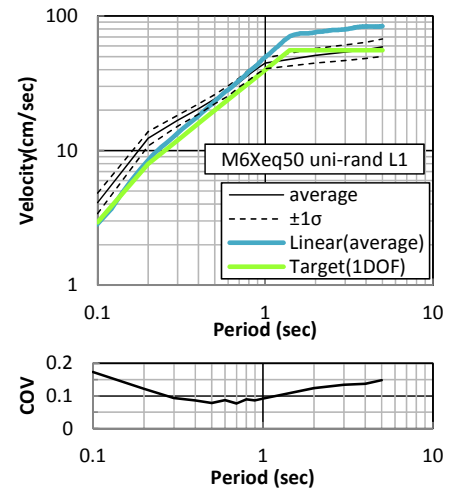


図-25 (a) 地表面速度応答スペクトル (逐次非線形)
(L1, 一様ランダム位相, $M=6$, $X_{eq}=50\text{km}$)

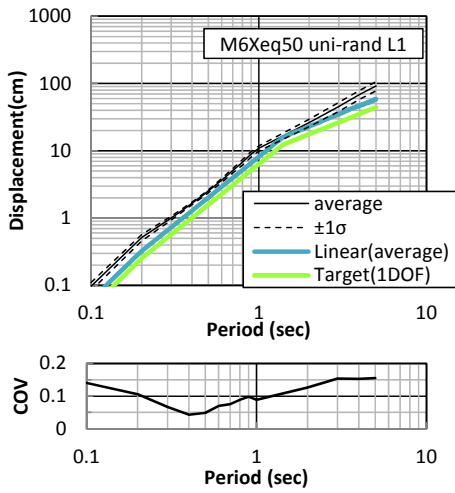


図-24 (b) 地表面変位応答スペクトル (等価線形)
(L1, 一様ランダム位相, $M=6$, $X_{eq}=50\text{km}$)

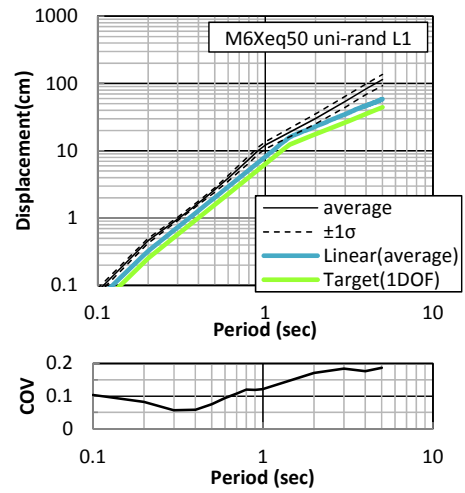


図-25 (b) 地表面変位応答スペクトル (逐次非線形)
(L1, 一様ランダム位相, $M=6$, $X_{eq}=50\text{km}$)

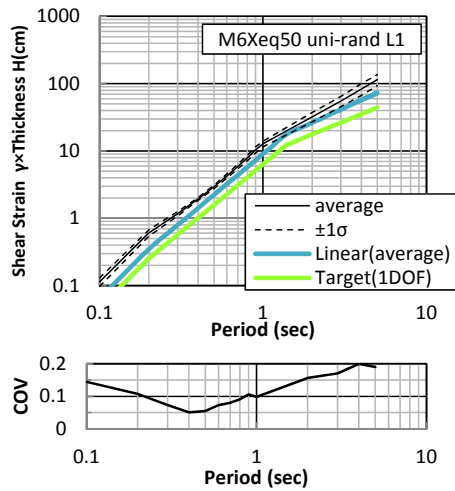


図-24 (c) ひずみ応答スペクトル ($z/H=0.55$, 等価線形)
(L1, 一様ランダム位相, $M=6$, $X_{eq}=50\text{km}$)

