

基盤段差型不整形地盤における地震時地盤変位分布と 最大ひずみ推定のための新しいスペクトルの提案

Proposal of new response spectra for estimating displacement distribution and maximum strain during earthquake for irregularly-shaped ground with stepped bedrock

古川愛子*, 大塚久哲**, 橘義規***, 青木克憲****

Aiko Furukawa, Hisanori Otuka, Yoshinori Tachibana and Katsunori Aoki

*博(工) 九州大学大学院 工学研究院建設デザイン部門 助教 (〒819-0395 福岡市西区元岡 744)

**工博 九州大学大学院 工学研究院建設デザイン部門 教授 (〒819-0395 福岡市西区元岡 744)

***博(工) (株)オリエンタルコンサルタンツ 東京事業本部 (〒213-0011 神奈川県川崎市高津区久本 3-5-7)

**** 九州大学大学院 工学府建設システム工学専攻 (〒819-0395 福岡市西区元岡 744)

In this study, a method of estimating maximum strain and ground displacement distribution for irregularly-shaped ground during earthquake was proposed. Three new spectra, strain response spectra, displacement response difference spectra, and wavelength spectra, were introduced which easily estimate the maximum strain and the ground displacement distribution. Calculation procedure for these spectra was also proposed. The calculated spectra using the proposed procedure were compared with those obtained by the finite element analysis, and those were in good agreement for various kinds of irregularly-shaped ground models. The proposed spectra and the calculation procedure can be easily applied to the current aseismic design of underground structure in the longitudinal direction.

Key Words: irregularly-shaped ground, maximum strain, ground displacement distribution, spectra, response displacement method

キーワード: 不整形地盤, 最大ひずみ, 地盤変位分布, スペクトル, 応答変位法

1. はじめに

地中線状構造物の縦断方向の耐震設計では、地中構造物が周辺地盤の変形に追従するという基本的な地震応答特性が考慮され、また適用も簡便であることから、応答変位法により行われるのが一般的である¹⁾²⁾³⁾。

応答変位法は、地中線状構造物の軸線に沿った地盤変位分布を正弦波と仮定し、構造物が受ける断面力を簡易に算定するものである。地中構造物は地盤変位に追従して変形することから、線状構造物の受ける最大軸力・曲げモーメントは、地盤変位分布を微分して得られる最大ひずみおよび最大曲率から求められる。地盤変位分布は正弦波で与えられるので、振幅と波長を決定すれば一意に決定される。振幅の算定は一般に、変位応答スペクトルや次元重複反射理論などで算定されている。波長の算定は、共同溝指針¹⁾では表層地盤と基盤のせん断波速度と表層地盤の層厚によって求まる波長の調和平均をとることと規定されており、ガス指針⁴⁾では軸方向にひずみを生じさせるレーリー波の位相速度と表層地盤の固有周期から推定することと規定されている。これらはいずれも、成層地盤に生じる地盤変位分布を想定したものである。

線状構造物の軸線方向に層厚や剛性が変化する不整形地盤の場合は、地盤変位も軸線方向で一様でないため、成層地盤よりも大きな地盤ひずみが生じ、線状構造物が受ける断面力も大きな

る。不整形部に生じる断面力を考慮する方法として、共同溝指針¹⁾では、地盤の固有周期が最も短い地点と最も長い地点における固有周期差に依存した割り増し係数を乗ずることとしている。しかし、地盤の固有周期が最も短い地点と最も長い地点の固有周期差が同じであっても、地盤の固有周期の絶対値によって振動特性は異なるので、固有周期差のみに基づく割り増し係数は万能ではないと考えられる。

地盤の不整形性が地盤応答の増幅に及ぼす影響に関する既往の研究としては、地表面最大加速度や地表面加速度応答スペクトルの増幅率を求めた研究など、加速度を対象とした研究が主である⁵⁾⁶⁾。不整形地盤における地中構造物の地震時挙動について議論する場合は、加速度よりも地盤のひずみについての議論が重要となるが、地盤ひずみに着目した研究は未だ少ない。

地盤ひずみに着目した研究は主に、有限要素解析により不整形部に生じる軸ひずみを推定したものであり、不整形地盤の形状の違いや入力地震動の卓越周期の違いが最大ひずみに与える影響を検討した研究⁷⁾、入力地震動の伝播速度の違いが最大ひずみに与える影響を検討した研究⁸⁾などがある。軸線方向の地盤変位分布を微分したものが軸ひずみに相当することから、有限要素解析により地盤の変位分布も算定されている⁷⁾。

また、有限要素解析を実施することなく簡易に地盤変位分布

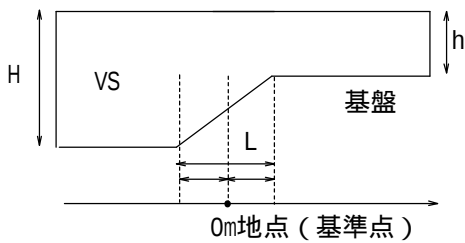
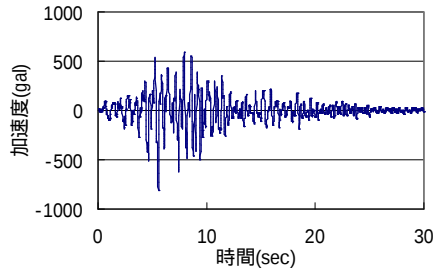
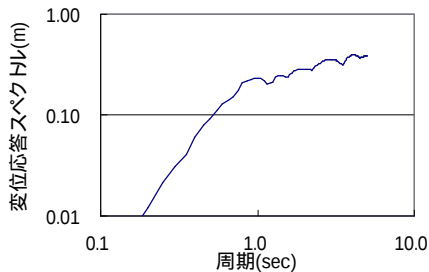


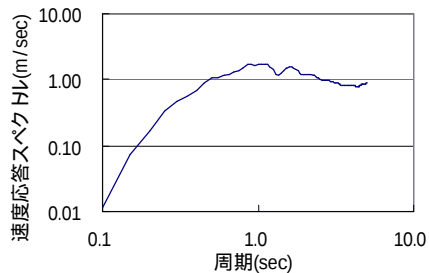
図1 解析モデル（基盤段差型不整形地盤モデル）



(a) 加速度波形



(b) 変位応答スペクトル（減衰定数 10%）



(c) 速度応答スペクトル（減衰定数 10%）

図2 入力地震動（TYPE221）

を推定することができれば、実務に有益であると考えられる。有限要素法を用いない簡易な推定手法に関する研究も行われており、ばね質点モデルを用いたもの⁷⁾や、各固有モードの変位分布の重ね合わせとして表現する手法⁹⁾が提案されている。有限要素法に比べれば労少なくして地盤変位分布が求まるが、1自由度系の線形地震応答解析ほどの簡便さはない。

