

レベル2地震動に対する変位応答スペクトルに関する一研究

A Study on Displacement Response Spectra for Level 2 Earthquake Motions

福本 年宏*, 平尾 潔**, 成行 義文***, 周 濱****

Toshihiro FUKUMOTO, Kiyoshi HIRAO, Yoshifumi NARIYUKI and Bin ZHOU

* 徳島大学大学院 工学研究科 博士前期課程 建設工学専攻 (〒770-8506 徳島市南常三島町 2-1)

** 工博 徳島大学教授 工学部建設工学科 (〒770-8506 徳島市南常三島町 2-1)

*** 博(工) 徳島大学助教授 工学研究科エコシステム工学専攻 (〒770-8506 徳島市南常三島町 2-1)

**** 徳島大学大学院 工学研究科 博士後期課程 生産開発工学専攻 (〒770-8506 徳島市南常三島町 2-1)

This paper proposes inelastic displacement response spectra for level 2 earthquake motions to be used for the displacement-based seismic design method. In this study, the inelastic response analyses of the single degree of freedom (SDOF) structures were carried out for the artificial earthquake motions generated as the response spectra for them agreed with the average acceleration response spectra of the seismic design specification for highway bridges. We obtained displacement response spectra correspond to designated value of modified Park-Ang damage index D of a SDOF system. The effects of the difference in the value of designated damage index, ductility capacity, type of input earthquake motion, soil condition, restoring force model and damping factor on the displacement response spectra are examined.

Key Words: displacement response spectra, damage controlled spectra, level 2 earthquake, required yield strength ratio

キーワード: 変位応答スペクトル, 損傷制御型スペクトル, レベル2地震動, 所要降伏強度比

1. はじめに

我が国の道路橋に対する耐震設計法は、従来、許容応力度法を基本とし、地震力の設定は通常、震度法に基づいてきた。しかし、平成7年の兵庫県南部地震による大被害の経験をもとに、平成8年12月に中小地震(以下、レベル1地震動と呼ぶ)に対する使用性と、構造物の供用期間中に発生する確率は低い、非常に大きな強度を持つ地震(以下、レベル2地震動と呼ぶ)に対する安全性の確保を目的として、道路橋示方書・同解説書V耐震設計編¹⁾(以下、道示と呼ぶ)が改訂された。また、諸外国でもほぼこれと同等な設計法が採用されている。

これらの設計法は、地震力に対して構造物が必要な耐力を保有するように設計するものであり、力が設計の基になることから「力に基づく設計法」と呼ばれている。これらの設計法では、設計地震力を構造物の許容変位塑性率に応じて低減しているが、設計された構造物の変位塑性率が、設計時の許容変位塑性率に近いものになっているか否かの照査が規定されていない。また、「力に基づく設計法」では、構造物の安全性(損傷)を力で表すためそれを直感的に把握しにくい等、改良すべき点が残されている。

それゆえ、現行の「力に基づく設計法」に代わる新しい耐震設計法として、最近、「変位に基づく設計法」が注

目されている。一般に、力より変位の方が、構造物の損傷の程度を表し易く、地震作用時の構造物の応答、ひいては損傷をより明確に記述できるからである。

現在 RC 橋脚を対象とした変位に基づく耐震設計法として、非弾性構造物を等価な弾性構造物に置換して設計する方法が提案されている^{2) 3)}。この設計法では、非弾性変位応答値を等価な減衰と周期を有する弾性変位応答スペクトルから求めている。この方法は、応答の定常性を仮定しているため、定常的な繰り返し履歴によって徐々にエネルギーが吸収されて最大応答が決まるような場合には、比較的精度の良い推定値を得ることができる。しかし、Krawinkler や Fajfar ら⁴⁾によって、震源近傍での地震動による非弾性系地震応答においては、最大変位時の履歴吸収エネルギーと等価減衰との間に一定した関係が成立するという物理的な根拠がないことや、等価な弾性変位応答スペクトルから得られる固有周期と非弾性系の動的応答との間に明確な対応関係がないことなど、その問題点が指摘されている。それゆえ、非弾性応答解析より得られる非弾性変位応答スペクトルから直接固有周期を求めた方が、実際の構造物の損傷を表すのに合理的である。また、変位に基づく耐震設計法では、変位を設計の基範としているため、変位応答スペクトルの精度が、設計結果に大きく影響を及ぼすことになる。

以上のようなことより、本研究では、変位に基づく耐

震設計法を導くための基礎的な研究として、道示のレベル2地震に対応する非弾性変位応答スペクトルを求め、地震動タイプ、地盤種別、復元力特性、構造特性値等の相違が非弾性変位応答スペクトルに及ぼす影響について比較検討を行った。

2. 解析に用いた入力地震動・構造特性値

2. 1 入力地震動

地震による構造物の損傷は、入力地震動特性による影響を受けるので、本研究では、解析結果に一般性を持たせるため、道示に規定されている動的解析用のレベル2地震動に対する標準加速度応答スペクトルを目標として、波形の包絡線形状（時間関数）にはフーリエ位相差分布を選び、これを正規分布として与え、有効スペクトル振幅を用いた振動数領域での振幅調整を行って作成された模擬地震動^{5) 6)}を用いた。その際、Ⅰ種、Ⅱ種、Ⅲ種の各地盤に対し、タイプⅠの地震動では、マグニチュードを8.0、震央距離Δを100km、200km、300kmとした各3波、タイプⅡの地震動では、マグニチュードを7.2、震央距離Δを5km、10km、20km、30kmとした各4波の合計21波を作成して用いた。また、時刻歴応答解析を行う際の各地震動の継続時間は、強震部分を中心とする81.92秒に統一した。図-1、図-2に、作成した模擬地震動の加速度スペクトルと加速度波形の例を示しておく。

