

構造物の減衰定数の違いに応じた 所要降伏震度スペクトルの補正係数の提案

田中 浩平* 室野 剛隆*

The Correction Coefficient of Nonlinear Response Spectrum Corresponding to
the Difference of the Initial Damping factor

Kohei TANAKA Yoshitaka MURONO

The nonlinear response spectrum method has been used for seismic design of railway structure. Nonlinear spectra in design standards are evaluated based on dynamic characteristics of common railway structures. Therefore, when the design structure has a greatly different initial damping factor from common structures, these spectra should be corrected. In this report, a method for evaluating the correction coefficient of nonlinear response spectrum corresponding to the difference of the initial damping factor is proposed. It is evaluated from the correction coefficient of the linear response spectrum calculated from the damping factor and the period estimated by the equivalent linearization method. Finally, the validity of the proposed method was verified through its application to the design ground motions in railway design standards.

キーワード：初期減衰定数，所要降伏震度スペクトル，等価線形化法，等価減衰定数

1. はじめに

鉄道構造物における耐震標準¹⁾では、所要降伏震度スペクトルを用いた非線形スペクトル法による照査が行われている。所要降伏震度スペクトルとは、横軸を固有周期、縦軸を降伏震度にとり、非線形領域に入った構造物の応答を応答スペクトルの形で表したものである²⁾。プッシュオーバー解析によって得られる固有周期と降伏震度から、耐震標準に示されるスペクトル値を参照することで、その構造物が達する塑性率を算出できる。

設計標準等¹⁾に示されている所要降伏震度スペクトルの作成においては、一般的な構造物が想定され、初期減衰定数や骨格曲線、履歴曲線といった構造物パラメータが決定される。例えば、初期減衰定数については(1)式のように与えられている。

$$h_0 = \begin{cases} 0.2 & (T_0 < 0.2) \\ \frac{0.04}{T_0} & (0.2 \leq T_0 \leq 0.4) \\ 0.1 & (0.4 < T_0) \end{cases} \quad (1)$$

ここで、 h_0 、 T_0 はそれぞれ初期減衰定数、固有周期を表す。設計構造物が、(1)式に示した初期減衰定数と著しく異なる場合には、設計標準に示されている所要降伏震度スペクトルを用いることは適切ではなく、新たに弾塑性時

刻歴応答解析を実施するか、設計標準に示されているスペクトル値の補正を行う必要がある。

本報告では、初期減衰定数が異なる場合の所要降伏震度スペクトルの補正係数を算出する簡便法について述べる。提案手法では、構造物を弾塑性応答に等価な周期と減衰定数をもつ1自由度線形モデルに置換し（等価線形化）、弾性加速度応答スペクトルの補正係数を用いることで、初期減衰定数の異なる所要降伏震度スペクトルへの補正係数を評価する。

本報告の構成について述べる。2章では、提案する所要降伏震度スペクトルの補正方法について概説する。3章では、等価減衰定数のモデル化を行った。4章では、3章で行ったモデル化の妥当性を検証するために、弾塑性応答解析による最大塑性率と、等価減衰定数と等価周期を与えた弾性応答解析による最大塑性率の推定結果を比較した。5章では、3章の等価減衰定数モデルを用いた所要降伏震度スペクトルの補正係数の評価と、その推定誤差の定量化を行った。6章では、実際の設計地震動を用いて、提案手法の検証を行った。

2. 提案手法の概要

提案手法の概要を図1に示す。本報告では、固有周期 T_0 と塑性率 μ が同様の構造物で、初期減衰定数が異なる場合の所要降伏震度 K_{hy} の補正係数を評価する手法を提案する（図1の①における係数 k ）。はじめに、構造

* 構造物技術研究部 耐震構造研究室

特集：防災技術

物の非線形応答を簡便に評価する手法として、等価線形化を行う(図1における②)。等価線形化とは、非線形応答に等価な周期と減衰定数(等価周期 T_{eq} 、等価減衰定数 h_{eq})を求め、これらを構造パラメータとする線形応答解析から、非線形応答値を求める方法である。