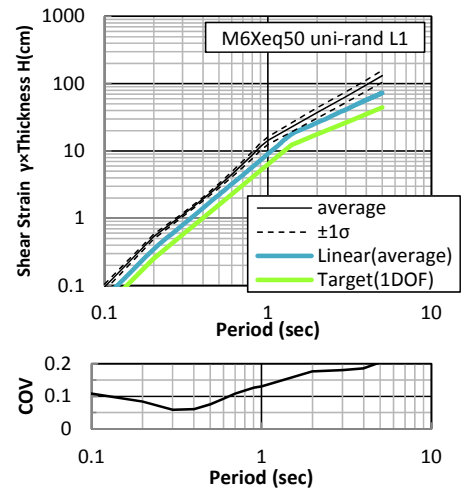


図-25 (c) ひずみ応答スペクトル ($z/H=0.55$, 逐次非線形)
(L1, 一様ランダム位相, $M=6$, $X_{eq}=50\text{km}$)

しては、応答ひずみが1%を超えるケースが多数あり、等価線形解析の信頼性が低下すると考えられたため、逐次非線形解析のみを実施している。

図-26にL2地震動を対象とした非線形加速度応答スペクトルを示す。L2地震動を入力した場合では、固有周期の小さい段階から弾性応答スペクトルと比較して、応答が小さくなる。これは入力地震動の加速度値が大きいいため、固有周期が短い地盤においても地盤のひずみ応答が大きくなり、減衰の増加と長周期化が起こったためと考えられる。なお、応答スペクトルの変動量は、変動係数にして0.1程度以下であり、L1地震動に対する逐次非線形解析の結果とほぼ同等となった。

また、図-27には、速度、変位、ひずみ応答スペクトルの比較を示す。速度応答スペクトルについては、加速度応答スペクトルと同様に、短周期側の応答は弾性応答スペクトルと同程度であり、長周期側においては弾性応答スペクトルよりも小さい結果となった。一方、変位応答スペクトルとひずみ応答スペクトルについては短周期側でほぼ弾性応答スペクトルと同等の応答を示すが、長周期側でやや漸増する結果となった。なお、応答スペクトルの変動量は、L1地震動に対する応答とほぼ同等の0.2程度以下となった。

5. 非線形応答スペクトルの特性について

本章では主に、弾性の地盤応答スペクトルと非線形応答スペクトルの違いについて分析を行う。なお、本章では主に、演算結果の分析が比較的容易な等価線形解析の結果をもとに分析を行う。

等価線形応答スペクトルに現れた明瞭な特徴として以下の点があげられる。

- ① 地表面加速度の等価線形応答スペクトルについては、短周期地盤において弾性応答スペクトルよりも応答が大きくなるが、長周期側では弾性応答スペクトルよりも応答が小さくなる。
- ② 地表面速度の等価線形応答スペクトルについても加速度応答と同様に、短周期地盤において弾性応答スペクトルよりも応答が大きくなるが、長周期側では、弾性応答スペクトルよりも応答が小さくなる。
- ③ 地表面変位の等価線形応答スペクトルについては、全周期範囲において、弾性応答スペクトルとほぼ同等あるいは若干応答が大きくなる。また、地盤中央部のひずみ応答スペクトルは地表面変位応答スペクトルと同様の傾向を示す。

以上の特性を、分析するために、等価線形解析におけ

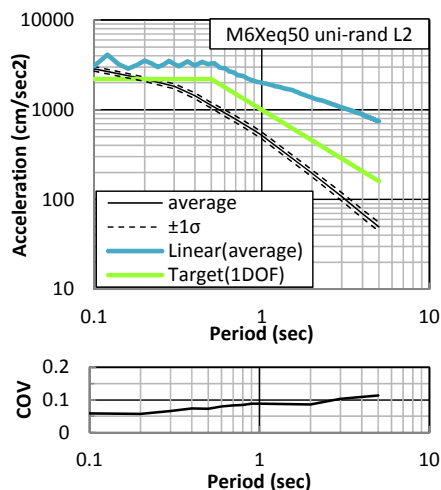


図-26 (a) 地表面加速度応答スペクトル (逐次非線形)
(L2,一様ランダム位相, $M=6$, $X_{eq}=50\text{km}$)

