

強震下における RC 橋脚の所要降伏震度に関する一研究

三上 卓¹・平尾 潔²・笹田修司³・沢田 勉⁴・成行義文⁵

1 学生員 工修 徳島大学大学院生 博士後期課程 (〒770 徳島県徳島市南常三島町 2-1)

2 フェロー会員 工博 徳島大学教授 工学部建設工学科 (〒770 徳島県徳島市南常三島町 2-1)

3 正会員 工修 阿南工業高等専門学校講師 建設システム工学科 (〒774 徳島県阿南市見能林町青木 265)

4 正会員 工博 徳島大学教授 工学部建設工学科 (〒770 徳島県徳島市南常三島町 2-1)

5 正会員 工博 徳島大学助教授 大学院工学研究科エコシステム工学専攻 (〒770 徳島県徳島市南常三島町 2-1)

1. まえがき

平成7年1月17日に発生した阪神・淡路大震災は、橋梁構造物に対し、橋脚の倒壊、橋桁の落下等、多数の甚大な被害を引き起こした。これらの被害の経験を踏まえて、平成8年12月に道路橋示方書¹⁾が改定され、レベル2地震動を用いた地震時保有耐力法が規定されている。そして、この保有耐力法では、等価水平震度の導入、すなわち、橋脚の靱性を考慮し、エネルギー一定則に基づいた弾性地震力の低減が図られている。一方、著者らは、構造物の終局限界状態に対応する Park ら⁴⁾の損傷指標 D の所定値 D_r を満たす構造物の降伏強度比を所要降伏強度比と定義し、その応答スペクトルを用いた終局安全性の照査方法を提案してきた^{2), 3)}。

そこで、本研究では、平成8年に改定された道路橋示方書¹⁾のレベル2地震動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た模擬地震動を作成し、文献 2), 3) と同様にして、これらの地震動に対する所要降伏強度比を求めた。そして、この所要降伏強度比をもとに低減係数と所要降伏震度を求め、道路橋示方書におけるエネルギー一定則に基づく低減係数と等価水平震度との比較を試みた。

2. 低減係数 r と所要降伏震度 k_{hyr}

ここでは、本解析に用いた損傷指標、降伏強度比、所要降伏強度比、低減係数及び所要降伏震度について簡単に説明しておく。

(1) 損傷指標 D

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される Park らの指標⁴⁾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修正 Park らの損傷指標(式(1))を用いることにした。

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

ここで、 β は、部材の断面特性等に依存した正の係数を表す。また、 μ_d 、 μ_h 、 μ_u は、それぞれ、変位靱性率、エネルギー靱性率、終局変位靱性率であり、次式で定義される。

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

$$\mu_h = \frac{E_h}{Q_y \cdot X_y} \quad (2b)$$

$$\mu_u = \frac{X_u}{X_y} \quad (2c)$$

ここで、 $X_{\max}$ 、 X_y 、 X_u は、それぞれ、最大変位、降伏変位、終局変位を表し、 E_h 及び Q_y は、それぞれ、履歴吸収エネルギー及び降伏強度を表す。

(2) 降伏強度比 R

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、構造物の動特性が含まれている式(3)のような降伏強度比 R を用いた。

$$R = Q_y / Q_{e\max} = Q_y / (m \cdot S_a) \quad (3)$$

ここで、 $Q_{e\max}$ 、 m 及び 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。

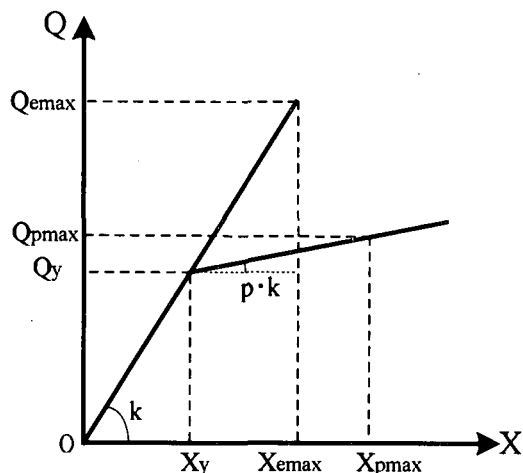


図-1 低減係数に用いる Q_{pmax}

(3) 所要降伏強度比 R_r

本研究で用いた所要降伏強度比は、文献 2), 3) と同様に、地震による損傷が、式(1)の損傷指標 D の所定値 D_r となるために構造物が所有すべき降伏強度比 R の値とした。