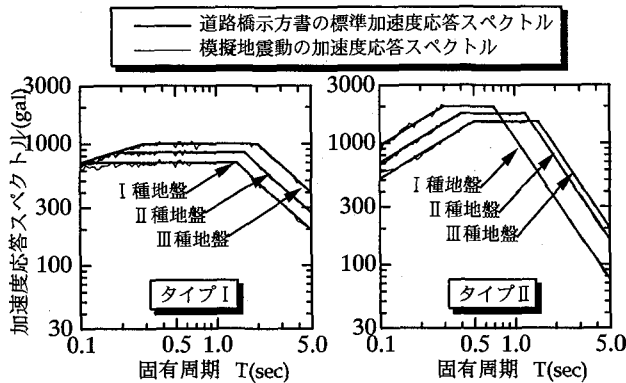


図-1 加速度応答スペクトル

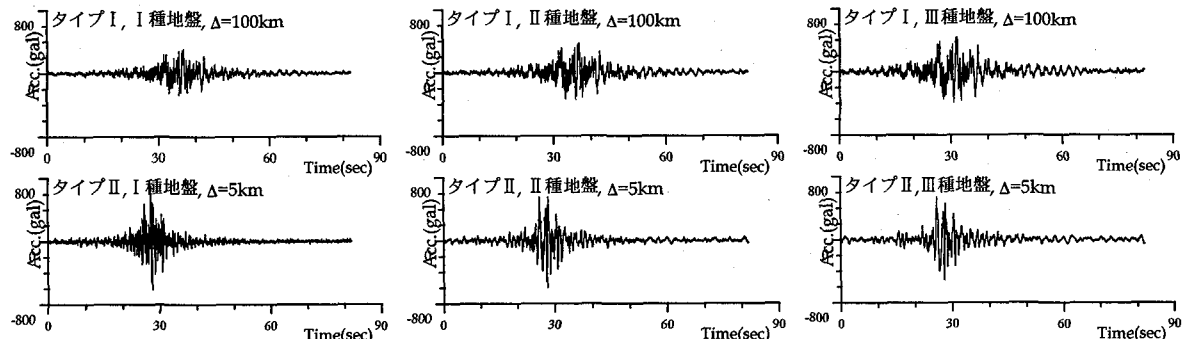


図-2 模擬地震動の加速度波形

2. 2 構造特性値

本研究では、構造物の復元力特性の相違が変位応答スペクトルに及ぼす影響を見るため、1自由度系の復元力履歴特性として図-3、図-4に示すようなBi-linearモデルとQ-hystモデルを用いた。Bi-linearモデルは、一般に鋼構造部材の復元力特性としてよく用いられるものであり、Q-hystモデルは、RC構造部材の復元力特性をマクロ的に表すモデルとしてよく用いられている。

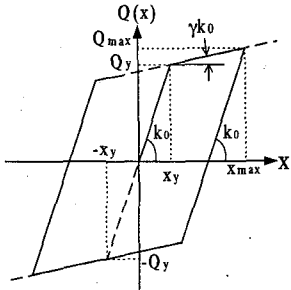


図-3 Bi-linearモデル

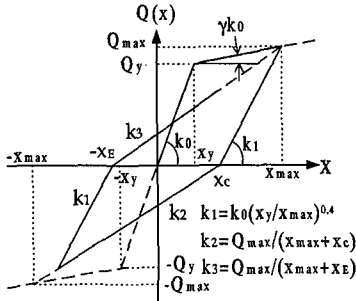


図-4 Q-hystモデル

また、解析の対象としたこれらの1自由度系モデルの各構造特性値としては、表-1に示す値を用いた。

表-1 構造特性値

減衰定数 h	0.02, 0.05, 0.07, 0.10
弾塑性剛性比 γ	0.00, 0.05, 0.10, 0.15, 0.20
固有周期 T	0.1~3.0秒の範囲を 0.1秒で刻んだ30通りの値
終局変位塑性率 μ_u	1.0 (弾性応答) 1.5, 2.0, 3.0, 4.0, 6.0, 8.0
損傷指標 D	0.4, 0.6, 1.0
正の係数 β	0.00, 0.15, 0.30

3. 損傷指標 D と所要降伏強度比 R_r

ここでは、本解析に用いた損傷指標 D 及び所要降伏強度比 R_r について簡単に説明しておく。

3. 1 損傷指標 D

地震による構造物の安全性、すなわち損傷を定量的に評価する指標として、式(1)で表される修正 Park らの損傷指標 D ⁷⁾を採用した。

$$D = \frac{(\mu_d - 1) + \beta \cdot \mu_h}{\mu_u - 1} \quad (1)$$

ここで、

$$\mu_u = \frac{x_u}{x_y}, \quad \mu_d = \frac{x_{\max}}{x_y}, \quad \mu_h = \frac{E_h}{Q_y \cdot x_y}, \quad E_h = \int dE_h$$

ただし、 $x_{\max}$ 、 dE_h は地震による構造物の最大応答変位と履歴吸収エネルギーを、 Q_y 及び x_y 、 x_u はそれぞれ単調載荷による構造物の降伏強度、降伏変位、終局変位を表す。そして、 μ_d 、 μ_h 、 μ_u は、それぞれ変位塑性率及びエネルギー塑性率、終局変位塑性率を表す。また、 β は断面特性に依存した正の係数で、荷重の繰り返しが構造物の損傷に及ぼす影響の程度を表す。

3. 2 所要降伏強度比 R_r

地震動を受ける構造物の非弾性応答をより一般的に評価するためには、構造物と入力地震動の強度を相対的に表す無次元パラメータの1つである式(2)の降伏強度比 R ^{8) 9)}を定義しておく必要がある。

$$R = \frac{Q_y}{Q_{e\max}} = \frac{x_y}{x_{e\max}} \quad (2)$$

ここで、 Q_y 、 x_y は、それぞれ構造物の降伏強度、降伏変位を表し、 $Q_{e\max}$ 、 $x_{e\max}$ は、構造物を弾性系とみなした場合の最大応答復元力及び最大変位を表す。

本研究でいう所要降伏強度比 R_r とは、設計で想定している対象構造物の限界状態に応じた損傷指標 D の値を所定値(目標値) D_r とした場合、 R の値を順次増減させた非弾性・エネルギー応答解析の繰返しにより得られた D の値が丁度 D_r となるようなその構造物の降伏強度比 R の値であり、言い換えれば、構造物の降伏強度比 R が R_r であれば、その構造物は D_r で規定されたある限界状態に達することになる。したがって、本研究で求めた非弾性変位応答スペクトルは、修正 Park らの損傷指標 D の所定値 D_r を満たす損傷制御型のスペクトルである。

4. 非弾性変位応答スペクトルを求める手順

非弾性変位応答スペクトルは、以下のような手順によ

り求められる(図-5 参照)。

- 1) 非弾性・エネルギー応答解析により、損傷指標 D が所定値 D_r となるような所要降伏強度比 R_r や変位塑性率 μ_d およびエネルギー塑性率 μ_h を算出する。
- 2) 求められた所要降伏強度比 R_r を用いて、式(2)の関係より、所要降伏変位 x_{yr} を求める。

$$x_{yr} = R_r \cdot x_{e\max} \quad (3)$$

- 3) 式(3)で求められた所要降伏変位 x_{yr} と1)で求めた変位塑性率 μ_d を用いて次式より、最大変位 $x_{\max}$ 、すなわち非弾性変位応答スペクトルを求める。

$$x_{\max} = \mu_d \cdot x_{yr} \quad (4)$$

非弾性・エネルギー応答解析

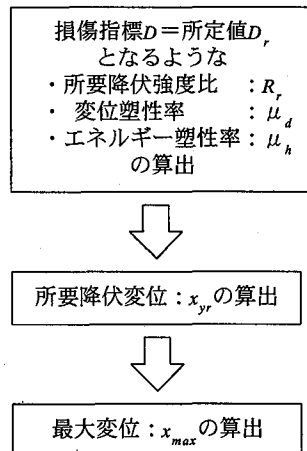


図-5 解析の流れ

5. 解析結果の比較と考察

ここでは、解析結果をもとに、地震動のタイプ、地盤種別、復元力特性、構造特性値等の相違が非弾性変位応答スペクトルに及ぼす影響について比較検討を行う。

(1) 終局変位塑性率 μ_u の相違による比較

図-6は、復元力特性として Bi-linear モデルを用い、損傷指標の所定値 $D_r = 1.0$ 、減衰定数 $h = 0.05$ 、弾塑性剛性比 $\gamma = 0.1$ 、正の係数 $\beta = 0.15$ として、終局変位塑性率 μ_u を1.0(弾性応答)、1.5、2.0、4.0、6.0、8.0と変化させた時の変位応答スペクトルを比較したものである。

