減衰定数の違いによる所要降伏震度スペクトルの補正係数

鉄道総合技術研究所 正会員 ○田中 浩平 鉄道総合技術研究所 正会員 室野 剛隆

1. 目的

設計基準等に示され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、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.よって、例えば、減衰定数が著しく小さい構造 物には、与えられた設計用所要降伏震度スペクトルがそのまま使えず、適切な補正が必要となる.本論文では、 構造物を弾塑性応答に等価な固有周期と減衰定数をもつ線形モデルに置換し、弾性加速度応答スペクトルの補 正係数を適用することで、所要降伏震度スペクトルにおける減衰定数別の補正係数の算出方法を提案した.

2. 手法の概要

対象構造物としてRC造の鉄道高架橋を想定した.弾塑性応答解析における骨格モデルはバイリニアモデル, 履歴曲線は Clough モデルとした. その他の詳細パラメータについては, H24 年版耐震標準¹⁾に準拠して設定 した. 提案手法の概要を図1に示す.本手法では,はじめに等価線形化により構造物を等価周期 *T*_{eq}と等価減 衰定数 *h*_{ea}からなる1自由度線形モデルに置換する. *T*_{ea}は,バイリニアモデルの場合,(1)式で算出される.

$$K_{eq} = \frac{\{1 + \gamma(\mu - 1)\}k_0}{\mu} \quad T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{K_{eq}}{m}}$$
(1)

ここで、 k_0 は初期剛性、yは骨格曲線における 2 次剛性と初期剛性の比を表し、0.1 とした. 等価減衰定数 h_{eq} については、初期減衰定数 h_0 を考慮したモデルを 3 章において作成した. 最後に所要降伏震度スペクトルの補正係数には、(2)式に示す弾性応答スペクトルの減衰定数別の補正係数²⁾を適用することとした.

$$\frac{S_A(h_0)}{S_A(h_0=0)} = \sqrt{\frac{1 - e^{-4\pi h_0 \tau}}{4\pi h_0 \tau}} \left\{ 0.424 + \log(4\pi h_0 \tau + 1.78) \right\}$$
(2)

ここで、 τ は T_d/T_0 で評価され、 T_d は地震動の継続時間³⁾、 T_0 は構造物の1次固有周期を表す、 T_0,h_0 の代わりに、 T_{eq},h_{eq} を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.

3. 等価減衰定数のモデル化

等価減衰定数の定義として, 柴田ら⁴⁾の平均等価減衰定数(*h*_s)を用い, *T*₀, *h*₀に対して *h*_{eq}のモデル化を行う. 入力地震動として, K-NET, KiK-net における観測波形を用いた. 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 2,3 に入力地震動の M_w-震源距離分布, PGA-PGV 分布を示す.

構造物の固有周期 T₀は 0.1~5.0(秒)を 14 分割,減衰定数 h₀は 0.01~0.3 を 12 分割とし,168 個の構造物モデ ルを作成した.各地震動に対して弾塑性応答解析を実施し,1~10 の塑性率μごとに h_{eq}を算出する.それらに (3)式に示すモデルを最小 2 乗法により回帰し,係数αを得た.(3)式の回帰結果の1 例を図 4 に示す.

$$h_{eq} = \alpha(T_0, h_0) \cdot (1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}) + h_0$$
(3)

各構造物モデルにおいて、地震動毎に得られた 243 個の係数 α を平均化したものを図 5 に示す.これらの結果から α は h_0 と log T_0 に対して線形になると確認でき、重回帰分析により(4)式が得られた.

$$\alpha(T_0, h_0) = 1.53 \cdot h_0 - 0.0284 \cdot \log(T_0) + 0.177 \tag{4}$$

4. 提案手法の適用

提案手法を用いて算出された補正係数を図6に示す.図内の点は、全地震動の補正係数の平均値を表してい キーワード 非線形スペクトル法、所要降伏震度スペクトル、等価線形化、減衰定数

連絡先 〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38 (公財)鉄道総合技術研究所 耐震構造研究室 TEL 042-572-7394

-495-

る.提案手法は実データに良くフィッティングしていることがわかる.実際には,評価される補正係数は地震 動ごとにばらついており,その標準偏差は図7のようになっている.実際の適用においては,構造物のパラメ ータごとにこのばらつきを勘案し,μ+1σ程度の補正係数を用いることが望ましい.

5. 提案手法の検証

提案手法を耐震標準におけるスペクトル I,II 地震動に適用し、その妥当性を検証した. 図 8,9 に結果を示す. 図内の点は弾塑性応答解析から直接求められる補正係数で,正解値である. 図内実線は提案式の平均値,点線 は±1 σ の値を示している. 正解値の補正係数は周期ごとに変動するが,その平均的特性は提案式による実線 と概ね一致している. またその変動も概ね提案式の±1 σ 内に収まっており,提案手法の妥当性が検証された.

6. まとめと将来の展望

所要降伏震度スペクトルの適用範囲を拡張することを目的として,減衰定数の違いによる補正係数の簡便な 推定手法を提案した.最後に,標準スペクトルI,IIに対して提案手法を適用し,良好な推定がなされることが 確認された.提案手法における将来の課題について述べる.1つ目に,提案手法を用いるためには,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必要がある. 2つ目に,構造物モデルの骨格・履歴モデルによって,等価減衰定数の値が変わる可能性があるために確認が 必要である.3つ目に,本解析における入力地震動は継続時間が比較的短いものが多いため,提案手法を長継 続時間地震動等に適用する際には,別途確認が必要である.

参考文献 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) Rosenblueth, E. and Bustamante, J. I.: Distribution of structural response to earthquakes, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, EM3, pp.75~106, 1962.6,3) Trifunac M.D. and A. G. Brady: Astudy on the duration of strong earthquake ground motion, *Bull. Seism. Soc. Am*, Vol.65, No.3, pp.581-626, 1975, 4) 柴田明徳:最新 耐震構造解析 第2版, 森北出版, 2003.5,