(4) 低減係数 r_r

平成 8 年の道路橋示方書¹⁾では、これまでと同様に、等価水平震度を求める際に、エネルギー一定則⁵⁾による低減を行っており、低減係数は、式(4)のように表される。ここで、 μ_a は、許容塑性率を表し、式(5)で定義される。

$$r_r = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \quad (4)$$

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} = 1 + \frac{\mu_u - 1}{\alpha} \quad (5)$$

ここで、 α は、安全係数を表し、B種の橋では、タイプ I で 3.0、タイプ II で 1.5 とされている¹⁾。

しかし、実際には、弾塑性剛性比 p は 0.1 程度であり、地震応答の際には、構造物には図-1 に示すような Q_{pmax} が作用することになる。そこで、本研究では、この弾塑性剛性比 p を考慮した低減係数 r_r を式(6)のように定義した。なお、完全弾塑性型の場合の低減係数は、式(6)の弾塑性剛性比 $p=0.0$ より、所要降伏強度比 R_r になる。

$$r_r = \frac{Q_{pmax}}{Q_{emax}} = \frac{Q_{pmax}/Q_y}{1/R_r} = R_r \{ (1-p) + p\mu_a \} \quad (6)$$

(5) 所要降伏震度 k_{hyr}

式(3)より、所要降伏強度比 R_r から所要降伏強度 Q_{yr} が次式のように得られる。

$$Q_{yr} = R_r \cdot Q_{emax} = R_r \cdot m \cdot S_a \quad (7)$$

また、式(8)に示すように、所要降伏強度 Q_{yr} を重量 $W (=mg)$ で除すことにより、所要降伏強度に対す

表-1 模擬地震動の諸量

タイプ	GC	M	Δ (km)	A_{max} (gal)	V_{max} (kine)	Pt
1	I	8.0	100	304.6	69.4	196447
1	I	8.0	200	338.6	75.6	216758
1	I	8.0	300	342.9	71.8	234428
1	II	8.0	100	370.5	98.9	314440
1	II	8.0	200	398.1	100.4	341329
1	II	8.0	300	413.7	96.4	359053
1	III	8.0	100	428.7	136.1	471454
1	III	8.0	200	449.3	144.1	508142
1	III	8.0	300	482.5	137.6	527685
2	I	7.2	5	707.3	82.9	415208
2	I	7.2	10	617.6	75.0	534441
2	I	7.2	20	757.0	75.4	540967
2	I	7.2	30	775.7	80.8	552861
2	II	7.2	5	597.7	122.6	486605
2	II	7.2	10	618.8	124.3	575874
2	II	7.2	20	722.9	136.4	588940
2	II	7.2	30	699.6	131.0	653443
2	III	7.2	5	535.4	144.6	451736
2	III	7.2	10	502.9	141.4	482750
2	III	7.2	20	607.9	150.5	496682
2	III	7.2	30	584.2	146.2	528252