また、図-7は、図-6では各スペクトルの大小関係が判別しにくい、Ⅱ種地盤を例にとり、各 μ_u に対するスペクトル値の $\mu_u = 1.0$ (弾性応答)に対する比をとって、その大小関係を比較したものである。

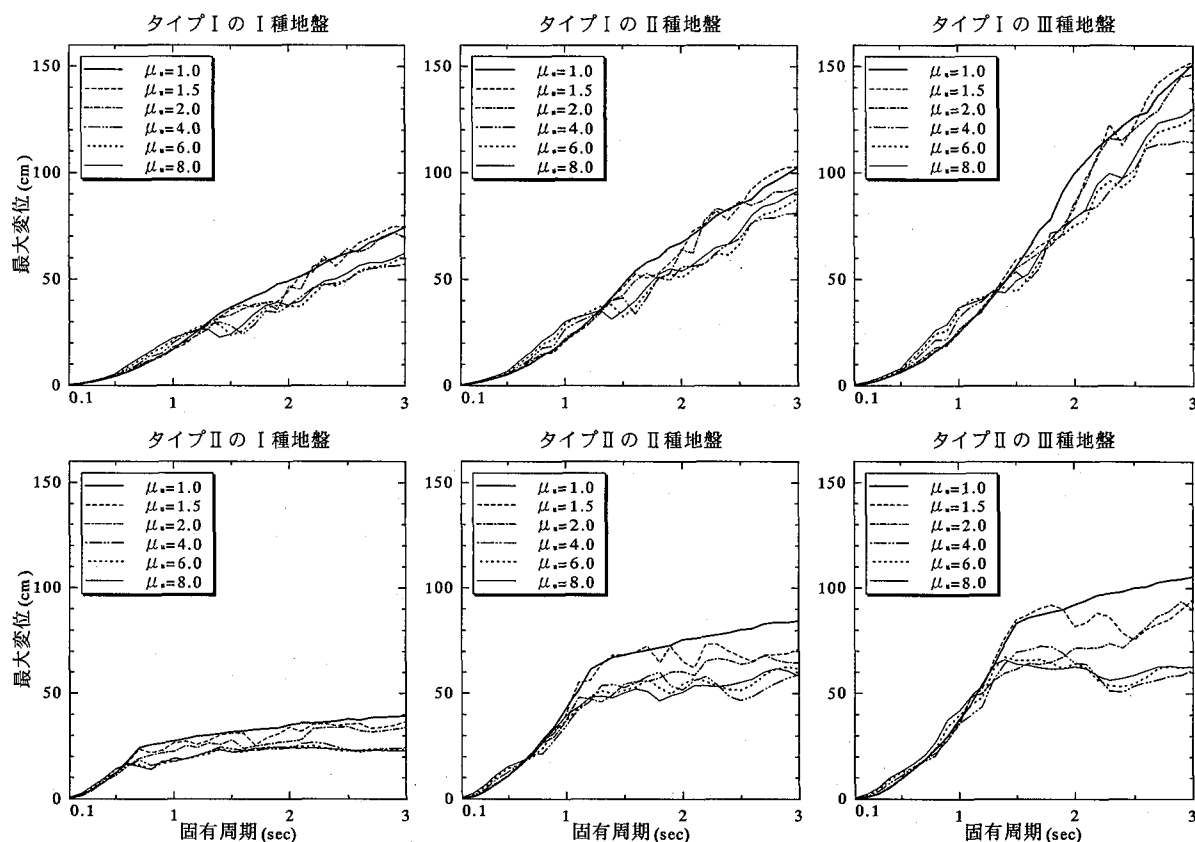


図-6 終局変位塑性率 μ_u の相違による比較

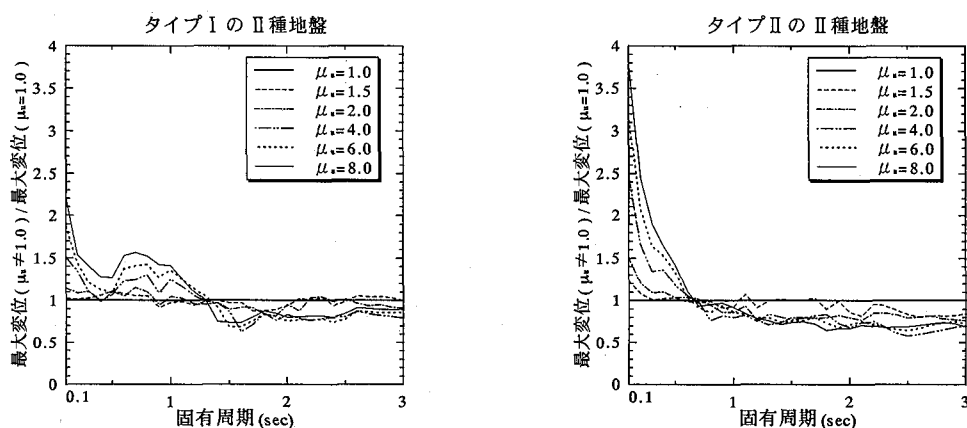


図-7 最大変位 ($\mu_u = 1.0$) に対する比

図-6より、タイプⅠの地震動では解析の対象とした全周期範囲で、固有周期 T が増加するにつれて μ_u の値に関係なく変位応答スペクトルも増加することがわかる。これに対し、タイプⅡの地震動ではⅠ種地盤は0.7秒前後、Ⅱ種地盤は1.2秒前後、Ⅲ種地盤は1.5秒前後より長周期域でスペクトル値に頭打ちの傾向が見られ、タイプⅠの地震動に比べ、スペクトル値が小さくなっている。また、地盤がⅠ、Ⅱ、Ⅲ種と軟らかくなるにつれて、両タイプの地震動ともスペクトル値が大きくなっている。

次に、図-7より、終局変位塑性率 μ_u の相違がスペクトルに与える影響として次のような特徴があることがわかる。

タイプⅠの地震動は1.3秒前後、タイプⅡの地震動は0.6秒前後より短周期領域では終局変位塑性率 μ_u が大きくなるにつれてスペクトル値も大きくなり、その傾向は固有周期が短くなる程顕著となり、変位応答スペクトルが μ_u に依存していることがわかる。一方、固有周期が前記の値より大きくなると変位一定則、すなわち μ_u の値とスペクトル値の大小関係には一定した傾向が見られなくなり、固有周期 T に対する依存性も小さくなっていることがわかる。