以上を踏まえて本研究では、不整形地盤における線状構造物の縦断方向の耐震設計に応答変位法を適用することを想定し、割り増し係数を用いることなく、地盤の最大軸ひずみおよび地盤変位分布の振幅・波長を簡便に決定する方法について検討を行うものである。不整形地盤のタイプとして、基盤面に傾斜部があり、その両側の基盤面は水平な基盤段差モデル（図1）に限定した。軸線方向の変位分布とそれによって生じる軸ひずみ（以降、ひずみと記す）を対象とした。表層地盤の層厚差のため両端の水平変位が異なることによって生じるひずみを対象としており、入力地震

動の位相差によって生じるひずみは検討の対象としていないため、位相差によるひずみを対象とした共同溝指針の計算結果とは直接比較できない。

本研究では、最大ひずみを簡易に求めるためのひずみ応答スペクトル、地盤変位分布を構成する振幅・波長を簡易に求めるための変位応答スペクトル、波長スペクトルという新しい概念を導入した。まず、69通りの基盤段差型不整形地盤モデルに対して、有限要素解析によりこれらのスペクトルを算出し、スペクトルの特徴および解析パラメータとの関係について考察を行った。さらに、有限要素法を用いない簡易なスペクトルの算定方法のアイデアを述べ、有限要素解析と簡易手法により推定された3つのスペクトルと比較した。その結果、簡易手法は有限要素解析結果とよい精度で一致していることが確認された。異なる地震動に対しても同様に良好な一致が確認され、適用可能性が示された。

設計地震動に対して、あらかじめ提案したスペクトルを計算しておけば、有限要素解析を実施することなく、基盤段差モデルの不整形地盤中に発生する最大ひずみおよび変位分布の推定が可能となる。また、スペクトルの簡易推定手法が適用できれば、任意の地震動に対して簡易にスペクトルの算出ができ、耐震設計への適用が期待される。

2. 不整形地盤における地震時最大ひずみ分布・地盤変位分布

2.1 解析概要

2節では有限要素法を用いて、図1に示す工学的基盤面に傾斜部がある不整形地盤（基盤段差モデル）の地震応答解析を行い、両端の地盤の層厚、傾斜幅および剛性が、不整形地盤の応答に与える影響について検討を行う。

基盤段差モデルは、工学的基盤面の一部が傾斜しており、傾斜部両端の基盤面（左側の基盤面は深く、右側の基盤面は浅い）はともに水平である。左側の層厚を $H(m)$ 、右側の層厚を $h(m)$ 、傾斜幅を $L(m)$ 、媒質のせん断波速度を $VS(m/sec)$ とする。

地盤は線形平面ひずみ要素でモデル化した。地盤の諸元は、土質データや既往の研究を参考に砂質土の標準的な値として、媒質の単位体積重量を $19kN/m^3$ 、ポアソン比を 0.45 とした。減衰はレーリー減衰とし、卓越する主要な2つのモードの減衰定数が 10% となるように決定した。境界条件は、底面（工学的基盤面）を固定とし、側方境界は鉛直方向固定、水平方向自由とした。底面を固定（基盤のせん断波速度を無限大）と設定しているため、基盤における地震動の増幅や、基盤の段差によって生じる深い側と浅い側の表層下面に入射される波動の位相差は考慮できていない。主に、表層の層厚差によって表層の水平方向変形量に差が生じることによる軸ひずみを対象としている。

モデル幅は境界の影響が現われない十分な幅 $1000m$ を用いた。メッシュ幅は、水平方向 $2m$ 、上下方向 $1m$ とした。

入力地震動は道路橋示方書耐震設計編¹⁰⁾のType221とした。加速度波形、変位応答スペクトル、速度応答スペクトル（減衰定数 10% で試算）を図2に示す。入力地震動は一樣であると仮定した。

2.2 解析ケース

両側の層厚 H, h 、傾斜幅 L 、せん断波速度 VS の異なる様々な不整形地盤モデルを作成した。

表1 解析ケース

ケース名	浅い側の地盤の層厚h(m)	深い側の地盤の層厚H(m)	傾斜幅L(m)	せん断波速度VS(m/sec)	浅い側の地盤の固有周期t(sec)	深い側の地盤の固有周期T1(sec)
A	1	30	0	100	0.80	1.20
	2	40				1.60
	3	50				2.00
	4	60				2.40
	5	70				2.80
B	1	30	20	100	0.80	1.20
	2	40				1.60
	3	50				2.00
	4	60				2.40
	5	70				2.80
C	1	30	40	100	0.80	1.20
	2	40				1.60
	3	50				2.00
	4	60				2.40
	5	70				2.80
D	1	30	60	100	0.80	1.20
	2	40				1.60
	3	50				2.00
	4	60				2.40
	5	70				2.80
E	1	30	80	100	0.80	1.20
	2	40				1.60
	3	50				2.00
	4	60				2.40
	5	70				2.80
F	1	25	100	100	0.80	1.00
	2	30				1.20
	3	35				1.40
	4	40				1.60
	5	50				2.00
	6	60				2.40
	7	70				2.80
G	1	15	100	100	0.40	0.60
	2	20				0.80
	3	25				1.00
	4	30				1.20
	5	40				1.60
	6	50				2.00
	7	60				2.40
H	1	35	100	200	0.40	0.70
	2	40				0.80
	3	45				0.90
	4	60				1.20
	5	80				1.60
	6	100				2.00
	7	120				2.40
I	1	20	100	200	0.20	0.40
	2	25				0.50
	3	30				0.60
	4	35				0.70
	5	40				0.80
J	1	50	0	200	0.40	1.00
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
K	1	50	0	150	0.53	1.33
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
L	1	50	0	50	1.60	4.00
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					

解析ケースの一覧を表1に示す。表1の左から、ケース名、浅い側の地盤の層厚h、深い側の地盤の層厚H、傾斜幅L、せん断波速度VS、1/4波長則によって求めた浅い側の地盤の1次固有周期t、1/4波長則によって求めた深い側の地盤の1次固有周期Tである。解析ケースは全部で69ケースある。着目したい項目別にA～Lの12グループに分けた。

(1) 深い側の地盤の固有周期Tの影響

ケースAは、浅い側の層厚hを20m、傾斜幅Lを0m、せん断波速度VSを100m/secに固定し、深い側の層厚Hを様々に変化させたものである。深い側の地盤の固有周期Tの違いによって、応答にどのような影響が現われるかを比較検討することができる。

ケースB～Fは、ケースAと傾斜幅Lのみが異なるものであり、それぞれの傾斜幅Lを20m、40m、60m、80m、100mとした。

(2) 傾斜幅Lの影響

ケースA～Fを、深い方の層厚Hが同じもの同士を比較することによって、傾斜幅Lによる影響を調べることができる。ケースJ、K、Lは、異なるせん断波速度において、傾斜幅Lのみ異なるケースを作成したものである。

(3) 浅い側の地盤の層厚hの影響

ケースFとケースGは、傾斜幅Lが100m、せん断波速度VSが100m/secと同じ値であるが、浅い側の地盤の層厚が異なり、ケースFが20m、ケースGが10mである。

