

I-36 非弾性変位応答スペクトルに関する一研究

徳島大学大学院 学生員 ○藤本 真也 徳島大学工学部 フェロー 平尾 潔
 徳島大学工学部 正 員 成行 義文 徳島大学大学院 学生員 福本 年宏

1. はじめに

本研究では、変位に基づく耐震設計法の基本となる非弾性変位応答スペクトルについて検討した。具体的には、わが国の道路橋示方書の Level 2 地震動に相当する模擬地震動を用いて、1 自由度系構造物の非弾性地震応答解析を行った。そして、解析結果をもとに復元力特性の Bilinear モデルと Q-hyst モデルの相違や、減衰定数 h 、終局変位靱性率 μ_u 、弾塑性剛性比 γ といった構造特性値の相違ならびに、修正 Park らの損傷指標 D およびそれに含まれる正の係数 β 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した。また、‘変位一定則’の妥当性についても簡単な検証を行い、最後に、設計用変位応答スペクトルを構築するための基礎的研究として、所要降伏強度比 R_f の回帰式をもとに、非弾性変位応答スペクトルを回帰し、その精度等についても比較検討した。

2. 修正 Park らの損傷指標

本研究では、地震による構造物の損傷評価する指標として、瞬間的な損傷（最大変位）と累積的な損傷（履歴吸収エネルギー）の線形結合である修正 Park らの損傷指標 D （式(1)）を採用した。

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

ここに、 μ_d 、 μ_u 、 μ_h は、それぞれ変位靱性率、終局変位靱性率、エネルギー靱性率を表す。

3. 入力地震動

本研究では、非弾性応答解析を行う際、入力地震動として道路橋示方書・V耐震設計編に規定されている Level 2(タイプ I、タイプ II)地震動の I 種、II 種、III 種地盤に対応する動的解析用の加速度応答スペクトルを目標として作成された計 21 波の模擬地震動を用いた。

4. 復元力特性及び構造特性値

非弾性応答解析の対象とした 1 自由度系の復元力特性および各構造特性値は、表-1 に示すとおりである。

表-1 復元力特性及び構造特性値

復元力特性	Bilinearモデル, Q-hystモデル
損傷指標 D	0.4, 0.6, 1.0
損傷指標における正の係数 β	0.00, 0.15, 0.30
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
終局変位靱性率 μ_u	1.0 (弾性応答)
	1.5, 2.0, 4.0, 6.0, 8.0, 10.0
固有周期 T	0.1 ~ 3.0 (sec)

5. 解析結果

本研究では、非弾性応答解析より求めた変位応答スペクトルを地震動タイプ別、地盤種別ごとに描き、各構造特性値の相違や復元力特性による相違を比較検討した。

図-1 は、II 種地盤に対するタイプ I 地震動各 3 波の平均変位応答スペクトルを各造特性値及び復元力特性ごとに比較したもののである。

図より、非弾性変位応答スペクトルは、終局変位靱性率 μ_u 、減衰定数 h および復元力特性の相違による影響を受けることがわかる。これに対し、修正 Park らの損傷指標 D 、それに含まれる正の係数 β 、及び弾塑性剛性比 γ の

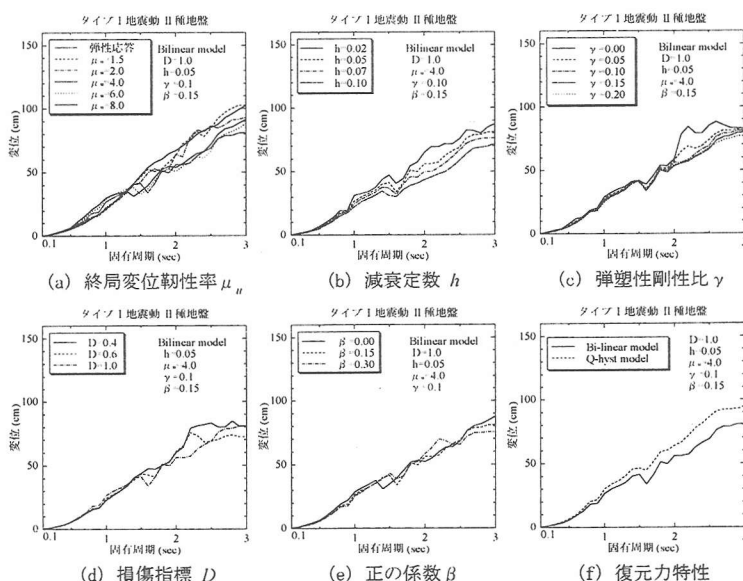


図-1 非弾性変位応答スペクトルの比較

相違による影響は比較的小さいことが分かる。

次に、図-2 は、変位一定則の妥当性を検証するため弾性変位応答スペクトルに対する非弾性変位応答スペクトルの比をとったⅡ種地盤を対象として、地震動タイプ別、変位靱性率別 μ_u 別に比較したものである。図より、固有周期がおよそ 1 秒以上では、弾性応答値と非弾性応答値が比較的近い値を示し、ほぼ変位一定則が成り立つことが分かる。