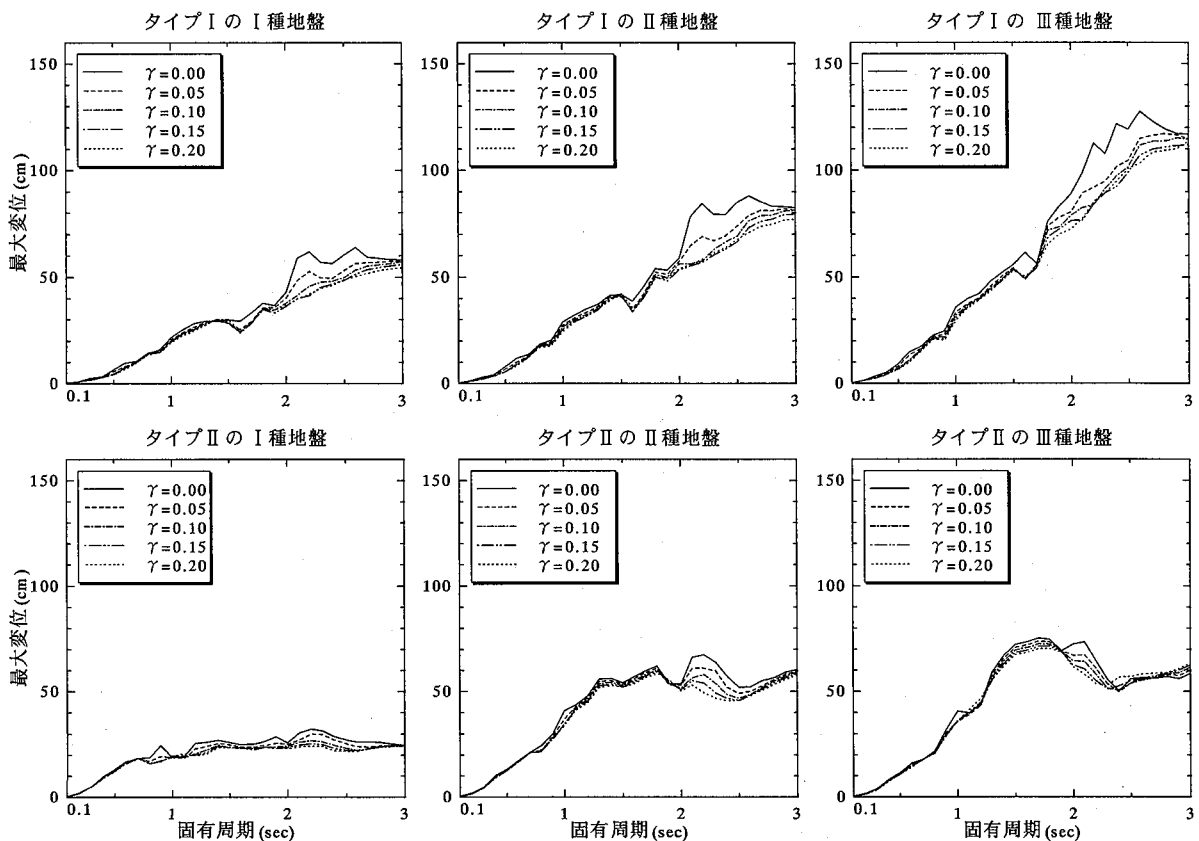


図-8 弾塑性剛性比 γ の相違による比較

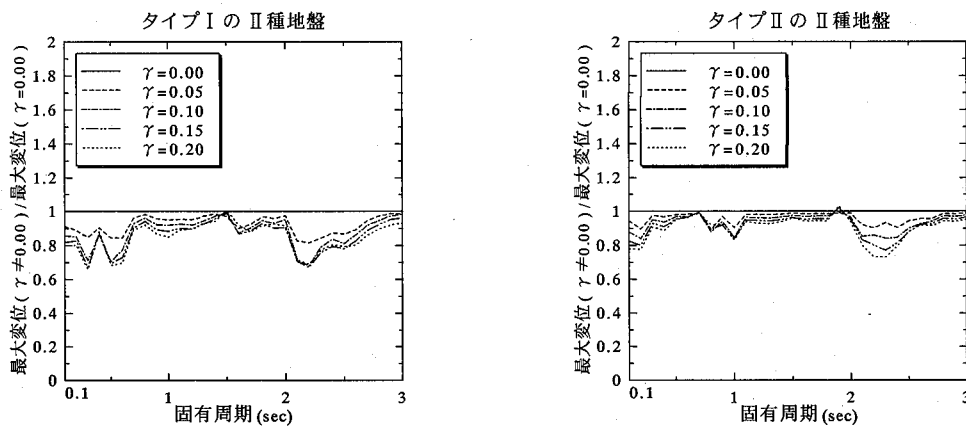


図-9 最大変位 ($\gamma = 0.00$) に対する比

(2) 弾塑性剛性比 γ の相違による比較

図-8 は、復元力特性として Bi-linear モデルを用い、損傷指標 $D_r = 1.0$ 、減衰定数 $h = 0.05$ 、終局変位塑性率 $\mu_u = 4.0$ 、正の係数 $\beta = 0.15$ として、弾塑性剛性比 γ を 0.00、0.05、0.10、0.15、0.20 と変化させた時の変位応答スペクトルを比較したものである。

また、図-9 は、図-8 では各スペクトルの大小関係が判別しにくいので、II 種地盤を例にとり、各 γ に対するスペクトル値の $\gamma = 0.00$ に対する比をとって、その大小関係を比較したものである。

図-9 より、タイプ I、タイプ II の地震動ともに弾塑性

剛性比 $\gamma = 0.00$ 、0.05 と $\gamma = 0.10$ 以上ではスペクトル値に明確な違いがあるが、 $\gamma = 0.10$ 以上になると γ の相違による顕著な違いが見られない。このことは γ が比較的大きい場合には、 γ が変位応答スペクトルに及ぼす影響が小さいことを示唆している。

(3) 損傷指標 D の相違による比較

図-10 は、復元力特性として Bi-linear モデルを用い、減衰定数 $h = 0.05$ 、終局変位塑性率 $\mu_u = 4.0$ 、弾塑性剛性比 $\gamma = 0.1$ 、正の係数 $\beta = 0.15$ として、構造物の目標とする損傷指標 D_r を 0.4、0.6、1.0 と変化させた時の変位応

