

I-B 463

損傷制御に基づく所要変位靱性率と安全係数に関する一研究

徳島大学大学院 学生員〇三上 卓 徳島大学工学部 フェロー 平尾 潔
 徳島大学工学部 正会員 澤田 勉 徳島大学大学院 正会員 成行義文
 阿 南 高 専 正会員 笹田修司

1. はじめに

現行の道路橋示方書¹⁾では、地震時保有水平耐力法を用いた耐震設計がなされているが、その際、エネルギー一定則に基づく設計地震力の低減がなされているなど、さらに検討すべき点が残されている。一方、著者らは、強震下における構造物の各種限界状態に対応する、修正 Park らの損傷指標 $D^2)$ の所定値 D_r を満たす構造物の降伏強度比である所要降伏強度比から得られる所要降伏震度・低減係数を道路橋示方書における等価水平震度・低減係数との比較を行ってきた³⁾。そこで本研究では、これに関連した研究として、解析より得られた修正 Park らの損傷指標 D の所定値 D_r を満たす最大応答変位より得られる所要変位靱性率と、道路橋示方書に規定されている許容塑性率¹⁾との比較検討を試みた。また、最大応答変位と終局変位靱性率より安全係数を算定し、道路橋示方書における安全係数との比較検討も試みた。

2. 損傷指標・所要降伏強度比

本研究では、構造物の損傷を制御する指標として、式(1)に示す修正 Park らの指標を用いた。なお、式(1)の μ_d , μ_h , μ_u は、それぞれ変位靱性率、エネルギー靱性率、終局変位靱性率を表す。また、強震下における構造物の損傷を支配する重要なパラメータの一つに降伏強度比 R (式(2))がある。本研究では、式(1)の損傷指標 D の所定値 D_r を満たす降伏強度比 R の値を D_r に対する所要降伏強度比 R_r と定義し、 R の値を順次変化させたエネルギー応答解析の繰り返しにより、この所要降伏強度比 R_r を求めた。

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

$$R = \frac{Q_y}{Q_{e\max}} = \frac{Q_y}{m \cdot S_a} \quad (2)$$

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 1 + \frac{\mu_u - 1}{\alpha} \quad (3)$$

$$\mu_d = \frac{X_{\max}}{X_y} \quad (4)$$

3. 安全係数・所要変位靱性率

道路橋示方書では、耐震設計編の2章に規定されている地震動タイプならびに橋の重要度に応じて、表-1に示す安全係数 α を規定している。また、終局変位靱性率 μ_u と安全係数 α より求まる、地震動の繰り返し特性に応じた式(3)の許容塑性率 μ_a (曲げ破壊型)を用いて、エネルギー一定則に基づいた地震力の低減方法を導入している。

一方、本研究では、エネルギー応答解析より求まる損傷指標 D の所定値 D_r を満たす最大応答変位 $X_{\max}$ を降伏変位 X_y で除した式(4)の μ_d を所要変位靱性率 μ_{dr} と定義した。そして、この所要変位靱性率 μ_{dr} を構造物が所定の損傷 $D=D_r$ にとどまるための許容塑性率と考え、 $\mu_a = \mu_{dr}$ として式(3)より、道路橋示方書の α に対応する安全係数 α_r を算定した。

4. 入力地震動・構造特性値

4.1 入力地震動 本研究では、道路橋示方書・V耐震設計編¹⁾に規定されている、レベル2(タイプI,タイプII)地震動のI種,II種,III種地盤に対する動的解析用の加速度応答スペクトルを目標として、地盤種別ごとにタイプI地震動各3個,タイプII地震動各4個,計21個の模擬地震動³⁾を作成し、入力地震動とした。

表-1 道路橋示方書における安全係数¹⁾

橋の種別	タイプI地震動	タイプII地震動
B種の橋	3.0	1.5
A種の橋	2.4	1.2

表-2 構造特性値

減衰係数 h	0.02, 0.05, 0.10
弾塑性剛性比 p	0.00, 0.05, 0.10
固有周期 T	0.1~5.0秒の範囲を対数軸上で29等分した30通りの値
損傷指標 D	0.4, 0.6, 0.8, 1.0
変位靱性率 μ_u	4.0, 6.0, 8.0, 10.0
正の係数 β	0.00, 0.05, 0.15

キーワード：所要変位靱性率、安全係数、RC橋脚、Park らの損傷指標、損傷制御

連絡先：〒770-8506 徳島市南常三島町2-1 徳島大学大学院工学研究科 TEL:088-656-7324, FAX:088-656-9037

4.2 構造特性値 本研究で用いた解析モデルは、Q-hyst 型復元力特性を有する一自由度系モデルであり、減衰定数 h などの諸量については表-2 に示す値を用いた。