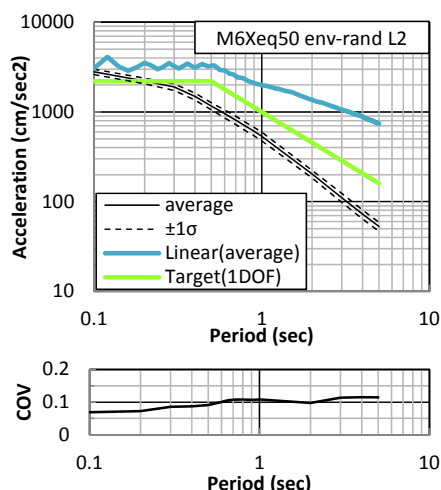


図-26 (b) 地表面加速度応答スペクトル (逐次非線形)
(L2,包絡線関数分布位相差分, $M=6$, $X_{eq}=50\text{km}$)

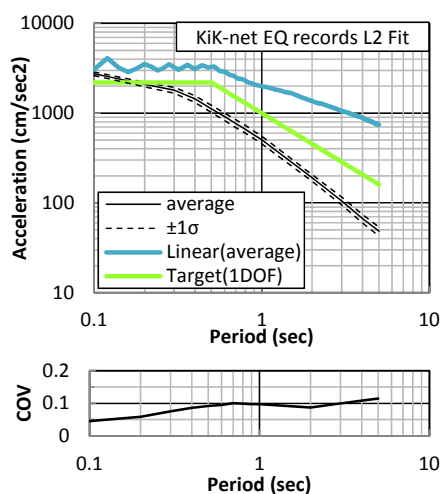


図-26 (c) 地表面加速度応答スペクトル (逐次非線形)
(L2,実地震動の位相, $M=6$, $X_{eq}=50\text{km}$)

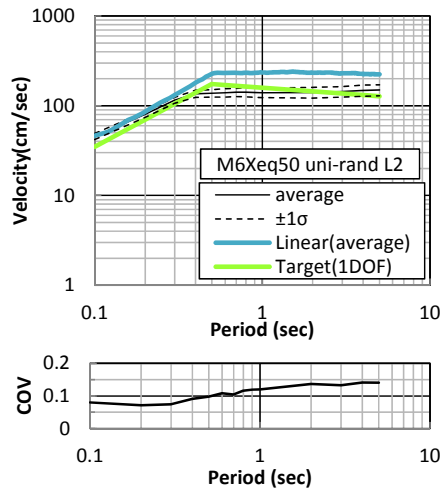


図-27 (a) 地表面速度応答スペクトル (逐次非線形)
(L2, 一様ランダム位相, $M=6$, $X_{eq}=50\text{km}$)

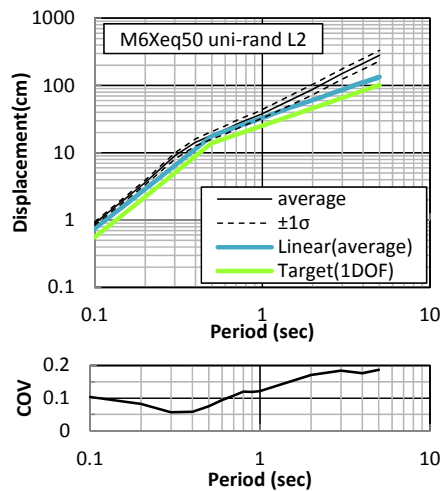


図-27 (b) 地表面変位応答スペクトル (逐次非線形)
(L2, 一様ランダム位相, $M=6$, $X_{eq}=50\text{km}$)

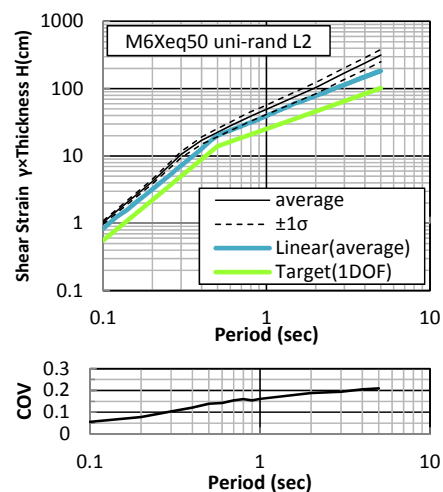


図-27 (c) ひずみ応答スペクトル ($z/H=0.55$, 逐次非線形)
(L2, 一様ランダム位相, $M=6$, $X_{eq}=50\text{km}$)