一方、弾性応答スペクトルについては、初期減衰定数の違いによる影響を補正する経験式が提案されている³⁾⁴⁾など。よって、等価線形化により得られた構造物パラメータを、この経験式に代入し、得られた補正係数を所要降伏震度スペクトルの補正係数とする(図1における③)。以下では、本手法で用いる要素技術について概説する。

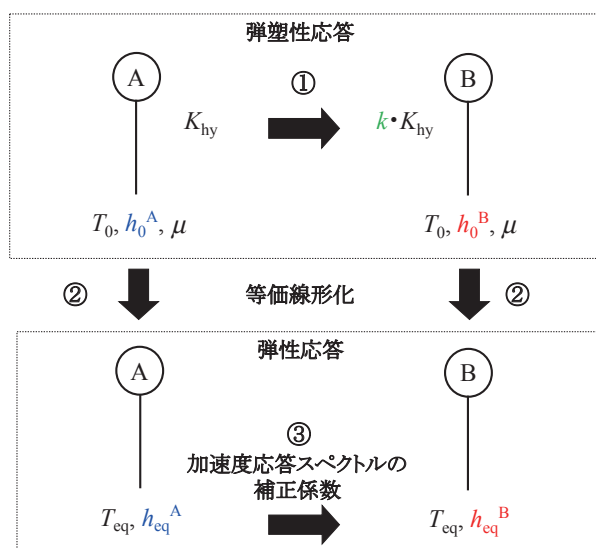


図1 提案手法の概要

2.1 加速度応答スペクトルの補正係数

弾性応答スペクトルの減衰定数に応じた補正式が数多く提案されている。構造物の1次固有周期に対する地震動の継続時間の比 τ により加振初期段階における構造物の過渡応答を考慮したモデルに、初期減衰定数によるピークファクタの違いを取り込んだものとして、文献³⁾による(2)式がある。

$$\frac{S_d(T_0, h_0)}{S_d(T_0, 0)} = \frac{1 - e^{-4\pi h_0 \tau}}{\sqrt{4\pi h_0 \tau} \{0.424 + \log(4\pi h_0 \tau + 1.78)\}} \quad (2)$$

τ は T_d/T_0 で評価され、 T_d は地震動の継続時間、 T_0 は構造物の固有周期を表す。また限界耐力設計法⁴⁾においては、補正式として(3)式を用いている。

$$\frac{S_d(h_0)}{S_d(0.05)} = \frac{1.5}{1 + 10h_0} \quad (3)$$

補正係数は(2)式に示したように、地震動の継続時間や構造物の固有周期に依存するが、(3)式では設計における簡便さを考慮して、固有周期に依存しない補正係数が用いられている。また地震動ごとのばらつきを考慮し、安全側

の補正係数を採用している。本検討では、補正係数を安全側に設定する判断は、最後にまとめて行うこととし、各モデル式では平均値を推定する。よって、実地震動の平均的な補正係数を表現する(2)式を採用することとした。

2.2 所要降伏震度スペクトルの補正係数

提案手法による所要降伏震度スペクトルの補正係数の評価フローを図2に示す。はじめに、固有周期 T_0 、初期減衰定数 h_0 、塑性率 μ から、弾塑性性応答に等価な構造物パラメータを求める。等価周期 T_{eq} は、(4)、(5)式を用いて算出される。

$$K_{eq} = \frac{\{1 + \gamma(\mu - 1)\}k_0}{\mu} \quad (4)$$

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{eq}}} \quad (5)$$

ここで k_0 は初期剛性、 γ は骨格曲線における初期剛性に対する降伏後剛性の比を表す。

続いて等価減衰定数 h_{eq} を求める。等価減衰定数 h_{eq} のモデル化は大きく分けて、2通りに分類される。1つ目は共振時の最大点剛性により算出される等価減衰定数である。例えば、完全弾塑性モデルの場合には、(6)式で表される。

$$h_{eq} = \frac{2}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\mu}\right) + h_0 \quad (6)$$