GC=地盤種別, M=マグニチュード, Δ =震央距離,

A_{max} =最大加速度, V_{max} =最大速度, Pt=トータルハワー

る震度、すなわち、所要降伏震度が得られる。

$$k_{hyr} = \frac{Q_{yr}}{W} = \frac{Q_{yr}}{mg} \quad (8)$$

この所要降伏震度とは、Park らの損傷指標 D の所定値 D_r を満たす降伏強度 Q_{yr} に達するために必要な最小の設計震度を意味する。

3. 入力地震動と構造特性値

ここでは、解析に用いた入力地震動、構造特性値について簡単に説明しておく。

(1) 入力地震動

地震による構造物の損傷は、入力地震動特性による影響を受け、異なるものとなる。したがって、本研究では、平成 8 年道路橋示方書 V 耐震設計編¹⁾における動的解析用のレベル 2 地震動に対する加速度応答スペクトルを目標として作成した⁶⁾模擬地震動を用いた。これらの模擬地震動は、I 種、II 種、III 種の 3 種類の地盤を想定し、タイプ I 地震動(海洋型)では、マグニチュード M を 8.0、震央距離 Δ を 100km, 200km, 300km の 3 種類とし、タイプ II 地震動(直下型)では、マグニチュード M を 7.2、震央距離 Δ を 5km, 10km, 20km, 30km の 4 種類として作成を行い、各地盤種別において、タイプ I では 3 つ、タイプ II では 4 つの模擬地震動を得た。表-1 に、これらの模擬地震動の諸量を示す。また、地震動の継続時間は、時刻歴応答解析を行う際に、強震部分を中心とする 81.92 秒に統一して用いた。本研