る繰り返し演算収束時の地盤の固有周期および平均減衰に関する整理を行い、地盤の非線形化に伴う固有周期の長周期化と減衰の変化の観点から説明を試みる。

図-28は一様ランダム位相, $M=6$, $X_{eq}=50\text{km}$ の条件における等価線形応答スペクトル算定結果から、当初の固有周期と収束時の固有周期の比をとり整理したもの (図-28 (a))、また、収束時の地盤の減衰を地盤の深さ方向に平均した結果を地盤の平均減衰として整理したもの (図-28 (b)) である。

まず、図-28 (a) を見ると、地盤の固有周期は初期固有周期が0.3秒程度までは、ほとんど長周期化せず、0.3秒を超えるあたりから収束時の固有周期が長周期化し、初期固有周期が1.0秒の場合、収束時の固有周期が約1.5倍、初期固有周期が2.0秒の場合、約2倍の値となる。したがって、等価線形応答スペクトルを初期固有周期で整理すると、その形状は弾性系を対象として算定される弾性応答スペクトルの長周期側を短周期側に移動させた形状となることが想定される。

また、図-28 (b) を見ると、固有周期が約0.65秒以下においては、地盤のせん断ひずみ応答が小さいために、減衰が5%以下となっており、0.65秒を超えたあたりから減衰が5%を超え徐々に増加していることが分かる。したがって、初期固有周期が0.6秒以下の場合には、その減衰が弾性系の応答スペクトル算定時に設定した5%よりも小さいため、等価線形計算で算定された弾性系の応答より大きくなり、約0.6秒を超えたあたりから、その応答は弾性系の応答スペクトルよりも小さくなることが想定される。

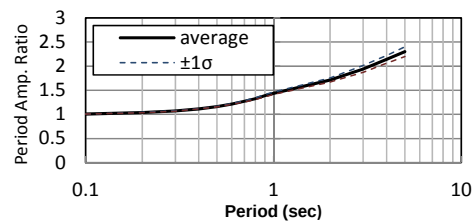


図-28 (a) 等価線形応答スペクトル算定時の
収束時固有周期と初期固有周期の比

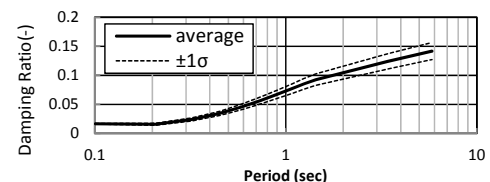


図-28 (b) 各固有周期に対する地盤の平均減衰

これらのことを確認するために、図-29に一様ランダム位相, $M=6$, $X_{eq}=50\text{km}$ の条件における等価線形応答スペクトルを、初期固有周期ではなく収束時の固有周期で整理した結果を示す (図中” NonLinear(Converged G)”)。

また、参考のため、初期固有周期で整理した結果の平均値（図中“NonLinear (Initial G, average)”）および弾性系の地盤応答スペクトルの平均値（図中“Linear (average)”）を併記している。これらを見ると、収束時の固有周期で整理した等価線形応答スペクトルは、短周期側では弾性系の地盤応答スペクトルよりも大きい応答となっているものの、固有周期が約0.5～0.6秒を超えるあたりから、応答の大きさが逆転し、弾性系の応答スペクトルよりも小さい応答となる。これは、先述のとおり、固有周期0.5～0.6秒以下では地盤の平均減衰が5%よりも小さく、また、固有周期が0.5～0.6秒を超えると、地盤の平均減衰が5%を超えるため、5%の減衰を仮定した弾性地盤応答スペクトルに対して短周期側で大きい応答を、逆に長周期側で小さい応答を示すものである。