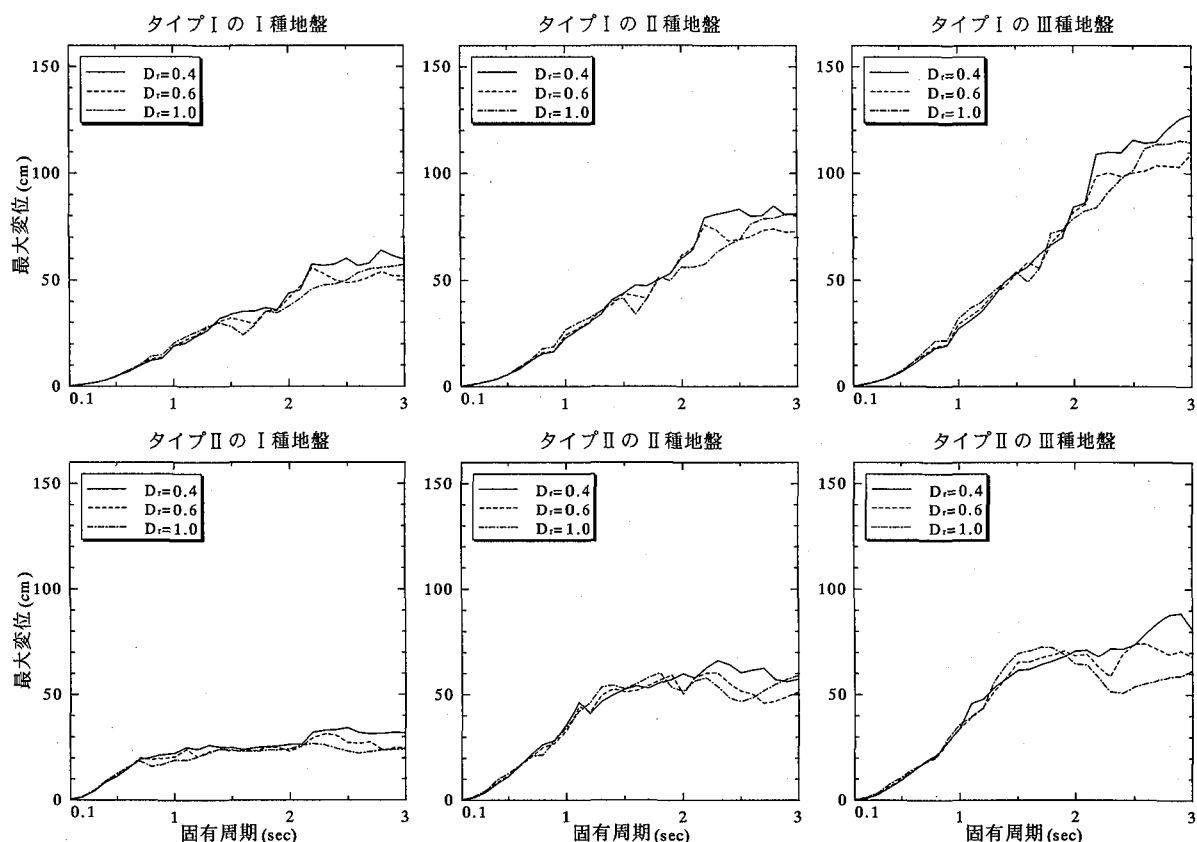


図-10 損傷指標 D の相違による比較

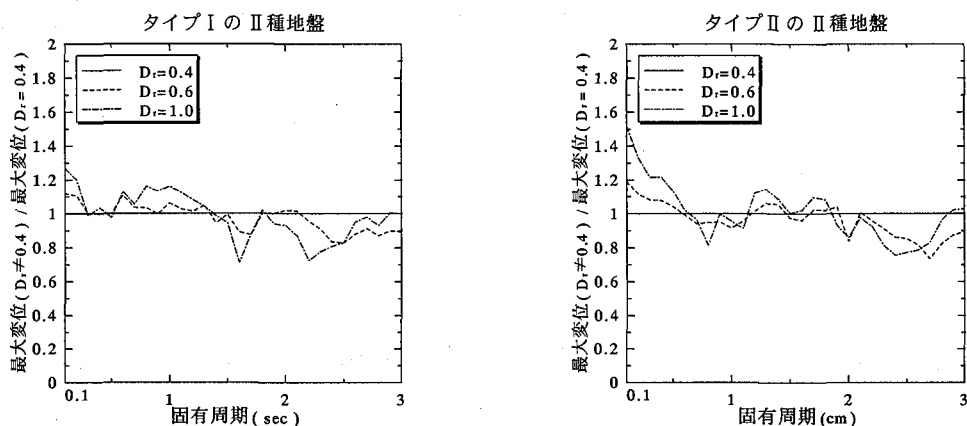


図-11 最大変位 ($D_r = 0.4$) に対する比

答スペクトルを比較したものである。

また、図-11は、図-10では各スペクトルの大小関係が判別しにくい、II種地盤を例にとり、各 D_r に対するスペクトル値の $D_r = 0.4$ に対する比をとって、その大小関係を比較したものである。

図-11より、タイプI、タイプIIの地震動ともに、損傷指標 D が大きくなるとスペクトル値も大きくなるといった系統的な違いは見られないが、周期範囲によっては、2～4割程度の差が生じている。

(4) 正の係数 β の相違による比較

図-12は、復元力特性としてBi-linearモデルを用い、損傷指標 $D_r = 1.0$ 、減衰定数 $h = 0.05$ 、終局変位塑性率 $\mu_u = 4.0$ 、弾塑性剛性比 $\gamma = 0.1$ として、正の係数 β を0.00、0.15、0.30と変化させた時の変位応答スペクトルを比較したものである。

また、図-13は、図-12では各スペクトルの大小関係が判別しにくい、II種地盤を例にとり、各 β に対するスペクトル値の $\beta = 0.00$ に対する比をとって、その大小関係を比較したものである。