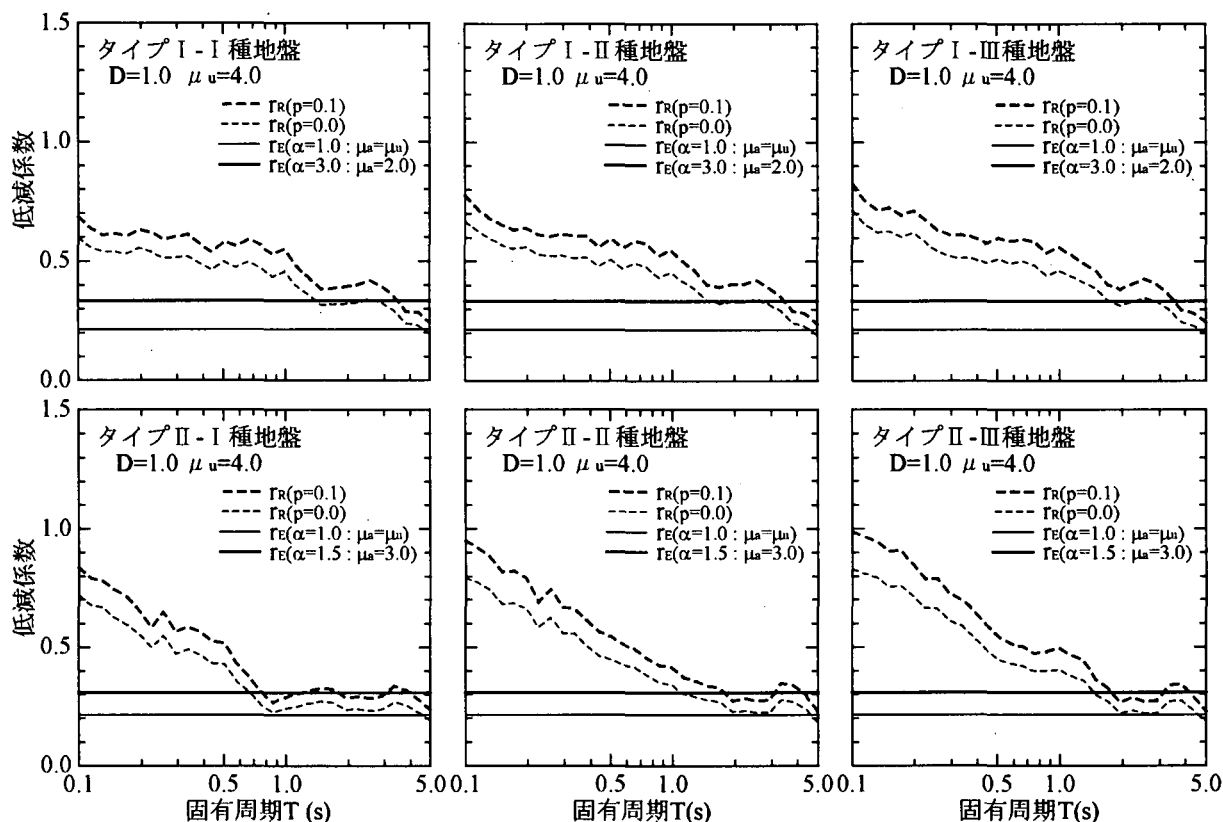


図-2 所要降伏強度比による低減係数 r_r とエネルギー一定則による低減係数 r_e の比較

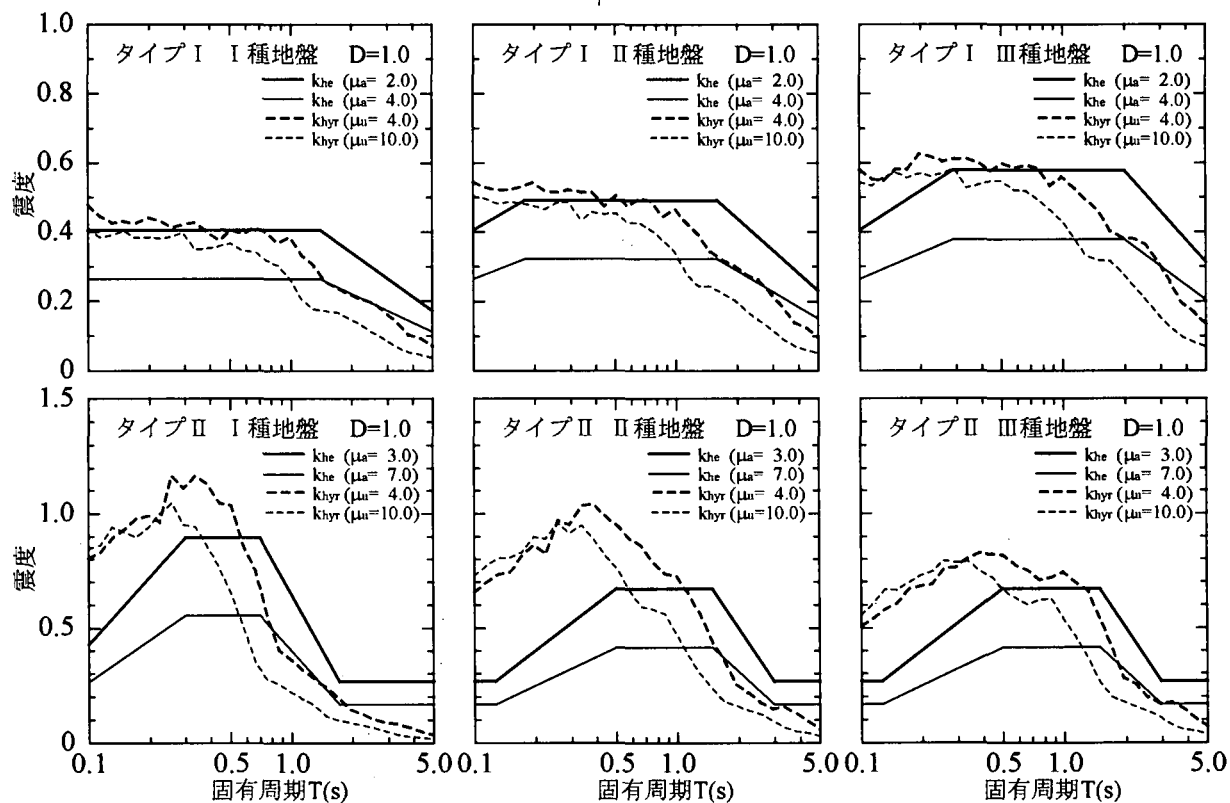


図-3 所要降伏震度 k_{hyr} と道路橋示方書による等価水平震度 k_{he} の比較

究では、タイプⅠ、タイプⅡ地震動における各地盤種別の入力地震動に対する解析結果(所要降伏強度比)のばらつきが小さいことから、各地盤種別における解析結果の平均値を使用した。

(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 1 自由度系モデルであり、減衰定数 h 及び弾塑性剛性比 p については、RC 構造物で一般的な、 $h=5\%$ 及び $p=0.1$ を用いた。また、固有周期 T

については、0.1～5.0 秒の範囲を対数軸上で 29 等分した 30 通りの値を用いた。

修正 Park らの損傷指標式(式(1))における損傷指標 D の値については、0.4, 0.6, 0.8, 1.0 の 4 通り、変位靱性率 μ_u については、4.0, 6.0, 8.0, 10.0 の 4 通りの値を与え、係数 β は 0.15 とし解析した。