2つ目は柴田⁵⁾における等価減衰定数である。これは、地震動のなした仕事が、弾塑性質点系に等価な弾性質点系において減衰のなした仕事に等しいと考え、(7)式から求めるものである。加振の全時間における平均的な等価減衰を求めていることから、平均等価減衰(h_s)と呼ばれる。

$$h_s = \frac{\int_0^t (-m\ddot{y}_0)y dt}{2\omega_e \int_0^t \dot{y}^2 dt} \quad (7)$$

柴田⁵⁾では、 h_{eq} は(8)式によりモデル化され、RC構造物に対して $\alpha=0.2$ の値を用いている。

$$h_{eq} = h_s + h_0 = \alpha \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) + h_0 \quad (8)$$

(6)式の方法は、定常共振状態の等価減衰を考えているために、減衰がやや大きめに評価されることが報告されている⁶⁾。よって、本検討における等価減衰定数は柴田らによる定義を用いて算出する。ただし、固有周期と初期減衰定数をパラメータとして、(9)式によりモデル化する。

$$h_{eq} = \alpha(T_0, h_0) \cdot \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) + h_0 \quad (9)$$

$\alpha(T_0, h_0)$ のモデル化の詳細については後述するが、(10)式のように表される。ここで、 c_1, c_2, c_3 は回帰係数を表す。 $\alpha(T_0, h_0) = c_1 \cdot h_0 + c_2 \cdot \log(T_0) + c_3$ (10) これらの結果を、(2)式の加速度応答スペクトル補正

係数を修正した(11)式に代入することで、所要降伏震度スペクトルの補正係数が得られる。

$$\frac{K_{hy}(h_0)}{K_{hy}(0)} = \sqrt{\frac{1 - e^{-4\pi h_{eq}\tau_{eq}}}{4\pi h_{eq}\tau_{eq}} \{0.424 + \log(4\pi h_{eq}\tau_{eq} + 1.78)\}} \quad (11)$$

初期減衰定数 h_0^A から、 h_0^B への補正係数は、それぞれの初期減衰定数に対し、(11)式を用いて、 $h_0=0$ からの補正係数を算出し、(12)式より評価する。

$$\frac{K_{hy}(h_0^B)}{K_{hy}(h_0^A)} = \frac{K_{hy}(h_0^B)}{K_{hy}(0)} \cdot \frac{K_{hy}(0)}{K_{hy}(h_0^A)} \quad (12)$$

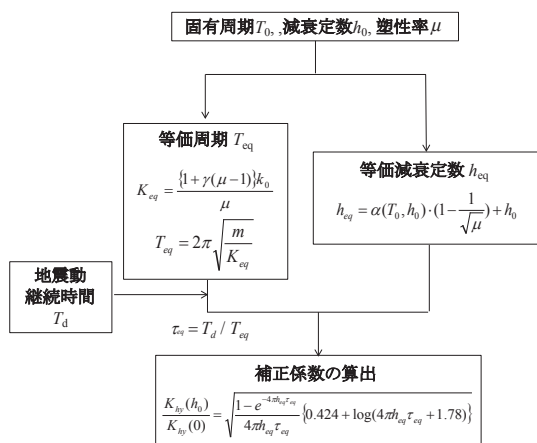


図2 所要降伏震度スペクトルの補正係数の提案手法のフロー

3. 等価減衰定数のモデル化

様々なパラメータ (T_0, h_0, μ) の構造物に対し、弾塑性応答解析を実施し、塑性率ごとの等価減衰定数 h_{eq} を算出した。得られた結果に(9)式を回帰し、係数 α を算出した。最後に全ての地震動で得られた構造物ごとの α の平均値を求め、(10)式で回帰した。

3.1 入力地震動

入力地震動として、1996年8月～2011年7月までに観測されたK-NET, KiK-netにおける記録を用いた。深度30mまでのせん断波速度の平均値(AVS30)が400m/s以上のサイトで観測された内陸地殻内地震による地震動で、最大加速度(PGA)が100gal以上の243波形を入力地震動として用いた。

