

# 損傷制御に基づく耐震設計用各種応答スペクトルに関する基礎的研究

三上 卓<sup>1</sup>・平尾 潔<sup>2</sup>・澤田 勉<sup>3</sup>・成行義文<sup>4</sup>

<sup>1</sup> 学生会員 工修 徳島大学大学院博士後期課程(〒770-8506 徳島市南常三島町 2-1)

<sup>2</sup> フェロー会員 工博 徳島大学教授 工学部建設工学科(同上)

<sup>3</sup> 正会員 工博 徳島大学教授 工学部建設工学科(同上)

<sup>4</sup> 正会員 工博 徳島大学大学院助教授 工学研究科エコシステム工学専攻(同上)

最近では、与えられた地震荷重に対して、規定された目標性能を満足するように行われる性能設計に関する関心が高まっている。しかし、性能設計において規定される目標性能やそれを満足するための評価項目は多岐にわたる。

そこで、本研究では、対象構造物の構造特性とその損傷評価に適した損傷指標  $D$ 、並びに構造物の各種限界状態とこれに対応する損傷指標  $D$  の所定値  $D_r$  が定かであることを前提として、非線形エネルギー解析により得られた修正 Park らの損傷指標  $D$  の所定値  $D_r$  を満たす所要降伏震度や所要変位靱性率等の損傷制御に基づく応答スペクトルの開発と、それら応答スペクトルを用いた、強震下における構造物の各種限界状態を考慮した耐震安全性の照査方法の提案を試みた。

**Key Words :** seismic design, RC piers, SDOF model, damage index, level 2 earthquakes

## 1. はじめに

これまでの耐震設計の基本は、コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力法<sup>1)</sup>に代表されるよう、中小地震に対しては健全性を損なわないこと、大地震に対しては致命的な被害を受けないこと、または、限定された損傷にとどめることを目標として耐震設計を行うこととしている。

さらに、道路橋示方書における静的弾塑性応答解析による地震時保有水平耐力法は、構造物が保有する塑性変形能力に合わせて想定大地震を対象とした設計地震力を低減させ、終局時の構造物の耐力との比較で構造物の安全性を簡単に評価できる点は非常に有効であるが、非定常な地震動に対する地震時保有水平耐力法の適用性は、その基本仮説である Newmark and Veletsos<sup>2)</sup>が提案したエネルギー一定則の妥当性に依存する。そのエネルギー一定則に関しては、様々な研究がなされており、その仮説に関する問題点も指摘されている。

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  $D$ <sup>3),4)</sup> 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<sup>5)</sup>をもとに所要降伏震度、並びに、所要降伏震度の包絡線を直線近似した設計用震度スペクトル、並びに、解析より得られた地震力低減係数、その低減係数より定義される修正等

価水平震度を提案し、道路橋示方書における等価水平震度およびエネルギー一定則に基づく設計地震力の低減係数との比較検討を行ってきた<sup>6)</sup>。

そこで、本論文では、著者らの文献4)の研究を拡張し、損傷制御に基づく所要変位靱性率スペクトル、並びに、安全係数スペクトルを提案し、所要降伏震度スペクトル等の応答スペクトルを用いた、強震下における構造物の各種限界状態を考慮した耐震安全性の照査方法の提案を試みた。

## 2. 損傷指標及び所要変位靱性率・安全係数

### (1) 損傷指標

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<sup>3)</sup>を用いた。ただし、弾性応答時には指標  $D$  が  $D < 0$  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、 $\mu_d$ 、 $\mu_h$ 、 $\mu_u$  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る。また、 $\beta$  は、部材の断面特性等に依存した正の係数を表す。

表-1 道路橋示方書における安全係数<sup>1)</sup>

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

表-2 解析に用いた構造特性値

減衰定数 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 (式(1))	0.4, 0.6, 0.8, 1.0
変位靱性率 $\mu_u$	4.0, 6.0, 8.0, 10.0
正の係数 $\beta$ (式(1))	0.00, 0.05, 0.15