ケースHとケースIは、傾斜幅Lが100m、せん断波速度VSが200m/secと同じ値であり、浅い側の地盤の層厚はケースHが20m、ケースIが10mである。

ケースFとケースG、ケースHとケースIを比較することで、浅い側の地盤の層厚の影響を調べることができる。

(4) 媒質のせん断波速度VSの影響

ケースFとケースHは、せん断波速度の違いが及ぼす影響を調べるためのものである。

2.3 最大ひずみ発生時刻におけるひずみ分布・変位分布

表1に示した69通りの不整形地盤に対して、図2に示す入力地震動TYPE221を用いて地震応答解析を行った。トンネル等の線状構造物を地表面から深さが0m、5m、10mの位置に設置することを想定し、地表面からの深さが0m、5m、10mの各地点におけるひずみ応答、変位応答を算出した。

それぞれの深さにおいて、最も大きなひずみが発生した時刻を求め、その時刻におけるひずみ分布・変位分布を図化した。一例として、ケースA1のひずみ分布・変位分布を図3に示す。横軸は、図1に示す基準点からの水平距離である。

(1) ひずみ分布

図3(a)より、基準点である約0m地点においてひずみが最大値をとっており、左側では約-200m、右側では約200m地点において軸ひずみが0になっている。基盤段差モデルのひずみ分布の形状は、余弦関数の半波長分に近い形状を示しているように見える。

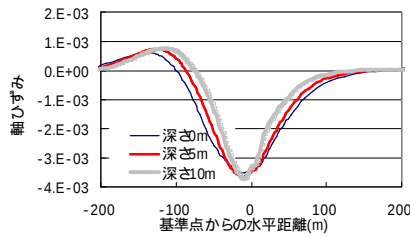
(2) 変位分布

図3(b)より、地盤ひずみが生じている基準点あたりで変位分布の勾配が急になっている。基盤段差モデルの変位分布の形状は、正弦関数の半波長分に近い形状を示しているように見える。

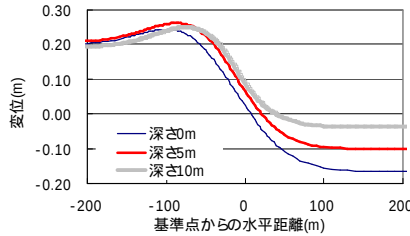
以上より、本研究では、基盤段差型不整形地盤モデルのひずみ分布が余弦関数、変位分布が正弦関数に近い形状を示していることから、最大ひずみと最大変位応答差を与える地盤変位分布を正弦関数で模擬できると考え、応答変位法を適用することを考えた。

(3) 地盤変位分布の正弦関数による近似

ひずみ分布 $\epsilon(x)$ を余弦関数を用いて図4(a)のように近似、変位分

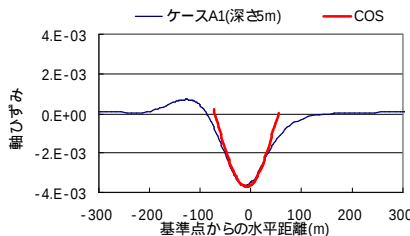


(a) ひずみ分布 (引張を正)

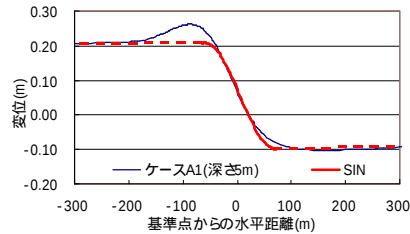


(b) 変位分布

図3 最大ひずみ・変位分布 (ケースA1)



(a) ひずみ分布の余弦関数近似



(b) 変位分布の正弦関数近似

図4 最大ひずみ・変位分布の近似 (ケースA1)

布 $y(x)$ を正弦関数を用いて図 4(b) のように近似するとする．基準点を含む両側の半波長分を近似する．関数を用いて表現すると以下のようになる．

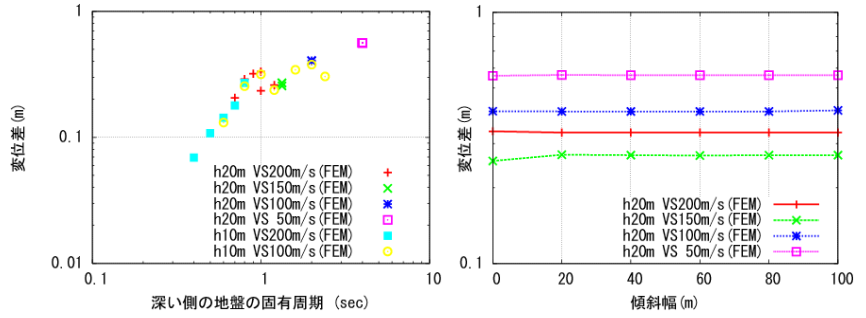
$$y(x) = \frac{A}{2} \sin\left(\frac{2p}{l}x\right) + A_0 \quad (1)$$

$$e(x) = \frac{dy(x)}{dx} = \frac{A}{2} \frac{2p}{l} \cos\left(\frac{2p}{l}x\right) = e_{\max} \cos\left(\frac{2p}{l}x\right) \quad (2)$$

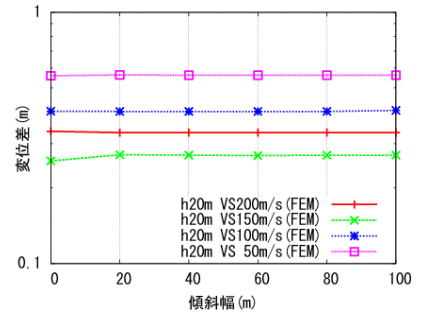
ここに、 A は両端の地盤の変位応答差、 A_0 は変位分布の基線からのずれ、 l は地盤変位分布の波長、 $e_{\max}$ は最大ひずみである．変位分布の波長 l は、変位分布の振幅 A と最大ひずみ $e_{\max}$ を用いて以下のように表される．

$$l = pA / e_{\max} \quad (3)$$

有限要素法による詳細な解析を実施することなく、最大ひずみが推定できれば、設計に有用である．また、最大ひずみを与える地盤変位分布を構成する変位応答差 A と波長 l が簡易に決定できれば、応答変位法に適用することができる．