また、長周期側において、等価線形加速度応答スペクトルが弾性応答スペクトルよりも減少し、等価線形変位応答スペクトルが弾性応答スペクトルよりも増加する要因は、先述のとおり収束時の固有周期が長周期化することにより弾性応答スペクトルの長周期側が短周期側に移動することにより生じると説明できる。すなわち弾性応答スペクトルがその長周期側で固有周期に対して負の勾配を持つ加速度応答スペクトルは、等価線形応答の場合、弾性応答における長周期側の応答値が短周期側の応答値としてプロットされるため応答の低減が早まる格好となり、弾性応答スペクトルが固有周期に対して正の勾配を持つ変位応答スペクトルではその逆となる。速度応答スペクトルについては、固有周期の増加に対して比較的フラットな特性を持つために、固有周期の移動に伴う応答の増加に比べ、減衰の増加の影響が大きく、長周期側で弾性応答スペクトルよりも小さい応答を示すことになる。

なお、本検討においては、逐次非線形計算も行った結果、等価線形応答スペクトルと同等の結果が得られている。逐次非線形計算過程は等価線形計算とは異なるため、以上と全く同じ説明はできないが、その非線形応答スペクトルが等価線形応答スペクトルと同等になったことは、Ramberg-Osgoodモデルにおける非線形化に伴う履歴減衰の増大と固有周期の長周期化が等価線形計算と等価に表現されていることを示すものと考えられる。

6. まとめ

本論文では、一様な物性を持つ一次元地盤を対象に、その位相の与え方、地震動の振幅包絡線、地震動レベルを変えて、ランダム位相を用いた地震動波形を入力し、一連の非線形応答解析を行い、以下のことが明らかとなった。

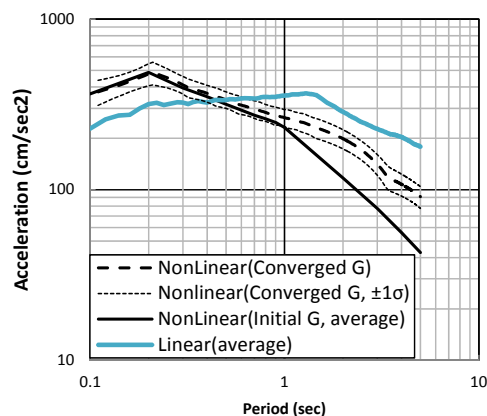


図-29 (a) 収束剛性で整理した等価線形応答スペクトル (加速度)

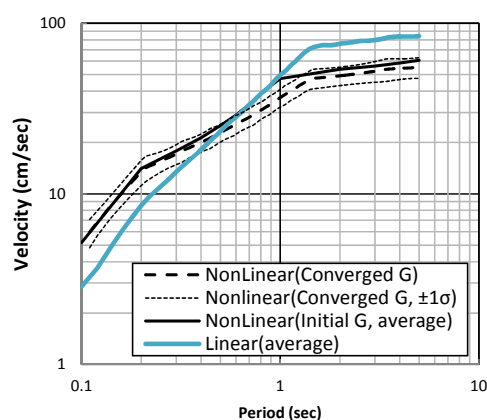


図-29 (b) 収束剛性で整理した等価線形応答スペクトル (速度)

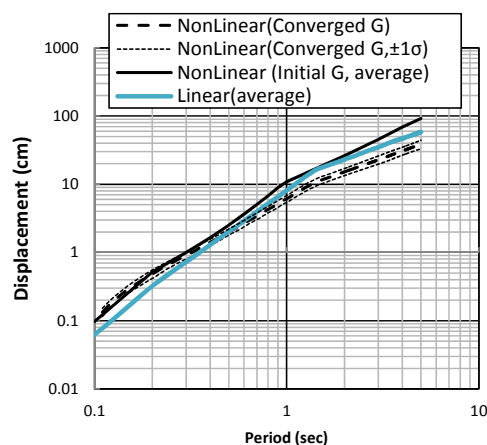


図-29 (c) 収束剛性で整理した等価線形応答スペクトル (変位)

- ① 地盤物性が一様な一次元非線形地盤に対して、加速度応答スペクトルが同一で、位相特性のみをランダムに付与した入力地震動を与えた場合、その地表面の加速度応答の変動量は、変動係数