また、この損傷指標 D と実構造物の損傷状態(構造物の外観)との相互関係は、文献6)などに示されているが、本論文では“修復可能限界”を表す  $D=0.4$  という値に着目することとした。

## (2) 降伏強度比

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(2)のような降伏強度比 R を用いた。

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

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。

## (3) 所要降伏強度比<sup>9)</sup>

本研究で用いた所要降伏強度比  $R_r$  は、文献4),5)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。解析では、R の値を上下させた非弾性エネルギー応答解析の繰り返しにより、D の値が所定値  $D_r$  となるような降伏強度比の値  $R_r$  が求まることになる。

## (4) 安全係数・所要降伏靱性率

平成8年道路橋示方書<sup>1)</sup>では、耐震設計編の2章に規定されている地震動タイプ並びに橋の重要度に応じて、表-1 に示す安全係数  $\alpha$  を規定している。また、終局変位靱性率  $\mu_u$  と安全係数  $\alpha$  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  $\mu_d$  (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。

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

一方、本研究では、非線形エネルギー応答解析より求

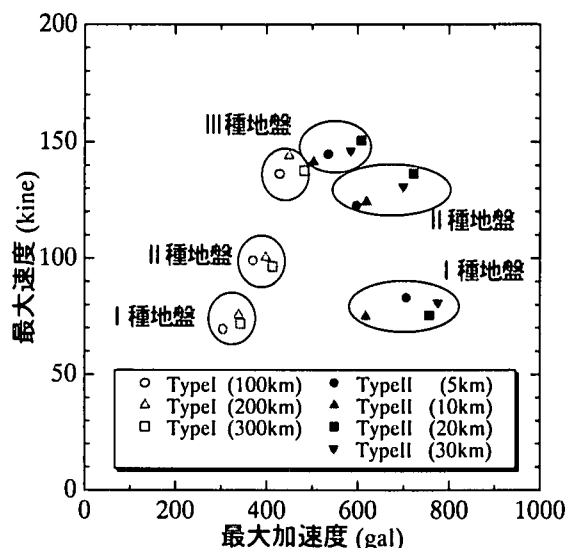


図-2 模擬地震動の最大加速度-最大速度関係

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  $\mu_d$  を所要降伏靱性率  $\mu_{dr}$  と定義した。そして、この所要降伏靱性率  $\mu_{dr}$  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、 $\mu_d = \mu_{dr}$  として式(3)より、道路橋示方書の安全係数  $\alpha$  に対応する安全係数  $\alpha_r$  を算定した。

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

## 3. 解析モデルと入力地震動

### (1) 解析モデル

本研究では用いた解析モデルは、Q-hyst 型履歴特性を有する一自由度系モデルである。減衰定数としては、道路橋示方書で規定される震度法による地震加重との整合性を考え、 $h=0.05$  を基本として、減衰定数の影響を検討するために、 $h=0.02, 0.05, 0.10$  の3通りとした。

また、損傷指標 D の値については、文献6)の損傷指標と損傷状態の相互関係を参照し、修復可能限界を表す  $D=0.4$  の表す損傷状態が道路橋示方書に規定されている『B種の橋』と同等であると考え、下限値を  $D=0.4$  とした。また、上限値については Park らの損傷指標で崩壊を表す  $D=1.0$  とした。なお、解析の際は、損傷指標 D の違いによる解析結果への影響を検討するため下限値 0.4 から上限値 1.0 までを範囲とした。その他の諸量については表-2 に示す。

### (2) 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、地震動毎に異なるものとなる。したがって、本研究では、解析結果に一般性を持たせるため、平成8年の道路橋示方書V耐震設計編<sup>1)</sup>に規定されている、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