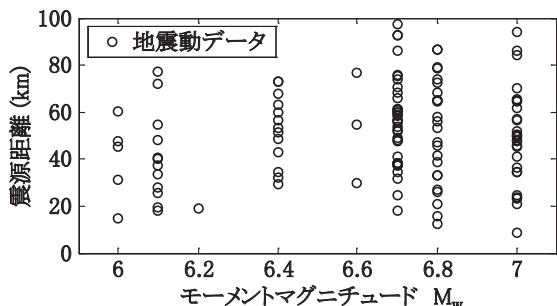


図3 入力地震動の M_w -震源距離分布

図3にモーメントマグニチュード (M_w) と震源距離の分布を示す。継続時間の算出には、地震動の累計パワーが全パワーの5%に達する時刻から95%に達する時刻までの時間を定義とする Trifunac and Brady⁷⁾ のものを用いて算出した。内陸地殻内のデータセットにおける継続時間の平均値は20秒程度となっている。

3.2 構造物モデル

構造物としてRC, SRC系の橋梁および高架橋を想定した。計算を実施した構造物の固有周期 T_0 は0.2～2.0秒を10個に分割し、初期減衰定数 h_0 は0.01～0.2を11分割とした。なお、これらのパラメータは、一般的な土木構造物が含まれるように設定している。

骨格曲線はバイリニアモデル、履歴曲線はCloughモデルとした。初期剛性に対する降伏後剛性の比 γ は0.1とし、除荷時剛性低下指数 β は0.2とした。計算を行う塑性率 μ は1～10の範囲に設定した。

3.3 係数 α の評価結果

(9)式による回帰結果の一例を図4に示す。回帰モデルは、計算値によくフィッティングしている。ただし、図4に示すように、評価された係数 α は、地震動ごとに大きく異なり、ばらつきは変動係数で15～35%程度となる。

3.4 係数 α のモデル化

評価された係数 α を構造物パラメータごとに平均し、(10)式で回帰した結果を図5に示す。係数 α は初期減衰定数と固有周期の対数に対し、比例関係を示したため、 h_0 と $\log(T_0)$ を変数とする線形モデルによる定式化を行った。回帰により得られたモデル式は、(13)式ようになった。

$$\alpha(T_0, h_0) = 1.53 \cdot h_0 - 0.028 \cdot \log(T_0) + 0.177 \quad (13)$$

3.5 既往の等価減衰定数モデルとの比較

提案モデルを既往の等価減衰定数モデルと比較した結果を図6に示す。 T_0 は0.5秒、 h_0 は0.05と設定した。比較に用いたモデルは、モデルI⁸⁾ は道路橋の免震設計マニュアル(案)において採用されたモデルである。これは、定常共振状態の等価減衰定数を低減させたものである。2.2で指摘したように、他のものに比べて評価される減衰は大きい。モデルII⁹⁾ は、Iwanらにより提案されたモデルである。モデルIII¹⁰⁾ はHwangらによって提案されたモデルで、28種類の固有周期に対して入力された20種類の地震動によって得られた最大応答変位と、等価線形化手法によって推定された変位の誤差が最小になるように得られたモデルである。なお、ここでの既往モデル選定においては、文献¹¹⁾を参照した。図6より、提案モデルは、(14)式に示すモデルIIIに近いことがわかる。

特集：防災技術

$$h_{eq} = \frac{2(1-\gamma)\left(1-\frac{1}{\mu}\right)}{\pi\{1+\gamma(\mu-1)\}} \cdot \frac{\mu^{0.58}}{6-10\gamma} + h_0 \quad (14)$$