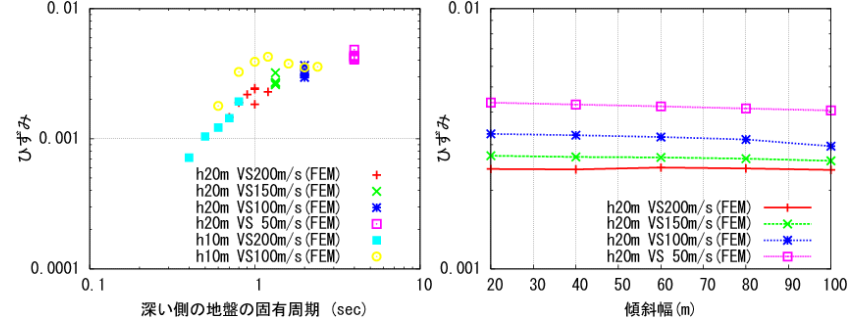


(a) 深い側の地盤の固有周期と最大変位応答差の関係

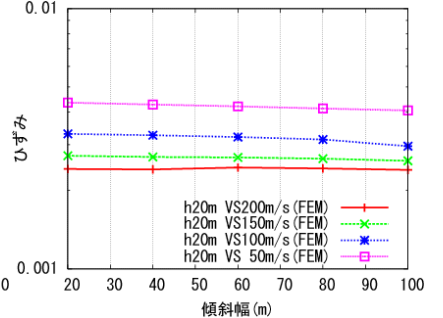


(b) 傾斜幅と最大変位応答差の関係

図5 深い側の地盤の固有周期および傾斜幅と最大変位応答差の関係

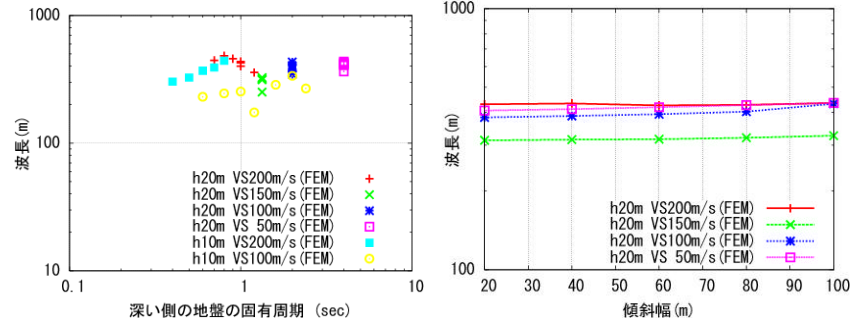


(a) 深い側の地盤の固有周期と最大ひずみの関係

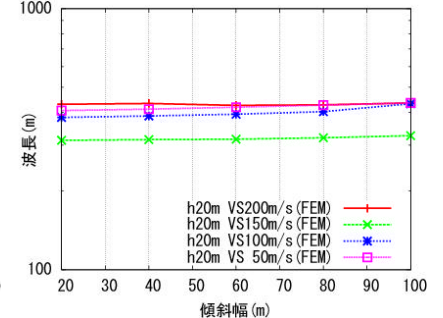


(b) 傾斜幅と最大ひずみの関係

図6 深い側の地盤の固有周期および傾斜幅と最大ひずみの関係



(a) 深い側の地盤の固有周期と地盤変位の波長の関係



(b) 傾斜幅と地盤変位の波長の関係

図7 深い側の地盤の固有周期および傾斜幅と地盤変位の波長の関係

2.4 深い側の地盤の固有周期と両側地盤の最大変位応答差の関係

図2に示す入力地震動TYPE211と表1に示す69ケースの不整形地盤から、両端の地盤の最大変位応答差を算出した．地表面からの深さが5mの結果を例に取って示すが、異なる深さにおいても同様の傾向を示した．両端の地盤が近づく方向の最大変位応答差を正とした．深い側の地盤の固有周期を横軸に、最大変位差を縦軸にとったものを図5(a)に示す．凡例として、浅い側の地盤の層厚 h と地盤のせん断波速度 VS をとる．図5(b)には、深い側の地盤の層厚 H が50mのケースについて、傾斜幅 L と最大変位差の関係を示している．

ケースA～F、ケースJ～Lには、横軸に挙げた深い側の地盤の固有周期 T と凡例に挙げた h と VS が同じで、傾斜幅 L のみ異なるケースがあるが、図5(a)では傾斜幅 L による違いを区別していない．図5(b)からわかるように、傾斜幅 L の違いに関わらず最大変位応答差は同程度の値となった．また、図5(a)の凡例に示した浅い側の層厚やせん断波速度の影響も小さく、深い側の地盤の固有周期の影響が強いことがわかる．

また、図 2(b)と図 5(a)を比較すれば、媒質の減衰定数が 10%である不整形地盤の変位応答差は、減衰定数 10%で試算した変位応答スペクトルと形状および値が非常に似ていることがわかる。

2.5 深い側の地盤の固有周期と最大ひずみの関係

次に、地盤の最大ひずみについて検討する。地表面深さ 5m における結果を例にとって示すが、異なる深さにおいても同様の傾向を示した。ひずみは図 3(a)のように圧縮側で最大値を示したため、圧縮ひずみを正にとって示す。深い側の地盤の固有周期を横軸に、最大ひずみを縦軸にとったものを図 6(a)に示す。凡例として、浅い側の地盤の層厚 h と地盤のせん断波速度 VS をとる。図 6(b)には、深い側の地盤の層厚 H が 50m のケースについて、傾斜幅 L と最大ひずみの関係を示している。

図 6(b)より、傾斜幅 L による最大ひずみの違いはわずかであり、他の変数（深い側の地盤の固有周期、浅い側の地盤の層厚、せん断波速度）に比べてその影響は小さいがわかる。図 6(a)において、せん断波速度 VS が 200m/s で等しいケース（「 $h20m$ $VS200m/s$ 」と「 $h10m$ $VS200m/s$ 」）ではグラフの一部が重なっており、 $VS100m/s$ のケース（「 $h20m$ $VS100m/s$ 」と「 $h10m$ $VS100m/s$ 」）でも、一部が重なっているなど近い値を示している。また、せん断波速度 VS の小さい順（50, 100, 150, 200m/s）にひずみが大い。同じ横軸の値に対する縦軸の値は、 $VS200m/s$ が $VS100m/s$ の約半分であることから、最大ひずみは VS に反比例しているように見て取れる。以上のことから、最大ひずみを推定するには、深い側の地盤の固有周期だけでなく、せん断波速度の影響が大いこと、浅い側の地盤の層厚の影響もあること、傾斜幅の影響は小さいことがわかる。

図 2(c)と図 6(a)を比較すれば、媒質の減衰定数が 10%である不整形地盤の最大ひずみは、減衰定数 10%で試算した速度応答スペクトルと形状が似ているようである。

2.6 深い側の地盤の固有周期と地盤変位の波長の関係

次に、69 ケースの最大ひずみと最大変位応答差を用いて式(3)から算出した地盤変位の波長を図 7(a)に示す。図 7(b)には、深い側の地盤の層厚 H が 50m のケースについて、傾斜幅 L と地盤変位の波長を示している。

図 7(a)(b)より、波長は深い側の地盤の固有周期 T 、浅い側の地盤の層厚 h 、せん断波速度 VS によって異なり、これら 3 つの変数の影響を考慮する必要がある。式(3)の計算において最大変位差を最大ひずみで除するため、図 7(b)では図 5(b)や図 6(b)よりも傾斜幅 L の影響がわずかに強く現われている。