6. 非弾性変位応答スペクトルの回帰

非弾性応答解析により得られる非弾性変位応答スペクトルは不規則な変化をするため、耐震設計等に用いるためには、より簡単に扱える非弾性変位応答スペクトルを構築しておくことが望ましく、本研究では、以下のような手順でその回帰式の誘導を試みた。

すなわち、非弾性変位応答スペクトルをそのまま回帰するかわりに、まず非弾性応答解析より求まる所要降伏強度比 R_r を、固有周期 T と終局変位靱性率 μ_u をパラメータとして式(2)のように回帰した。

$$R(\mu_u, T) = \left(C_0 + \frac{C_1}{\mu_u} + \frac{C_2}{\mu_u^2} \right) + \left(C_3 + \frac{C_4}{\mu_u} + \frac{C_5}{\mu_u^2} \right) \cdot \ln(T) \quad (2)$$

ここで、 $C_0 \sim C_5$ は回帰係数を表す。

これより得られる R_r の回帰結果は、図-3 に示すようである。

そして、この R_r の回帰式を文献(1)で提案されている式(3)の係数に代入して、非弾性変位応答スペクトルの回帰を行った。

$$S_d = \mu_d \cdot \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \cdot R_r \quad (3)$$

ここで、変位靱性率 μ_d は解析結果を用い、また、弾性加速度応答スペクトル S_{ae} は、道路橋示方書・V耐震設計編に定められている標準加速度応答スペクトルの値を用いた。

図-4 は、終局変位靱性率 μ_u が 4.0 の場合における非弾性変位応答スペクトルの解析結果と回帰結果を比較したものである。この図より、比較的精度良く回帰できていることが分かる。

7. おわりに

非弾性変位応答スペクトルは、終局変位靱性率 μ_u 、減衰定数 h 、復元力特性の相違による影響を受け、損傷指標 D 、それに含まれる正の係数 β 及び弾塑性剛性比 γ の相違による影響はあまり受けないこと、また、固有周期がおよそ 1 秒以上で、ほぼ変位一定則が成り立つことが分かった。そして、所要降伏強度比 R_r の回帰式を用いて、非弾性変位応答スペクトルを比較的精度良く回帰できることが分かった。

参考文献

- 1) Peter Fijfar : Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra, Earthquake Engng, Vol. 28, pp. 979-993, 1999.
- 2) 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

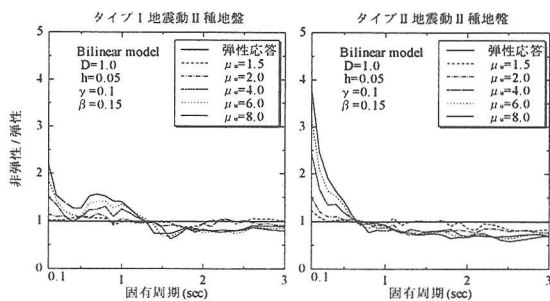


図-2 弾性応答値と非弾性応答値の関係

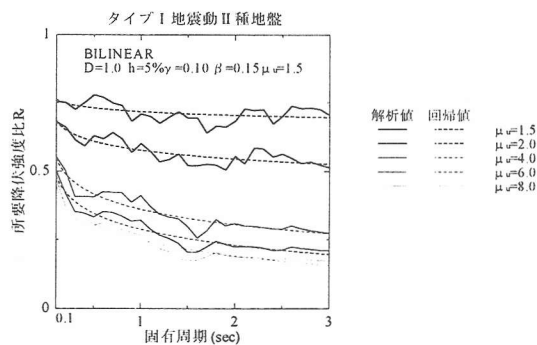


図-3 R_r の回帰結果

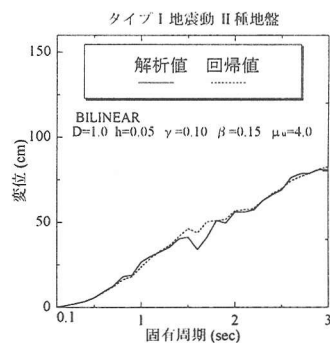


図-4 解析結果と回帰結果 ($\mu_u = 4.0$)