また図7に、提案した等価減衰定数モデルを示す。

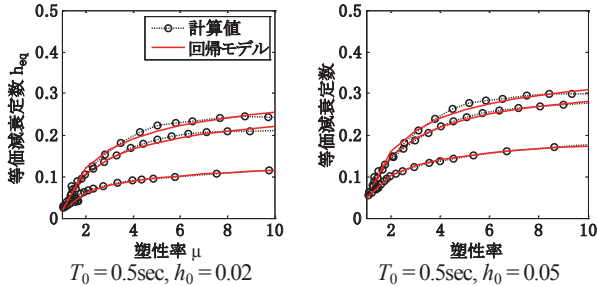


図4 式の回帰結果の一例

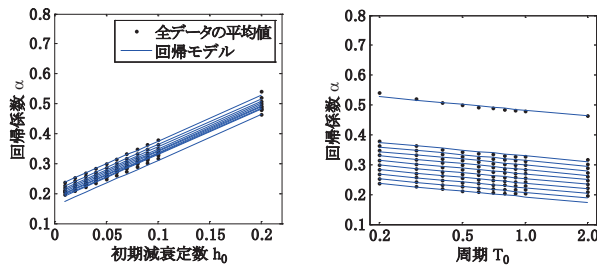


図5 係数 alpha のモデル化

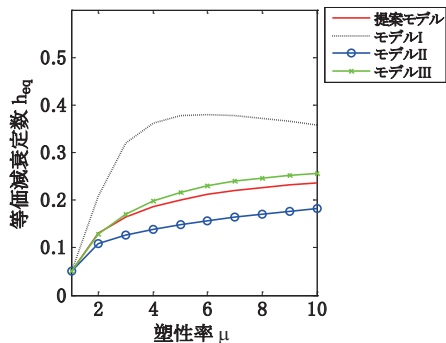


図6 既往の等価減衰モデルとの比較

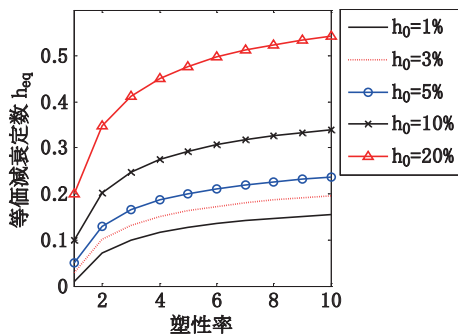


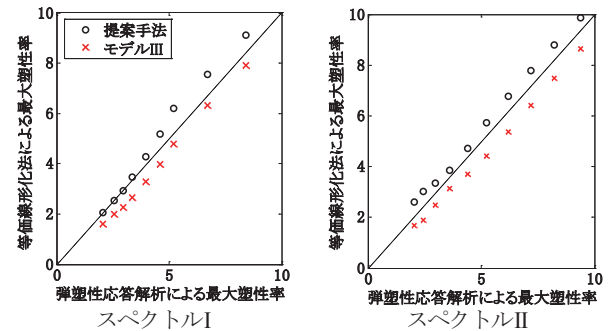
図7 提案した等価減衰定数モデル

4. 提案された等価減衰定数の検証

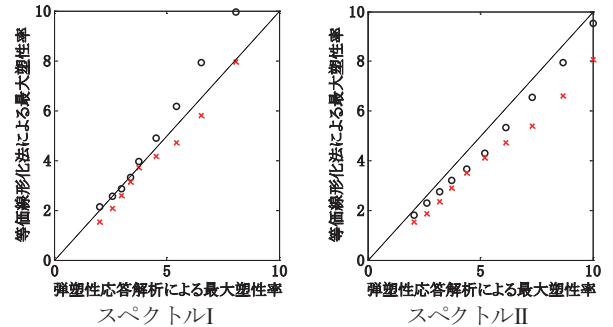
提案された等価減衰定数モデルの検証を行う。弾塑性応答解析の結果得られた最大塑性率と、等価線形化法により推定される最大塑性率を比較する。結果を図8に示す。なお、入力地震動として、平成24年鉄道構造物耐震標準¹⁾における標準スペクトルI, IIを用いた。

図内の点 (○, ×) が、破線上にのる場合に、等価線形化法により算出される最大塑性率が弾塑性応答による塑性率に一致することを表し、精度が高いと評価される。評価精度の比較には、3.5におけるモデルIIIを用いた。図8より、提案した等価減衰定数を用いた等価線形化法で、最大塑性率が精度よく推定されていることがわかる。また、モデルIIIと比較しても、同程度以上の精度を有することが確認できる。