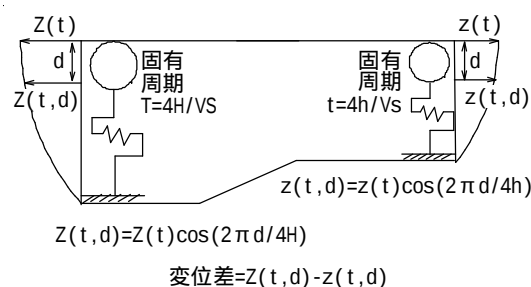
3. 最大ひずみと地盤変位分布推定のための新しいスペクトル

3.1 変位応答差スペクトル

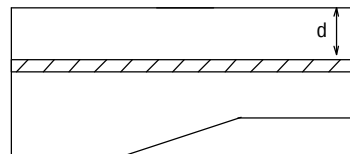
(1)変位応答差スペクトルの導入

本研究では、新しい「変位応答差スペクトル」という概念を導入する。変位応答差スペクトルとは、浅い側の地盤の層厚および媒質のせん断波速度を凡例にとって、深い側の地盤の固有周期と両側の地盤の変位応答差の最大値の関係を表したものであり、図 5(a)に相当する。

図 5(a)のように、設計地震動に対する変位応答差スペクトルを



(a) 深さ d における変位応答差スペクトル導出の概念図



(b) 深さ d におけるひずみ応答スペクトルの導出においてエネルギーのつりあいを考慮する領域

図 8 応答スペクトル導出の概念図

あらかじめ計算しておけば、有限要素法による解析を実施することなく、地盤変位分布の波長（地盤変位差）が求まり、設計に有用であると考えられる。

(2)変位応答差スペクトルの簡易な算出に関する検討

図 5(a)は、様々な 69 通りの不整形地盤の有限要素解析から決定したものである。変位応答差スペクトルは、入力地震動や地盤の減衰定数によっても異なるため、様々な地震動や様々な減衰定数をカバーするために有限要素解析を何度も実施するのは非常に膨大な時間がかかってしまう。

そこで本研究では、有限要素解析を実施することなく簡易に変位応答差スペクトルを算定できないかと考えた。2.4 において、図 5(a)と図 2(b)の変位応答スペクトルが形状・値とも非常に似ていたこと、傾斜幅 L が与える影響は小さかったことを踏まえて、以下のように算定できないかと考えた。

図 8(a)に示すような、両側の地盤の固有周期に等価な 1 自由度系のモデルを 2 つ用意する。そして、両質点の変位応答をそれぞれ算出する。これらの変位応答は地表面のものであるので、地表面深さ $d(m)$ の変位応答を求めたい場合は、1 次モードのモード形状を仮定し、それぞれの時刻歴波形に $\cos(2\pi d/4H)$ および $\cos(2\pi d/4h)$ を掛けて補正することとする。最後に、補正された変位応答の差の最大値を求める。この変位応答差を、 T を横軸に、 h および VS を凡例に取り、変位応答差の最大値を縦軸にプロットすることで、変位応答差スペクトルを求めることができないかと考えた。地表面の変位応答差スペクトルは、 h と VS の比から求まる t だけが情報を持ち h と VS を個別に定義する必要はないが、地表面から深さ $d(m)$ の変位応答差スペクトルは、 $\cos(2\pi d/4H)$ および $\cos(2\pi d/4h)$ を掛けて補正するため、凡例には h と VS の両方を取る必要がある。

(3)簡易手法と有限要素法で求めた変位応答差スペクトルの比較

図 9(a)に、1 自由度系モデルの減衰定数を 10%として簡易手法により試算した変位応答差スペクトルと、有限要素法 (FEM) 解析によって得られた変位応答差スペクトルを示す。有限要素解析では、主要な 2 つのモードの減衰定数を 10%とするレーリー減衰を用いている。6 通りの h と VS の組み合わせについて、提案手

法(線)とFEM解析結果(点)を比較している。本研究が対象とした地盤モデルでは、完全とはいかず僅かに簡易手法の方が小さいが、いずれのケースも振幅の値も波形の形状も非常によく合っている。特に、深い側の地盤の固有周期が約1.0(sec)以下において一致の精度が高い。簡易手法の方が僅かに小さい理由は、軸方向にもせん断方向にも変形する平面ひずみ要素とばね質点モデルの違いや、減衰のモデル化の違いなどが考えられる。提案手法の各グラフにおいて、短周期側でスペクトル値が急激に低下しているのは、深い側の地盤の固有周期が浅い側の地盤の固有周期に接近し、地盤モデルが成層地盤に近づき相対変位が小さくなっていることを示している。このような点に対するFEM解析のサンプルを設定していないのは、本研究が地中構造物にとって危険な基盤段差によって生じるひずみを対象としているためである。

減衰定数の違いが簡易手法で求まる変位応答差スペクトルに及ぼす影響を調べるため、図9(b)に減衰定数5%で試算した場合の変位応答差スペクトルを示す。比較のため、減衰定数10%の有限要素解析結果を併せて示す。簡易手法では、減衰定数が小さくなると変位応答差スペクトルが大きくなる傾向が表現できている。有限要素法により推定された変位応答差は、減衰定数5%と10%に対する提案手法の推定値の間にほぼ存在している。

以上により、簡易手法は有限要素法よりわずかに小さい値を示したが、いずれのケースも一致の精度が高かったことから、また減衰の違いを適切に表現できていることから、簡易手法の適用可能性が示されたと考えられる。

3.2 ひずみ応答スペクトル

(1) ひずみ応答スペクトルの導入

本研究では、新しい「ひずみ応答スペクトル」という概念を導入する。ひずみ応答スペクトルとは、浅い側の地盤の層厚および媒質のせん断波速度を凡例にとり、深い側の地盤の固有周期と最大ひずみの関係を表したもので、図6(a)に相当する。

図6(a)のように、設計地震動に対するひずみ応答スペクトルをあらかじめ計算しておけば、有限要素法による解析を実施することなく最大ひずみが求まり、設計に有用であると考えられる。

(2) ひずみ応答スペクトルの簡易な算出に関する検討

図6(a)は、様々な69通りの不整形地盤の有限要素解析から決定したものであるが、本研究では、有限要素解析を実施することなく、簡易にひずみ応答スペクトルを算定できないかと考えた。2.5において、図6(a)と図2(c)の速度応答スペクトルの形状が非常に似ていたこと、傾斜幅Lが与える影響は小さかったことを踏まえて、以下のように算定できないかと考えた。

図8(a)に示すような、両側の地盤の固有周期に等価な1自由度系のモデルを2つ用意し、両質点の速度応答をそれぞれ算出する。地表面深さd(m)の速度差を求めたい場合は、1次モードのモード形状を仮定して補正する。次に、補正された速度応答の差の最大値を求める。この速度応答差は、深い側の地盤の固有周期Tと浅い側の地盤の層厚h、せん断波速度Vsのペア毎に成立するので、Tを横軸に、hおよびVsを凡例に取り、速度応答差の最大値を示すことで、速度応答差スペクトルを求める。

