

徳島大学大学院 学生員 ○三上 卓 徳島大学工学部 フェロー 平尾 潔
阿南高専 正会員 笹田修司 新宅工務店 尾上佳子

1. はじめに

本研究では、強震下における構造物の実用的な耐震設計法ならびに安全照査法を導くための基礎的研究として、修正 *Park* らの損傷指標を用い、Q-hyst 型復元力特性を持つ一自由度系構造物の所要降伏強度比をレベル2地震動に対するエネルギー応答解析より求めた。また、この所要降伏強度比をもとに所要降伏震度を求めた。そして、道路橋示方書¹⁾における等価水平震度との比較を行なった。

2. 損傷指標 D (Damage index)

本研究では、構造物全体の損傷評価として、最大変位と履歴エネルギーの線形結合として表せる *Park* らの損傷指標 $D^{2)}$ を用いた。ただし、本研究では、弾性応答時には指標 D が $D \leq 0$ となるように修正した式(1)の指標を用いた。ただし、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し、 β は断面特性に依存した正の係数を表す。また、 Q_y , X_y はそれぞれ降伏強度、降伏変位を表す。

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

$$\mu_d = X_{\max} / X_y \quad (2)$$

$$\mu_h = E_h / Q_y \cdot X_y \quad (3)$$

$$\mu_u = X_u / X_y \quad (4)$$

$$R = Q_y / Q_{e\max} = Q_y / (m \cdot S_a) \quad (5)$$

$$Q_{yr} = R_r \cdot Q_{e\max} = R_r \cdot m \cdot S_a \quad (6)$$

$$k_{hyr} = \frac{Q_{yr}}{W} = \frac{Q_{yr}}{mg} \quad (7)$$

3. 所要降伏強度比 R_r (Required yield strength ratio)

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 があり、本研究では、この R の定義として、構造物の動特性が含まれている式(5)を用いた。ここで、 $Q_{e\max}$, m , S_a は、それぞれ、構造物を弾性系とみなした場合の最大復元力、質量及び疑似加速度応答スペクトルを表す。また、本研究では、式(1)の損傷指標 D の所定値 D_r を満たす 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返しにより、この所要降伏強度比 R_r を求めた。

4. 所要降伏震度 k_{hyr} (Required yield seismic intensity)

式(5)より、所要降伏強度比 R_r から所要降伏強度 Q_{yr} が式(6)のように得られ、この所要降伏強度 Q_{yr} を一自由度系構造物の重量 W で除して得られる式(7)の震度 k_{hyr} を、本研究では、所要降伏震度と定義した。

なお、このように定義された所要降伏震度 k_{hyr} に重量 W を乗じて求まる地震力に対して、対象とする一自由度系構造物が丁度降伏する(構造物の降伏強度 Q_y が $Q_{yr} = W \cdot k_{hyr}$ となる)ように設計しておけば、次の5.で述べるような(設計用)地震動が入力した場合、その構造物の損傷 D が丁度、所定値 D_r に達することになる。その意味すなわち、式(7)の k_{hyr} は、構造物の降伏強度が式(6)の所要降伏強度 Q_{yr} となるように設計し、その構造物に設計地震動が入力した場合の損傷 D が所定値 D_r となるようにするために必要な設計震度という意味で、本研究では、この k_{hyr} を単に震度とよばずに、所要降伏震度とよぶこととした。

5. 入力地震動 (Input earthquakes)

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、計21個の模擬地震動³⁾を作成し、入力地震動とした。

6. 構造特性値 (Structural characteristic parameter)

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-1に示す値を用いた。なお、損傷指標 D の値については、既往の研究を参照し、修復可能限界を表す $D=0.4$ から崩壊を表す $D=1.0$ の範囲とした。

表-1 構造特性値

減衰係数 h	0.05
弾塑性剛性比 p	0.1
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	0.15