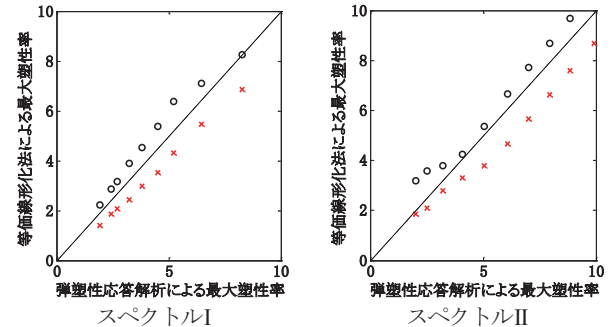
さらなる精度向上として等価周期モデルの改良が考えられるが、本報告の目的である所要降伏震度スペクトルの補正係数の精度には大きく影響しないため、本論文では等価周期としては、(4), (5)式に示したモデルを用いる。



$T_0=0.5\text{sec}, h_0=0.05$



$T_0=1.0\text{sec}, h_0=0.05$



$T_0=0.5\text{sec}, h_0=0.1$

図8 最大塑性率による検証

5. 所要降伏震度スペクトルの補正係数

提案手法を用いて、所要降伏震度スペクトルの補正係数の平均値および標準偏差の評価を行う。

5.1 補正係数の平均値

提案手法によって評価される所要降伏震度スペクトル

の補正係数の平均値を図9に示す。なお、この図では、初期減衰5%の構造物を基準とした補正係数を示している。 $T_0=0.1, 0.5, 1.0$ 秒の3つの構造物について評価を行った。地震動の継続時間 T_d については、20秒としている。

図9からわかる補正係数の傾向は以下のとおりである。

1つ目に、基準となる5%より減衰が小さい構造物への補正係数は1より大きくなる。5%より大きい構造物については1より小さくなる。

2つ目に、塑性率が2以上となると、補正係数にほとんど違いが見られない。これは図7でみたように、塑性率が2以上で等価減衰定数が急激に大きくなり、塑性率ごとで等価減衰定数に違いがなくなることが原因である。

3つ目に、補正係数は固有周期が変化してもほとんど変わらない。これは、補正係数が、初期減衰定数のみが異なる2つのスペクトルの差分を取ったものであるため、その際に、両者が共通にもつ特性は相殺されることが原因である。よって、初期減衰定数以外のパラメータについては、補正係数に与える影響が小さいと考えられる。

5.2 補正係数のばらつき

補正係数の標準偏差を図10に示す。標準偏差は、初期減衰定数5%を基準として評価されており、この値から離れるほど大きくなる。初期減衰定数1%, 7%, 10%, 20%では、 $T_0=0.5$ 秒の構造物で、塑性率2の場合には、それぞれ0.12, 0.05, 0.06, 0.1程度の標準偏差となっている。

また塑性率が大きくなるにつれて、補正係数の標準偏差は小さくなることが確認できる。これは、塑性率が大きくなるほどスペクトルが平滑化され、各地震動が個別にもつ周波数成分の凹凸が失われるためである。

5.3 補正係数に関するまとめ

所要降伏震度スペクトルの補正係数は、想定する構造物パラメータ（例えば固有周期 T_0 、塑性率 μ ）の違いによる感度が低いことがわかった。一方、地震動ごとのばらつきは大きく、実用上は補正の際に、 1σ の値を用いるといった安全側の配慮が必要と考えられる。表1に $h_0=0.05$ を基準とした補正係数を示す。

表1 初期減衰5%を基準とする補正係数 ($T_0=0.5$ 秒, $\mu=2$ の場合)

| h_0 | 0.01 | 0.1 | 0.2 |
|--------------|------|------|------|
| 平均 | 1.25 | 0.84 | 0.68 |
| 平均+ σ | 1.37 | 0.90 | 0.78 |