次に、速度応答差スペクトルを、ひずみ応答スペクトルに変換する。図8(b)に示す地表面深さd(m)地点におけるエネルギーの釣り合いから、最大ひずみに変換することを考える。

まず、深さd(m)における浅い側の地盤の水平方向の速度を $v=\Delta V/2+v_0$ 、深い側の地盤の水平方向の速度を $V=\Delta V/2+v_0$ とする。このとき、両端の地盤の水平方向の速度差の最大値(速度応答差スペクトル)は $\Delta V=v-V$ となる。この速度応答差 ΔV を用いて、速度応答差が最大値をとる時点における、基準点($x=0$)を基準とした速度分布を次のとおり正弦関数と仮定する。

$$v(x) = \frac{\Delta V}{2} \sin\left(\frac{2p}{l}x\right) + v_0 \quad (4)$$

1次元的な増幅特性による地盤の相対速度は次のとおりと仮定する。

$$v(x) = \begin{cases} \Delta V/2 + v_0 & (x > 0) \\ -\Delta V/2 + v_0 & (x < 0) \end{cases} \quad (5)$$

不整形性がないときの速度分布と、不整形性があることによる速度分布は、式(4)(5)のように異なったものとなる。この差を不整形性による速度差と呼ぶこととする。本研究では、不整形性によって生じる速度差が生む運動エネルギーが、地盤が軸方向にひずむことによるひずみエネルギーで受け持たれると仮定する。

この速度差によって地盤に与えられる単位面積あたりの運動エネルギーをEKとする。地盤変位分布の波長 λ を用いて、単位長さdxあたりの運動エネルギーの差を $x=[-\lambda/4, \lambda/4]$ で積分することによって、運動エネルギーは以下のように表されたとする。

$$\begin{aligned} EK &= \int_{-l/4}^0 \frac{r}{2} \left\{ -\frac{\Delta V}{2} - v(x) \right\}^2 dx + \int_0^{l/4} \frac{r}{2} \left\{ \frac{\Delta V}{2} - v(x) \right\}^2 dx \\ &= r \left(\frac{\Delta V}{2} \right)^2 \int_0^{l/4} \left\{ 1 - \sin\left(\frac{2p}{l}x\right) \right\}^2 dx = \frac{r\Delta V^2 l}{32} \left(3 - \frac{8}{p}\right) \end{aligned} \quad (6)$$

ρ , v はそれぞれ、媒質の密度、ポアソン比である。

速度差による運動エネルギーを、地盤が軸方向にひずむことによるひずみエネルギーによって受け持つと仮定する。式(2)で表されるひずみ分布を用いてひずみエネルギーを積分した場合、ひずみエネルギーESは以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} ES &= \int_{-l/4}^{l/4} \frac{1}{2} e(x)^2 E dx = \frac{E}{2} \int_{-l/4}^{l/4} \left\{ e_{\max} \cos\left(\frac{2p}{l}x\right) \right\}^2 dx \\ &= \frac{2(1+n)rVs^2 e_{\max}^2 l}{8} \end{aligned} \quad (7)$$

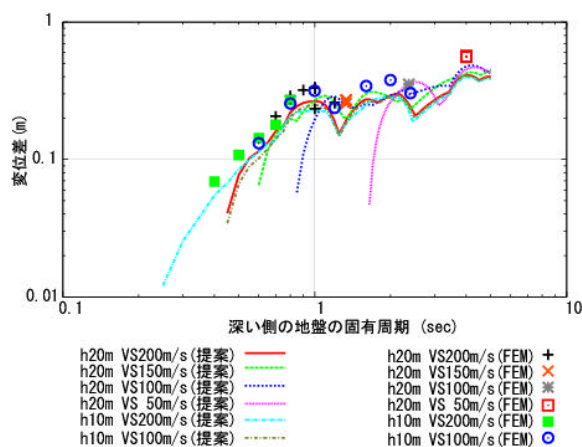
不整形性によって生じる速度差が生む運動エネルギーとひずみエネルギーが等しいと仮定することで、以下の式が成立する。

$$\frac{r\Delta V^2 l}{32} \left(3 - \frac{8}{p}\right) = \frac{2(1+n)rVs^2 e_{\max}^2 l}{8} \quad (8)$$

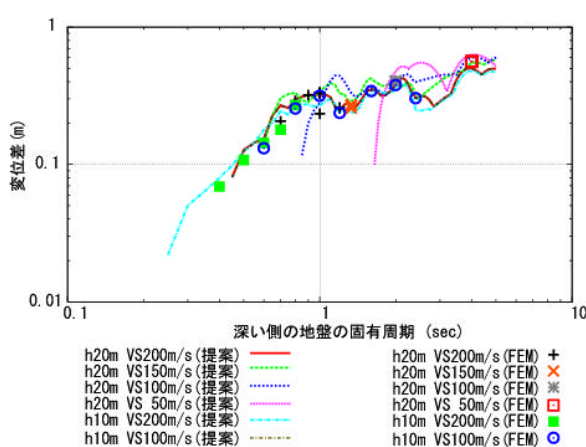
上式を解いて、最大ひずみは最大速度応答差と以下のように関係づけられる。波長に依存しないことがわかる。

$$e_{\max} = \frac{\sqrt{3p-8}}{2\sqrt{2p(1+n)}} \frac{\Delta V}{Vs} \quad (9)$$

式(9)より、最大ひずみはVsの逆数に比例するが、これは図6(a)がVsの小さい順に大きなひずみを示していたことと対応する。位相差を伴う場合、ひずみ e と位相速度 V' には $e=V'/Vs$ の関係式がある。式(9)は、位相差ではなく左右の表層地盤の応答差によって生じるひずみを対象としている。