図-13より、タイプI、タイプIIの地震動ともに、正

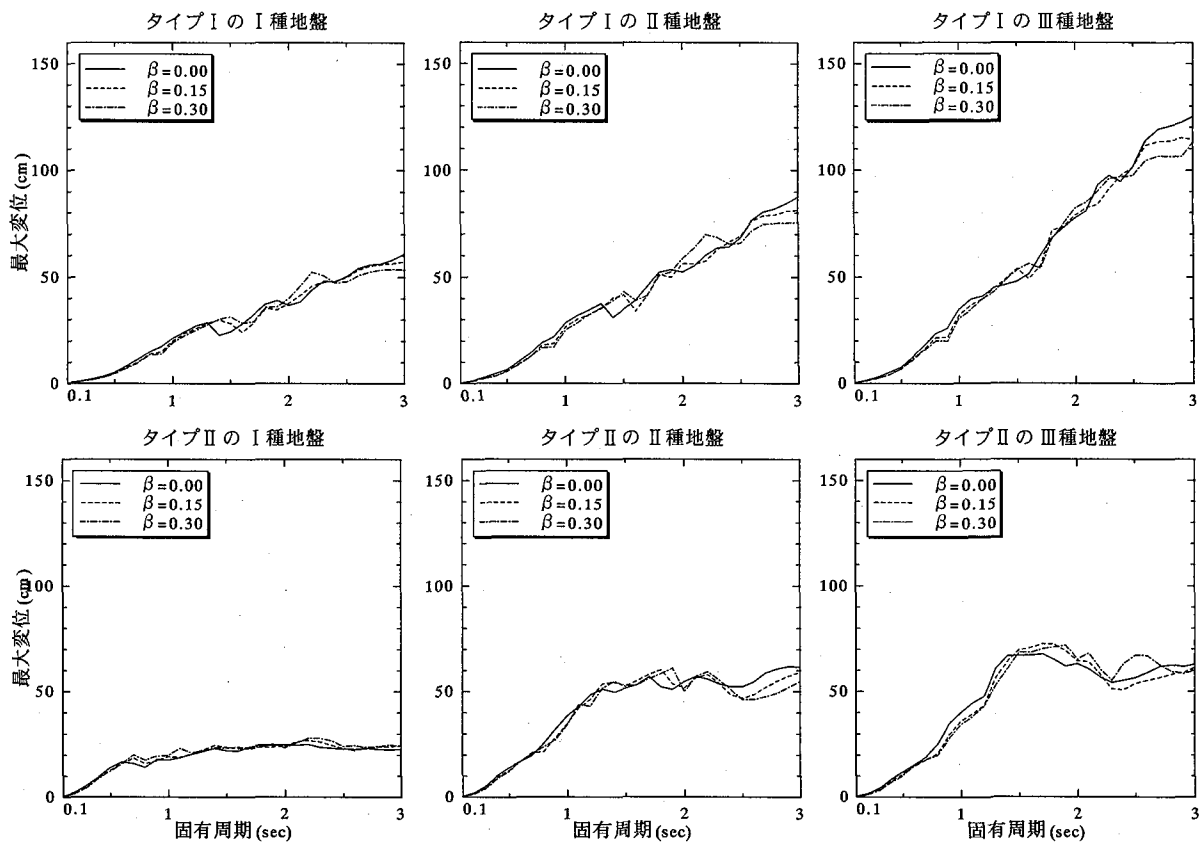


図-12 正の係数 β の相違による比較

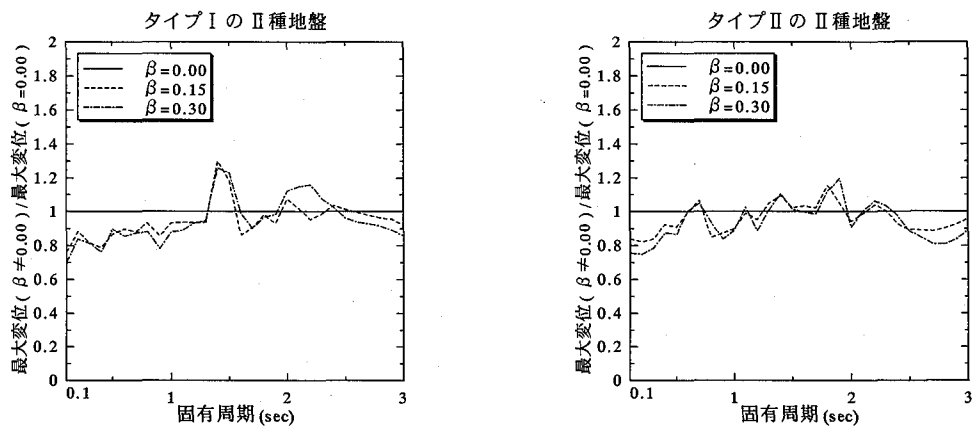


図-13 最大変位 ($\beta=0.00$) に対する比

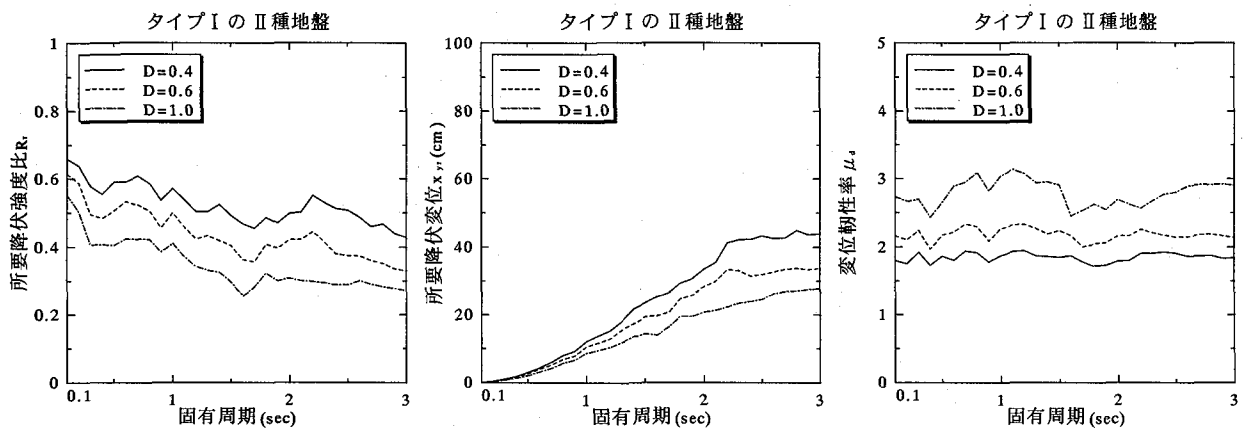


図-14 損傷指標 D の影響

の係数 β の値による系統的な違いは見られないが、 $\beta=0.15$ と $\beta=0.30$ の変位応答スペクトルの差は比較的小さいことがわかる。このことは β が比較的大きい場合には β がスペクトル値に及ぼす影響が小さいことを示唆している。

ここで、非弾性変位応答スペクトルが損傷指標 D 及びそれに含まれる正の係数 β の相違による系統的な違いが見られないことの原因について考えてみる。

図-14 は、復元力特性として Bi-linear モデルを用い、損傷指標 D の相違が所要降伏強度比 R_y 、所要降伏変位 x_{yr} 、変位靱性率 μ_d に及ぼす影響を、減衰定数 $h=0.05$ 、終局変位靱性率 $\mu_u=4.0$ 、弾塑性剛性比 $\gamma=0.1$ 、正の係数 $\beta=0.15$ の場合に、目標とする損傷指標 D_r を 0.4、0.6、1.0 として比較したものである。

- 1) 非弾性・エネルギー応答解析により求まる所要降伏強度比 R_y 及び変位靱性率 μ_d の影響について考える。
降伏強度比 R_y は、図-14 より損傷指標 D が大きくなるほど、小さくなることから分かる。このことは、損傷指標 D が小さい場合は、小さい損傷で構造物がある終局限界状態に達するので、その強度を大きくしなければならぬことから理解できる。変位靱性率 μ_d は、図より損傷指標 D が大きくなれば、小さくなっていることが分かる。このことは、式(1)の損

傷指標 D の定義式より、ここでは終局変位靱性率 μ_u を一定としているので、損傷指標 D が大きくなれば、変位靱性率 μ_d も大きくなることから理解できる。

- 2) 式(3)より求まる所要降伏変位 x_{yr} は、図-14 より損傷指標 D が大きくなるほど、大きくなっていることが分かる。このことは、弾性最大変位 $x_{e\max}$ が一定であるため、所要降伏変位 x_{yr} は、所要降伏強度比 R_y と同様の变化を示すことから分かる。

- 3) 式(4)より、最大変位を求めているので、損傷指標 D が大きくなるほど値が小さくなる変位靱性率 μ_d と損傷指標 D が大きくなるほど値が大きくなる所要降伏変位 x_{yr} を掛け合わせるため、変位応答スペクトルに及ぼす損傷指標 D の相違による系統的な違いが生なくなっているものと考えられる。