6. 提案手法の検証

提案手法を平成24年度耐震標準におけるスペクトルI, IIに適用し、妥当性を検証した。結果を図11に示

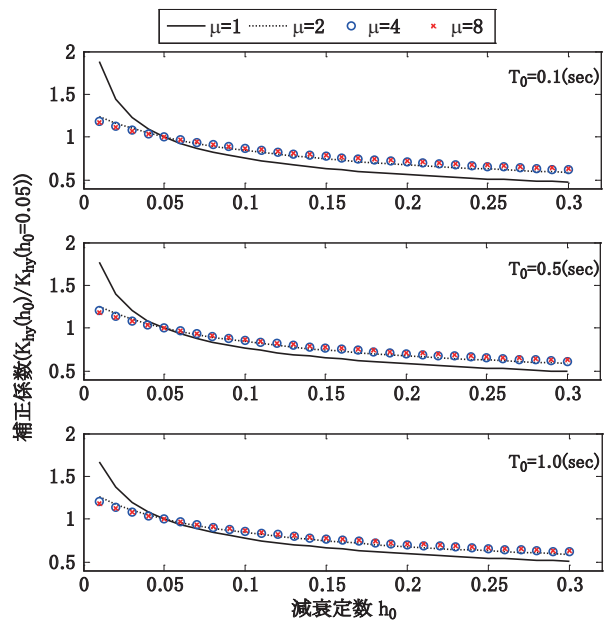


図9 所要降伏震度スペクトルの補正係数

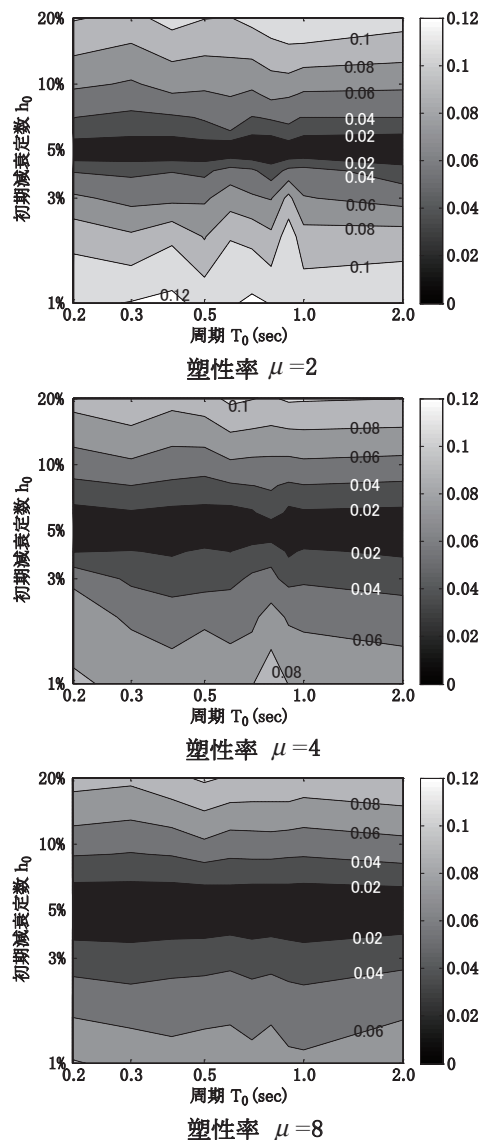


図10 所要降伏震度スペクトルの補正係数の標準偏差

特集：防災技術

す。塑性率 2 と設定し、初期減衰 5% を基準としたときの $h_0=0.01, 0.07, 0.1, 0.2$ への補正係数を示す。なお、図内点線は、補正係数の $\pm 1\sigma$ の範囲を示している。図内○は弾塑性応答解析で評価される補正係数で、正解値である。補正係数の正解値は、固有周期によりばらつくが、いずれの地震動、減衰定数においても、補正係数の平均特性は、実線により精度良く推定されている。また、固有周期ごとの補正係数のばらつきも、 $\pm 1\sigma$ 内に概ね収まっている。以上より、提案手法の妥当性が検証された。

7. まとめ

本論文では、初期減衰定数による所要降伏震度スペクトルの補正係数を提案し、以下に示す知見を得た。

- (1) 補正係数は、構造物の固有周期が異なる場合でも概ね同様の値となる。
- (2) 補正係数は、塑性率が 2 以上の場合、塑性率にかかわらず、概ね同様の値となる。
- (3) 提案された手法を標準スペクトル I,II に適用し、検証された。固有周期ごとの補正係数のばらつきも、概ね $\pm 1\sigma$ に収まる。