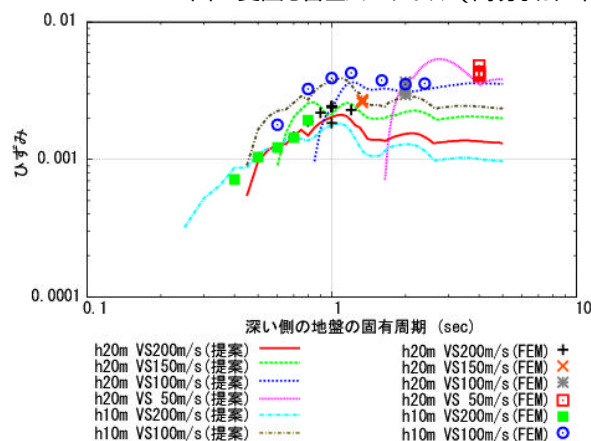


(a) 簡易手法の減衰定数が10%のとき

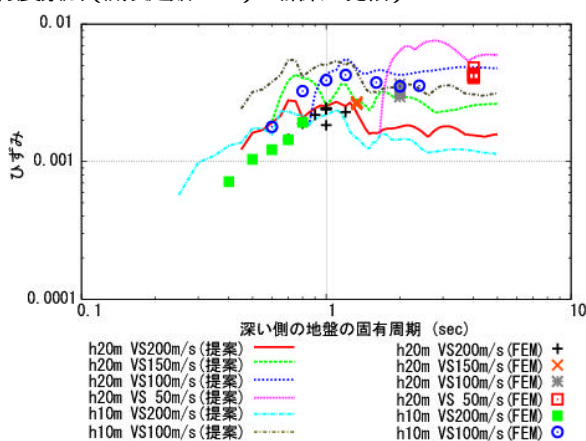


(b) 簡易手法の減衰定数が5%のとき

図9 変位応答スペクトル（簡易手法と有限要素法（減衰定数10%）の結果の比較）

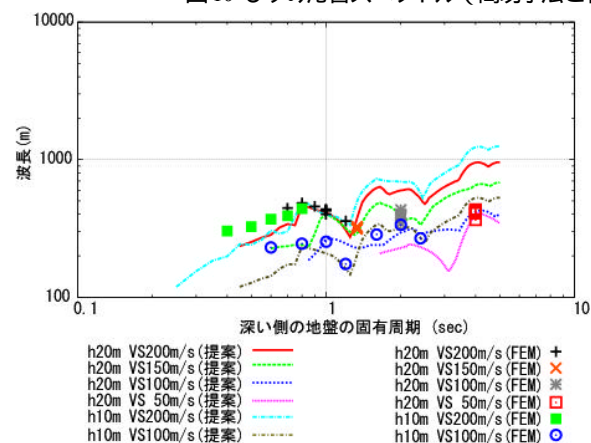


(a) 簡易手法の減衰定数が10%のとき

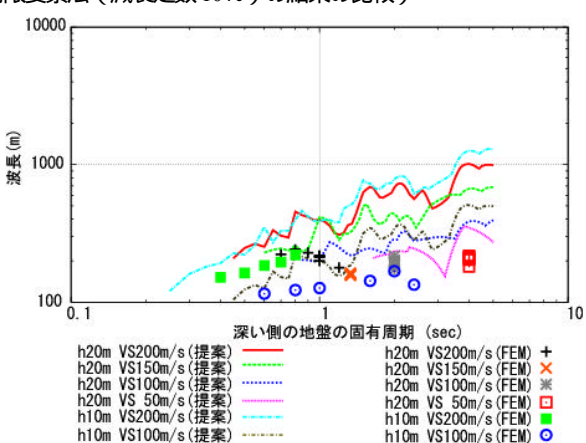


(b) 簡易手法の減衰定数が5%のとき

図10 ひずみ応答スペクトル（簡易手法と有限要素法（減衰定数10%）の結果の比較）



(a) 簡易手法の減衰定数が10%のとき



(b) 簡易手法の減衰定数が5%のとき

図11 波長スペクトル（簡易手法と有限要素法（減衰定数10%）の結果の比較）

(3) 簡易手法と有限要素法で求めたひずみ応答スペクトルの比較

図10(a)に、1自由度系モデルの減衰定数を10%として簡易手法により試算したひずみ応答スペクトルと、有限要素法(FEM)解析によって得られたひずみ応答スペクトルを示す。深い側の地盤の固有周期が0.4秒~4.0秒の範囲での比較では、いずれのケースも、値も波形の形状も非常によく合っている。全ケースの変位・ひずみ分布を調べたところ、一致の度合いが高いケースは、変位分布が正弦関数、ひずみ分布が余弦関数に近いという特徴を有するケースであった。一方、一致の度合いが低いケースの特徴とし

て、傾斜部の地盤の固有周期と地震動の卓越周期が一致していることなどが挙げられる。今後は、どのようなケースにおいて提案手法とFEM結果が一致するのか、一致しない場合は何が原因であるのか、提案手法が適用可能な周期帯についてより詳細に検討する予定である。

減衰定数の違いによる影響を調べるため図9(b)に減衰定数5%で簡易手法により試算したひずみ応答スペクトルを示す。図9(a)(b)の比較から、減衰定数が小さいと最大ひずみが大きくなる傾向にあることが表現できている。

簡易手法は、不整形性による速度差によって生じる運動エネルギーを、ひずみエネルギーと等価であると仮定し、最大速度応答差と最大ひずみを対応づけるものである。時間領域におけるエネルギーの積分は行っており、また深さ毎にエネルギーが保存されるとして釣り合い式を解いたものであり、定式化は厳密ではないが、いずれのケースも有限要素法結果とよい整合性を示した。式(9)の速度応答差 ΔV に比例してせん断波速度 VS に反比例するという簡易手法の適用可能性があるのではないかと考えられる。

3.3 波長スペクトル

(1) 波長スペクトルの導入

本研究では、新しい「波長スペクトル」という概念を導入する。波長スペクトルとは、浅い側の地盤の層厚および媒質のせん断波速度を凡例にとって、深い側の地盤の固有周期と地盤変位の波長の関係を表したもので、図7(a)に相当する。ここで言う波長とは、両端の地盤の最大変位差と最大ひずみを用いて式(3)から求まる波長のことである。

(2) 波長スペクトルの簡易な算出に関する検討

波長スペクトルは、変位応答スペクトルとひずみ応答スペクトルを用いて式(3)から決定できると考えた。

(3) 簡易手法と有限要素法で求めた波長スペクトルの比較

図11(a)に、1自由度系モデルの減衰定数を10%として簡易手法により試算した波長スペクトルと、有限要素法(FEM)解析によって得られた波長スペクトルを示す。値も波形の形状も非常によく合っている。減衰定数の違いが波長に与える影響を見るため、図11(b)に減衰定数5%で試算した波長スペクトルを示す。比較のため有限要素法の結果も併せて示す。図11(a)(b)の比較から、減衰定数の違いによる波長スペクトルの違いはあまり見られない。

3.4 まとめ

本節では、基盤段差型不整形地盤の最大ひずみと地盤変位分布の振幅・波長を推定するための新しい3つのスペクトルの概念を提案し、グラフの特徴を述べた。また、スペクトルの簡易算定手法について述べ、有限要素解析結果との比較から、適用可能性が示された。次節では、異なる地震動、異なる層厚を有する地盤に対して適用可能であるかどうか検証を行う。

4. 異なる地震動および異なる層厚の不整形地盤を用いた検証

4.1 概要

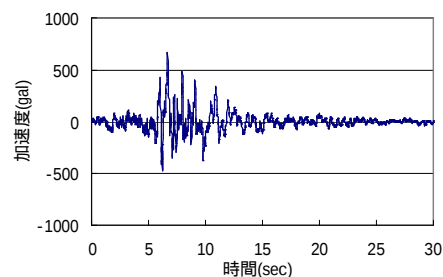
4節では、異なる地震動と異なる層厚を有する不整形地盤を用いて、簡易手法により最大ひずみと最大変位応答差が算定できるかどうかを検証した。最大ひずみと最大変位応答差が決まれば、波長は式(3)により自ずと決まる。