5. 解析結果

図-1 は、損傷指標 D の所定値 $D_r=0.4$ および 0.6 、終局変位靱性率 $\mu_{dr}=6.0$ とした場合の所要変位靱性率 μ_{dr} と、道路橋示方書における A 種および B 種の橋の許容塑性率 μ_a を比較したものである。ここで、損傷指標 D の所定値 $D_r=0.4$ は修復可能限界、 $D_r=0.6$ は崩壊を表している⁴⁾ことから、損傷指標の所定値 $D_r=0.4$ は、道路橋示方書に規定されている B 種の橋の表す損傷状態と、 $D_r=0.6$ は、A 種の橋とそれと同等であると考えた。

図より、タイプ I 地震動の短周期域では、本研究の所要変位靱性率の値が示方書における許容塑性率より少し小さくなっているが、長周期域では、ほぼ両者は等しくなっていることがわかる。これに対し、タイプ II 地震動では、すべての周期で所要変位靱性率の値が許容塑性率よりかなりの小さくなっているのがわかる。

図-2 は、図-1 と同様に安全係数を比較したものである。図より、安全係数についても所要変位靱性率と同様な傾向となっていることがわかる。

6. まとめ

本研究で提案した所要変位靱性率・安全係数は、各種限界状態 (D_r の値) に対応した値を求めることができ、有用であると思われる。また、所要変位靱性率・安全係数には、固有周期に対する依存性が見られることから、道路橋示方書のエネルギー一定則に基づくこれらの値に関しては、検討する余地があると考えられる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善，1996.12.
- 2) Park, Y.J. and Ang, A.H-S: Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, J. of Structure Engineering, ASCE, Vol.111, No.4, pp.722-739, 1985.
- 3) 三上 卓・平尾 潔・成行義文・澤田 勉・笹田修司：レベル 2 地震動に対する損傷制御スペクトルに関する一研究，構造工学論文集，Vol.45A, pp.809-818, 1999.3.
- 4) Ghobarah, A., Aly, N.M. and El-Attar, M.: Seismic reliability assessment of existing by severe earthquake motions, J. of Earthquake Engineering, Vol.2(4), pp.569-592, 1998.

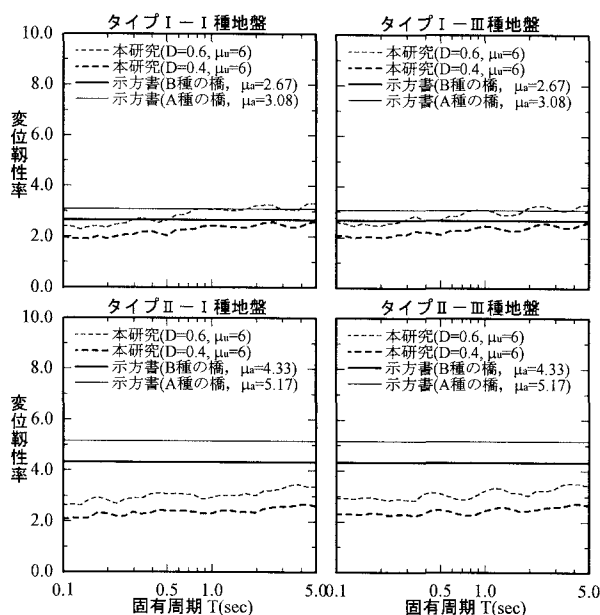


図-1 所要降伏変位靱性率と許容塑性率の比較

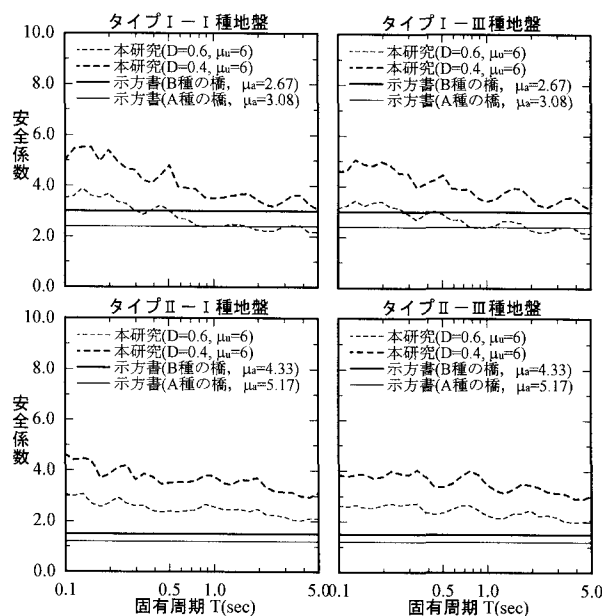


図-2 本研究の安全係数と示方書の安全係数の比較