今後は、提案手法を用いるために、初期減衰定数が著しく低くなる構造物を、既設の構造物の微動観測等から事前に特定し、その程度を定量化する手法を整備する必要がある。

謝辞

本検討では、防災科学技術研究所の K-NET, KiK-net における観測記録を活用しました。ここに深謝致します。

文献

- 1) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，2012.9
- 2) 西村昭彦，室野剛隆：所要降伏震度スペクトルによる応答値の算定，鉄道総研報告，Vol.13, No.2, pp.47-50, 1999.2
- 3) Rosenblueth, E. and Bustamante, J. I. : Distribution of structural response to earthquakes, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, EM3, pp.75-106, 1962.6.
- 4) 平石久廣：限界耐力計算の基本的な考え方，建築雑誌，No.614, pp.104-107, 2001.4
- 5) 柴田明徳：最新 耐震構造解析 第 2 版，森北出版，2003.5
- 6) 中島正愛，稲岡真也：全体崩壊型鋼構造ラーメン部材の必要塑性変形性能（その 1 既往の最大変位予測法の評価），日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），pp.903-904, 1999.9
- 7) Trifunac, M.D. and A.G. Brady : A study on the duration of

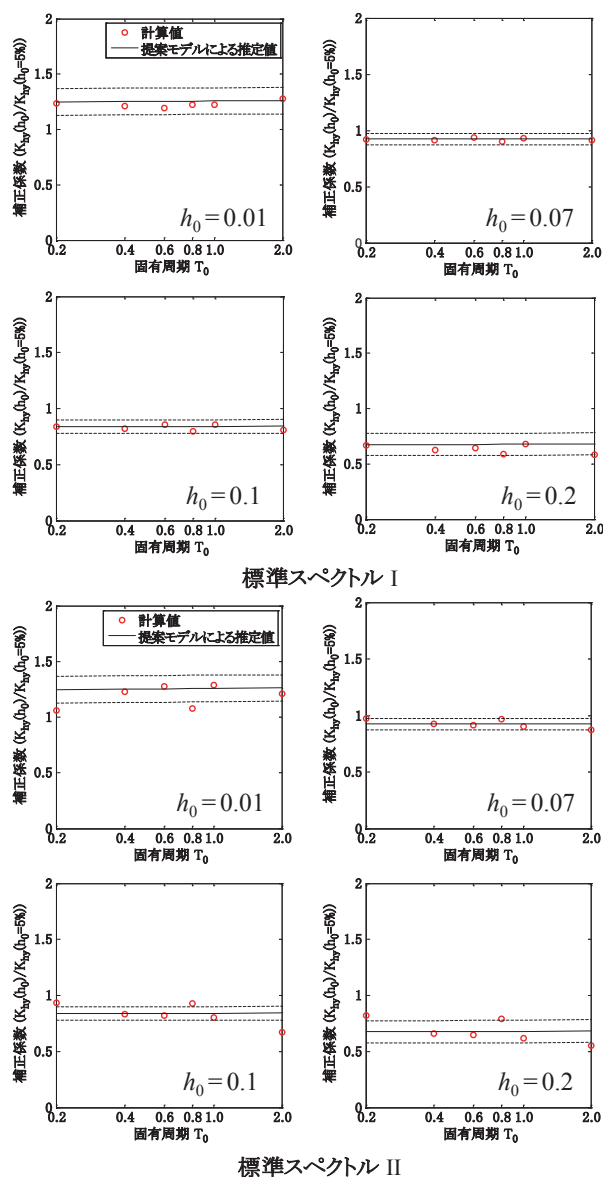


図 11 補正係数の推定結果

- strong earthquake ground motion, Bull. Seism. Soc. Am., 65, 581-626, 1975.
- 8) 建設省：道路橋の免震設計法マニュアル（案），財団法人土木研究センター，1992
- 9) Iwan, W. D.: Estimating inelastic response spectra from elastic spectra, Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.8, pp.375-388, 1980.
- 10) Hwang, J. S.: Evaluating of equivalent linear analysis methods of bridge isolation, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.122, No.8, pp.972-976, 1995.
- 11) 土木学会地震工学委員会耐震基準小委員会：地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計法の開発 第 1 回～第 3 回橋梁構造物等の耐震設計法に関する講習会テキスト，pp.709-738, 2001, <http://www.jsce.or.jp/library/eq10/book/49126/0709.pdf> (2013.6.24 参照)