なお、ここでは紙面の都合上、損傷指標 D の影響について考察したが、正の係数 β についてもほぼ同ような関係がある。

(5) 減衰定数 h の相違による比較

図-15 は、復元力特性として Bi-linear モデルを用い、損傷指標 $D_r=1.0$ 、終局変位靱性率 $\mu_u=4.0$ 、弾塑性剛性比 $\gamma=0.1$ 、正の係数 $\beta=0.15$ として、減衰定数 h を 0.02、0.05、0.07、0.10 と変化させた時の変位応答スペクトルを比較したものである。

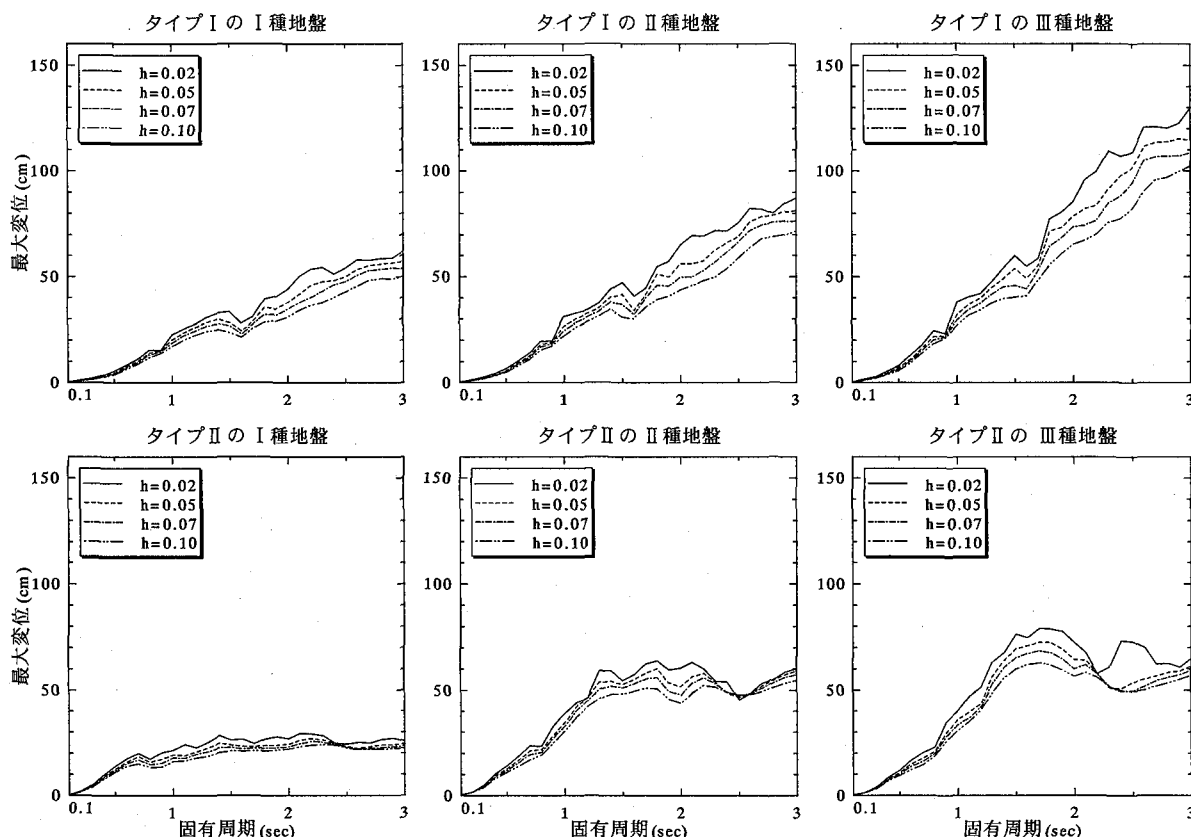


図-15 減衰定数 h の相違による比較

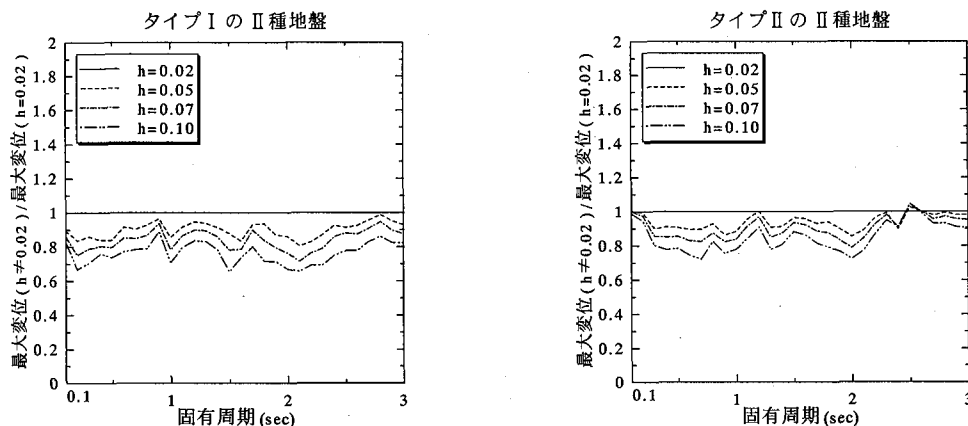


図-16 最大変位 ($h=0.02$) に対する比

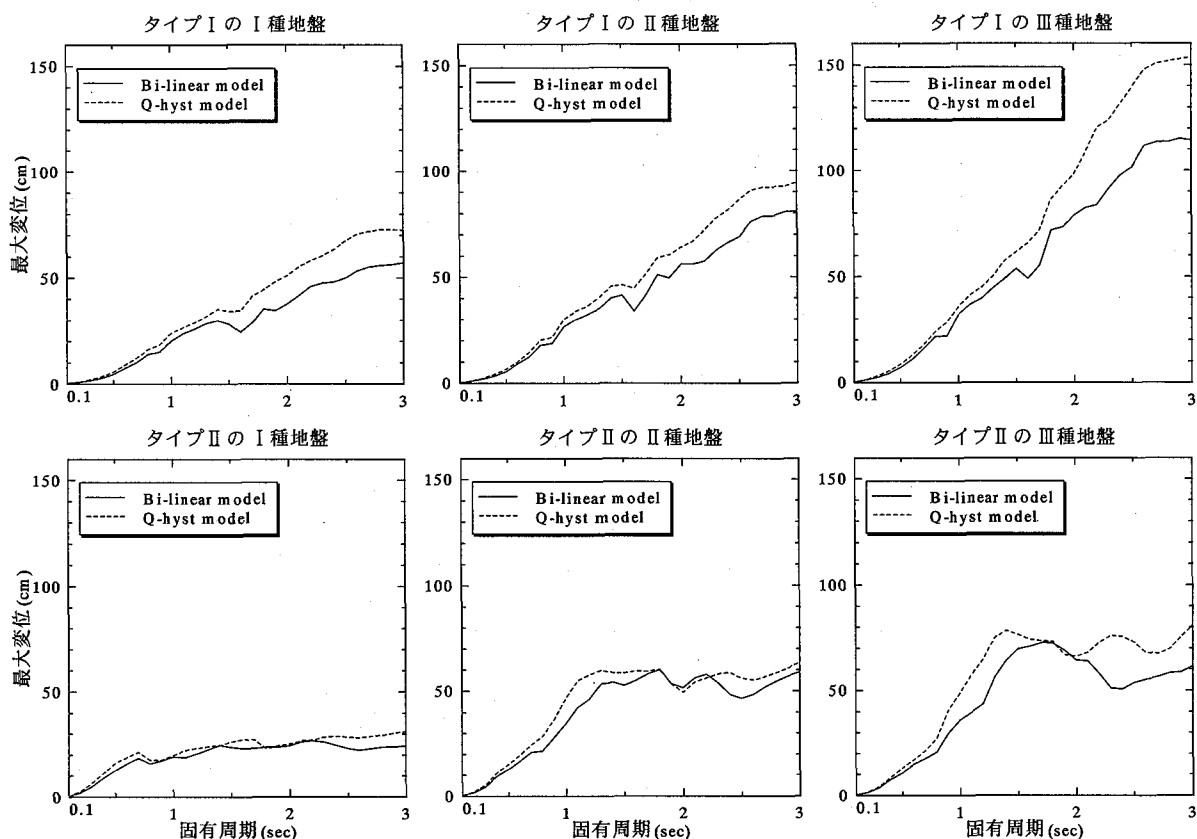


図-17 復元力特性の相違による比較

また、図-16 は、図-15 では各スペクトルの大小関係が判別しにくいので、Ⅱ種地盤を例にとり、各 h に対するスペクトル値の $h=0.02$ に対する比をとって、その大小関係を比較したものである。

図-16 より、タイプⅠ、タイプⅡの地震動ともに、減衰定数 h が大きくなると、変位応答スペクトルの値は小さくなるのがわかる。この傾向は、タイプⅠの地震動の方がタイプⅡの地震動に比べて、顕著に表れている。

また、タイプⅠの地震動では、固有周期が長くなるにつれて、減衰定数 h の相違による変位応答スペクトルの変動幅が、広がっていることがわかる。このように、減衰定数 h が変位応答スペクトルに及ぼす影響は大きい

ため、注意して扱う必要がある。

(6) 復元力特性の相違による比較

図-17 は、損傷指標 $D=1.0$ 、減衰定数 $h=0.05$ 、終局変位塑性率 $\mu_u=4.0$ 、弾塑性剛性比 $\gamma=0.1$ 、正の係数 $\beta=0.15$ として、復元力特性に Bi-linear モデルと Q-hyst モデルを用いた場合の変位応答スペクトルを比較したものである。

図-17 より、タイプⅠ、タイプⅡ地震動ともに、Bi-linear モデルの場合に比べ、Q-hyst モデルの場合の方が変位応答スペクトルは大きい値を示している。

これは、復元力特性による履歴ループの描き方から生

ずる履歴吸収エネルギーの違いや、Q-hyst モデルが剛性低下型であるといった違い等によるものだと考えられる。

6. おわりに

本研究では、構造物の新たな耐震設計法として注目されている変位に基づく耐震設計法の基本となる変位応答スペクトルを導くための基礎的な研究として、修正 Park らの損傷指標 D を用いて、構造物の目標とする損傷度、すなわち D の所定値 D_r に対応する非弾性変位応答スペクトルを非弾性・エネルギー応答解析より求めた。

そして、解析結果をもとに、非弾性変位応答スペクトルの地震動タイプ(I、II)、地盤種別(I、II、III種地盤)ならびに復元力特性(Q-hyst モデル、Bi-linear モデル)、減衰定数 h 、弾塑性剛性比 γ 、終局変位塑性率 μ_u 等の構造特性値に対する依存性を比較検討した。

本研究で得られた主な知見を列挙すると以下のようである。

- 1) 非弾性変位応答スペクトルは、タイプ I、タイプ II の地震動ともに、固有周期が長くなるにつれてスペクトル値も大きくなる傾向にあるが、タイプ II の地震動では、固有周期が 1 秒付近を越えるとその増分は極めて小さくなる。また、タイプによらず地盤が軟らかくなるにつれて、スペクトル値も大きくなっている。
- 2) タイプ I、タイプ II の地震動ともに、地盤種別に関係なく、短周期領域におけるスペクトル値は、終局変位塑性率 μ_u の増大とともに大きくなる傾向が見られ、変位応答スペクトルが μ_u に依存していることがわかる。しかし、固有周期が 1 秒付近以降では、 μ_u の依存性は比較的小さいものと思われる。