不整形地盤の層厚、傾斜幅、せん断波速度は表2のとおりである。地表面深さ5mにおける最大変位応答差、最大ひずみを算定した。

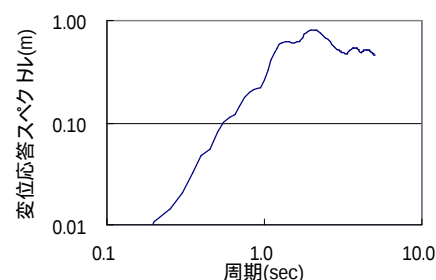
入力地震動は、図12に示す東神戸大橋波(1995年兵庫県南部地震の際に、東神戸大橋のGL-35mで観測された波形)である。II種地盤上で観測された地震動であり、前節までの検討で用いたI種地盤用の設計地震動であるTYPE211とスペクトル特性が異なる。

表2 解析ケース(検証用)

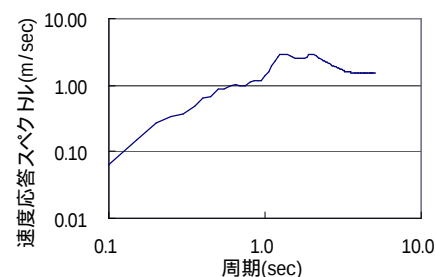
浅い側の地盤の層厚(m)	深い側の地盤の層厚(m)	傾斜幅(m)	せん断波速度(m/sec)	浅い側の地盤の固有周期(sec)	深い側の地盤の固有周期(sec)
h	H	L	VS	t	T1
15	20	0	100	0.6	0.8
	30				1.2
	40				1.6



(a) 加速度波形



(b) 変位応答スペクトル (減衰定数 10%)



(c) 速度応答スペクトル (減衰定数 10%)

図12 入力地震動(東神戸大橋, NS成分)

4.2 簡易手法と有限要素法による解析結果の比較

図13に、簡易手法により求められた東神戸大橋の変位応答スペクトル、ひずみ応答スペクトルを示す。有限要素法によって得られた最大変位応答差、最大ひずみも併せて示す。簡易手法と有限要素解析結果は、3ケースともよい精度で一致している。

以上により、異なる地震動と異なる層厚の不整形地盤モデルにおいても、3節で述べた簡易な方法で最大ひずみおよび地盤変位分布が算定できた。

5 まとめ

本研究では、基盤段差型不整形地盤における線状構造物の縦断方向の耐震設計に、応答変位法を適用することを想定して、最大ひずみおよび地盤変位分布の簡易な推定に関する研究を行ったものである。最大ひずみと、地盤変位分布を正弦波で近似するときに必要な振幅および波長を、簡易に決定することのできる新しい3つのスペクトルの概念を提案した。

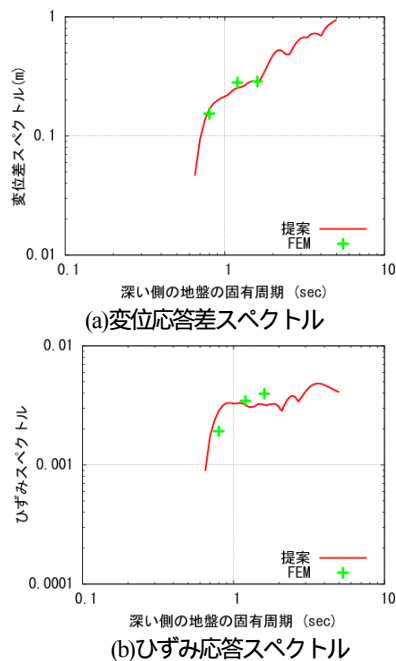


図13 簡易手法とFEMによる推定値の比較
(東神戸大橋, NS成分)

まず,69 ケースの基盤段差モデルを対象とした有限要素解析により3つのスペクトルを描画し,地盤の不整形パラメータがスペクトルに与える影響を調べた。

さらに,有限要素解析を実施することなく簡単にスペクトルを求めるための簡易な算定手法について検討し,有限要素解析によって得られたスペクトルと良い精度で一致したことから,適用可能性が示された。

本研究の成果である変位応答差スペクトルと波長スペクトルが与えられれば,地下線状構造物の縦断設計において必要な,地盤変位分布を決定することができ,またひずみ応答スペクトルが与えられれば,地下線状構造物に生じる最大ひずみが推定でき,設計において有用であると考えられる。スペクトルは有限要素法により算出可能であるが,簡易手法により算出が可能となれば,任意の地震動・任意の減衰定数に対して即座にスペクトルが得られるため,非常に有用であると期待できる。

傾斜幅 L が長いと,基盤面が一樣に傾斜する基盤傾斜型の不整形地盤モデルに近づくと考えられる。本研究では,ひずみ分布が余弦関数,変位分布が正弦関数に似た形状を示すという基盤段差

型モデルの特徴が有意に現われる傾斜幅として,100m以下と設定した。傾斜幅が100m以下の場合,傾斜幅 L が最大変位差および最大ひずみに与える影響が小さかったため,傾斜幅に依存しない式とした。今後は,提案したスペクトルおよび簡易推定手法の適用が可能な傾斜幅の範囲について検討する予定である。傾斜幅の影響が陽に現われる場合は,傾斜幅を変数として取り入れたスペクトルの推定手法について検討を行う予定である。さらに,地表面段差型など,異なるタイプの不整形地盤に対しても同様の検討を実施する予定である。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会, 共同溝設計指針, 1986
- 2) (社)日本水道協会, 水道施設耐震工法指針・解説, 1997
- 3) (社)日本下水道協会, 下水道施設の耐震対策指針と解説, 1997
- 4) (社)日本ガス協会, 高圧ガス導管耐震設計指針, 2000
- 5) 田村敬一, 千葉光, 本田利器, 中尾吉宏, 不整形地盤における地震動増幅特性の簡易評価法, 第10回地震工学シンポジウム論文集論文集, pp.869-874, 1998
- 6) 江尻謙嗣, 後藤洋三, 基盤不整形性の影響の設計震度スペクトルへの導入に関する基礎的検討, 土木学会論文集, No.501/I-20, pp.173-182, 1994
- 7) 大塚久哲, 橋義規, 河野亮, FEM地震応答解析による不整形地盤の地盤ひずみ分布特性とばね質点モデルについての考察, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.539-546, 2001
- 8) 竹内幹雄, 小西康彦, 相原素晴, 高橋直樹, 千葉智晴, 大嶽公康, 佐藤紘志, 想定最強地震動を用いた想定地盤急変部で発生する地震時ひずみ, 地下構造物の合理的な地震対策研究小委員会, 論文-20, 2006
- 9) 竹内幹雄, 高橋忠, 元山宏, 渡辺啓行, 地盤剛性急変部の線状地中構造物の地震時応力評価法, 土木学会論文集, No.422/I-14, 1990
- 10) (社)日本道路協会, 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 2002

(2007年9月18日 受付)