にして0.2程度以下である。また、地表面の速度、変位の応答スペクトルの変動量も同程度となる。

- ② 同一の加速度応答スペクトルを有し、位相のみをランダムに付与した入力地震動による一次元地盤の応答を評価した場合、その非線形特性が等価にモデル化されていれば、等価線形モデルを用いた応答の変動と、逐次非線形解析(Ramberg-Osgoodモデル)を用いた応答の変動はほぼ同等の結果となる。
- ③ 非線形地盤の応答スペクトルは、弾性の応答スペクトルから遷移するものの、地盤ひずみに対応した減衰と、固有周期の長周期化の程度を評価することで、弾性応答スペクトルからの遷移の傾向により、その特性を概略説明できる。

本論文に示した結果は、限定的な条件における結果であるため、地震動の位相特性のすべての変動パターンを網羅した結果を示すものとは言えない。しかしながら一方で、単純なランダム位相を与えた入力地震動に対して、一様な物性を持つ一次元地盤の地表面応答あるいはひずみ応答の変動幅は、その非線形特性を考慮したとしても、変動係数0.2程度以下となるという事実は、入力地震動のばらつきを考慮する上で一つの指標となるものと考えられる。

謝辞：本研究を実施するに当たり、独立行政法人防災科学技術研究所のKiK-netの観測記録を使用させて頂きました。ここに記して、関係各位に感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編，pp.255, 2012.
- 2) 建築学会：建築物荷重指針・同解説，pp.491, 2004.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，pp.110, 2012.
- 4) 国土交通省鉄道局，鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，2012.
- 5) 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針，pp.101, 2008.
- 6) 大崎順彦，岩崎良二，大川出，政尾亨：地震波の位相特性とその応用に関する研究，第 5 回日本地震工学シンポジウム，pp.201-208, 1978.
- 7) 和泉正哲，勝倉裕：地震動の位相情報に関する基礎的研究，日本建築学会論文報告集，第 327 号，1983
- 8) 沢田勉：位相差分による地震動継続時間の定義とその統計解析，土木学会論文集，第 368 号，1986
- 9) 澤田純男，盛川仁，土岐憲三，横山圭樹：地震動の位相スペクトルにおける伝播経路・サイト特性の分離，第 10 回日本地震工学シンポジウム，pp.915-920, 1998
- 10) 佐藤忠信，室野剛隆，西村昭彦：震源・伝播・地点特性を考慮した地震動の位相スペクトルのモデル化，土木学会論文集，No.612, I-46, 1999
- 11) 北原武嗣，伊藤義人：同一設計スペクトルを有する模擬地震波群による弾塑性応答の変動性に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.23, No.3, 2001
- 12) 坂井公俊，室野剛隆：位相特性の変化が構造物の非線形応答に与える影響把握のための基礎的検討，土木学会論文集 A1, Vol.63, No.4, 2012
- 13) 志波由紀夫：「地盤応答スペクトル」の提案と計算例，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.68, No.4, 2012
- 14) 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門，1994
- 15) P.C. Jennings, G.W. Housener and N.C. Tsai : Simulated Earthquake Motions for Design Purposes, Proceeding of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering, 1969.

DYNAMIC RESPONSE OF 1-DIMENSIONAL NONLINEAR UNIFORM GROUND BY SIMULATED EARTHQUAKE MOTIONS WITH RANDOM PHASE

Akihito HATA, Yukio SHIBA, Katsuyuki SAKASHITA and Junji KIYONO

In simulating strong earthquake motions for design purposes, “spectral fitting method” is commonly used with assuming randomly distributed phase content. However, it is not quite clear how large the ground response could vary under those simulated earthquake motions with random phase. This paper examines maximum response of 1 dimensional nonlinear uniform ground when it is accelerated by simulated earthquake motions with random phase. To check nonlinear response of ground, equivalent linear analysis and non-linear direct integral analysis with Ramberg-Osgood model are conducted. Through series of calculations, it appeared that coefficient of variation of maximum ground response, that is, acceleration, velocity and displacement, are all approximately 0.1 -0.2 and mostly less than 0.2.