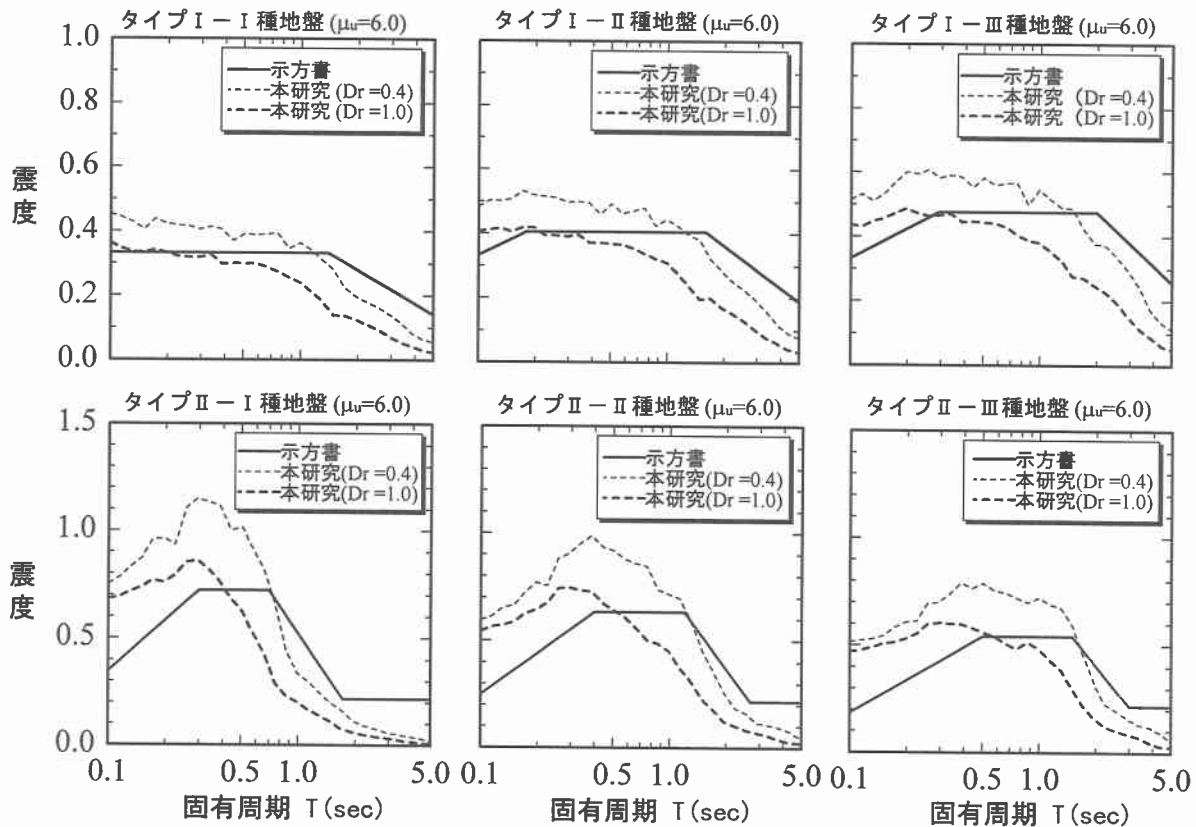


図-1 所要降伏震度 k_{hyr} と道路橋示方書による等価水平震度 k_{he} の比較

7. 解析結果

図-1 は、終局変位靱性率 $\mu_u=6.0$ とした場合の所要降伏震度 k_{hyr} と道路橋示方書の等価水平震度 k_{he} を損傷指標 $D=0.4$ 及び 1.0 の場合について比較したものである。ただし、図中の等価水平震度 k_{he} は、許容塑性率 $\mu_a^{(4)}$ を用いて求めたものであり、 $\mu_u=6.0$ に対し、タイプ I では $\mu_a=2.7$ 、タイプ II では $\mu_a=4.3$ である。

図より、本研究で定義した所要降伏震度 k_{hyr} と道路橋示方書の等価水平震度 k_{he} の大小関係は、損傷指標 D の所定値 $D_r=0.4$ の場合には、短周期域では $k_{hyr} > k_{he}$ となり、逆に長周期域では $k_{hyr} < k_{he}$ となる。なお、この傾向はタイプ II 地震の方がタイプ I 地震より顕著である。また、タイプ I、タイプ II 地震動とも、橋脚の一般的な固有周期である $0.4 \sim 1.0$ 秒の範囲では、道路橋示方書の等価水平震度 k_{he} は、本研究の $D_r=0.4$ と $D_r=1.0$ に対する所要降伏震度 k_{hyr} の中間値となる。

8. まとめ

現行示方書の地震時保有水平耐力法における低減方法では、短周期域において、過剰の低減が行われ、設計地震力を小さくみつめることになり、危険側であると思われる。よって、現行の道路橋示方書におけるエネルギー一定則に基づいた等価水平震度については、今後、タイプ II 地震動を中心に見直す必要があるものと思われる。

参考文献

- 1) 日本道路橋会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996.12.
- 2) Park, Y.J. and Ang, A.H.S. : Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, J. of Struc. Engrg., ASCE, Vol.111, No.4, pp722-739, 1985.
- 3) 三上卓, 平尾潔, 笹田修司, 沢田勉, 成行義文：強震下における RC 橋脚の所要降伏震度に関する一研究，第 1 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.49-52, 1998.1.
- 4) 日本道路橋会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp.120-121, 1996.12.