4. 解析結果及び考察

(1) 低減係数 r_R

図-2 は、損傷指標 $D=1.0$ 、終局変位靱性率 $\mu_u=4.0$ とし、本研究で定義した式(6)の低減係数 r_R と、現行の道路橋示方書における式(4)の低減係数 r_E を比較したものである。また、参考のために、式(6)における弾塑性剛性比 $p=0.0$ (完全弾塑性型)とした場合の低減係数と、式(5)における安全係数 $\alpha=1.0$ とした場合、すなわち、式(4)における許容塑性率 μ_a を終局変位靱性率 μ_u とした場合の低減係数も示した。図より、タイプ I 地震、タイプ II 地震とも、本研究における式(6)の低減係数 r_R は、短周期域において、エネルギー一定則に基づく低減係数 r_E に比べ、かなり大きくなっている。すなわち、エネルギー一定則による低減は、短周期域において、過剰の低減を行っており、設計地震力が小さくなるので、危険側であると考えられる。ただし、タイプ II 地震では、固有周期が、I 種地盤で 1.0 秒、II 種・III 種地盤で 2.0 秒以上の場合、概ね、両者は一致している。

(2) 所要降伏震度 k_{hyr}

図-3 は、損傷指標 $D=1.0$ 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} を終局変位靱性率 $\mu_u=4.0, 10.0$ の場合について比較したものである。ただし、等価水平震度には、式(5)より得られる許容塑性率 μ_a を用いており、 $\mu_u=4.0, 10.0$ に対し、タイプ I では $\mu_a=2.0, 4.0$ 、タイプ II では $\mu_a=3.0, 7.0$ とした。

図より、本研究で求めた所要降伏震度 k_{hyr} は、タイプ I 地震の $\mu_u=4.0$ では現行の道路橋示方書の値に比較的近い値を示している。しかし、 $\mu_u=10.0$ では、等価水平震度より、短周期域で大きな値を、長周期域で小さな値を示している。タイプ II 地震に関しては、 $\mu_u=4.0, 10.0$ とも、短周期域で大きい、長周期域で小さい値を示しており、その差も大きいことから、今後、検討の余地があると考えられる。

5. まとめ

本論文では、強震下における構造物の合理的な耐震設計法を確立するための基礎的研究として、平

尾ら²⁾が定義した所要降伏強度比を用いた低減係数と所要降伏震度を求め、これらの解析結果と現行の道路橋示方書におけるエネルギー一定則による低減係数及び等価水平震度との比較検討を行った。

得られた結果を要約すると以下ようになる。

- 1) 本研究で定義した低減係数に比べ、現行の道路橋示方書のエネルギー一定則による低減係数は、短周期域において小さくなり、設計地震力を低減し過ぎる傾向が見られる。
- 2) 本研究で求めた所要降伏震度と道路橋示方書の等価水平震度との関係も、1)で述べた低減係数とほぼ同様な傾向にある。
- 3) 1), 2)より、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低減係数と等価水平震度については、見直す必要があるものと思われる。

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，1996.12.
- 2) 平尾 潔，笹田修司，成行義文，沢田 勉，川端茂樹：所要降伏強度比スペクトルとこれを用いた強震時終局安全性の一照査方法について，土木学会論文集，N0.525/I-33，pp.213-225，1995.
- 3) 笹田修司，平尾 潔，成行義文，沢田 勉，三上 卓：強震下における構造物の損傷評価に関する一研究，構造工学論文集，Vol.42A，pp.661-668，1996.3.
- 4) Park, Y.J. and Ang, A.H-S.: Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, J. of Struc. Engrg., ASCE, Vol.111, No.4, pp.722-739, 1985.
- 5) 柴田明徳：最新 耐震構造解析，森北出版，pp.133-134
- 6) 沢田 勉，平尾 潔：目標応答スペクトルに合致する模擬地震動の一作成法，第 17 回地震工学研究発表会講演概要，pp.49-52，1983 年 7 月。