- 3) 復元力特性として Q-hyst モデルを用いた方が、Bi-linear モデルを用いた場合に比べて、スペクトル値は大きくなる。
- 4) 損傷指標 D 及びそれに含まれる正の係数 β 等の相違によるスペクトル値の系統的な違いは見られないが、周期範囲によっては、ある程度の差が生じている。
- 5) 減衰定数 h 及び弾塑性剛性比 γ の値が大きくなると、スペクトル値は小さくなる。

なお、これらの結果は、限られた解析結果から得られたものであり、より合理的な変位に基づく耐震設計法に用いるための実用的な変位応答スペクトルを導くために

は、今後、更に多くの解析結果について比較検討する必要がある。また、本研究で求めた非弾性変位応答スペクトルを用いた単柱式 RC 橋脚等の設計を試み、耐震安全性照査方法を開発するとともに、変位に基づく耐震設計法への適用を検討していく必要があり、これらの点については今後の課題と考えている。

謝辞：本研究は、一部文部省科学研究費（平成 13 年度～平成 15 年度科学研究費補助金）の助成を受けたものである。また、本研究を進める上で、徳島大学大学院生の藤本真也氏には図面の作成等で大変お世話になりました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V 耐震設計編），1996 年 12 月
- 2) Mervyn J.Kowalsky, M.J. Nigel Prisetley and Gregory A. Mcrae : Displacement-based design of bridge columns in seismic regions, Earthquake engineering and structural dynamics, Vol.24, pp.1623-1643(1995)
- 3) G.M. Calvi, G.R. Kingsley : Displacement-based seismic design of multi-degree-of-freedom bridge structures, Earthquake engineering and structural dynamics, Vol.24, pp.1247-1266(1995)
- 4) Peter Fajfar : Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra, Earthquake engineering and structural dynamics, Vol.28, pp.979-993(1999)
- 5) 沢田 勉・平尾 潔：目標応答スペクトルに合致する模擬地震動の一作成法，第 17 回地震工学研究発表講演概要，pp.49-52, 1983.7.
- 6) 沢田 勉・永江正宏・平尾 潔：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 No.386/I-5, pp.373-382, 1986.4
- 7) Park, Y.J., Ang, A.H-S. and Wen, Y.K. : Damage-limiting seismic design of buildings, earthquake spectra, Vol.3, No.1, pp.1-26, Feb.1987
- 8) 平尾 潔，澤田 勉，成行義文：地震応答解析に用いる降伏強度比の定義とその互換性について，土木学会論文集，No.465/I-23, pp.159-162, 1993.4.
- 9) 平尾 潔・笹田修二・成行義文・澤田勉・川端茂樹：所要降伏強度比スペクトルとこれを用いた強震時終局安全性の一照査方法について，土木学会論文集 No.525/I-33, pp.213-225, 1995

(2001 年 9 月 14 日受付)