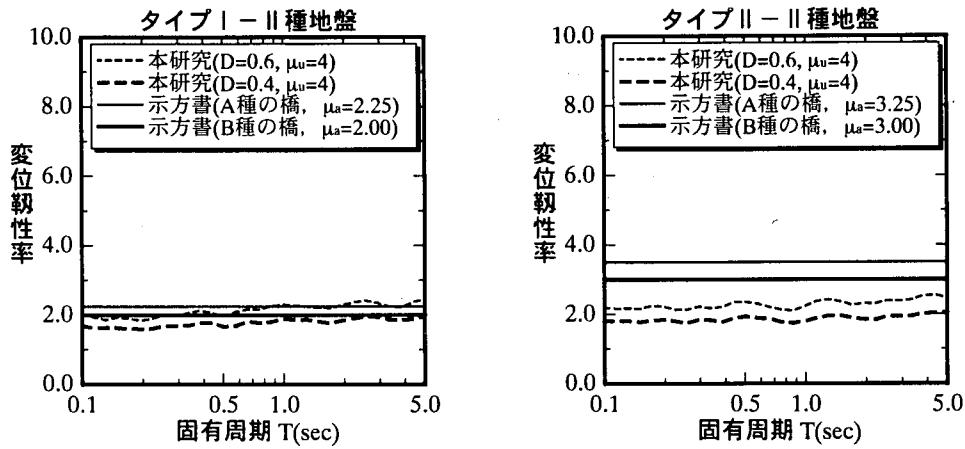


図-3 所要変位靱性率 $\mu_{dr}$ と許容塑性率 $\mu_a$ の比較

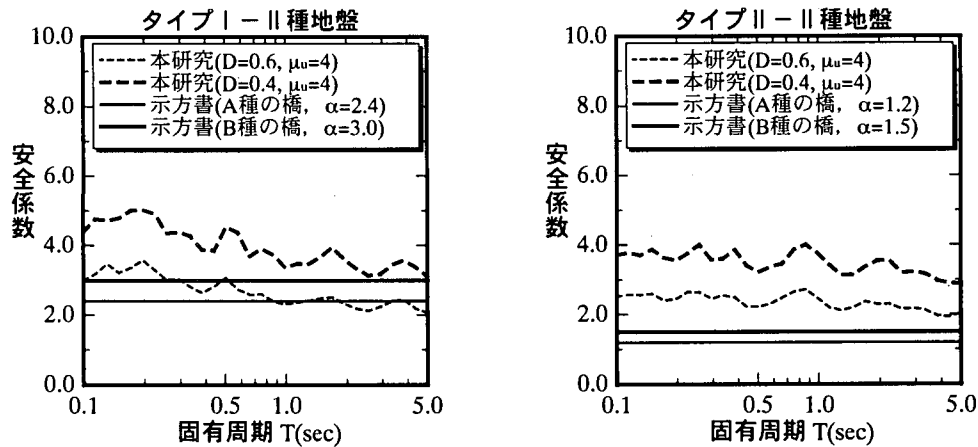


図-4 本研究の安全係数と道路橋示方書の安全係数の比較

ルを目標とした模擬地震動 21 個を作成し<sup>7)</sup>、入力地震動として用いた。これらの模擬地震動は、I 種、II 種、III 種の各地盤に対し、タイプ I (海洋型)地震動では、マグニチュードを 8.0、震央距離  $\Delta$  を 100km, 200km, 300km とし、タイプ II (直下型)地震動では、マグニチュードを 7.2、震央距離  $\Delta$  を 5km, 10km, 20km, 30km として作成したものである。図-2 に、作成した模擬地震動の最大加速度と最大速度の分布図を示しておく。なお、時刻歴応答解析を行う際の各地震動の継続時間は、強震部分を中心とする 81.92 秒に統一した。また、本研究では各地盤種別におけるタイプ I 地震動 3 個、タイプ II 地震動 4 個に対する解析結果(所要降伏強度比)のばらつきが小さいことから、解析結果の比較にはその平均値を用いた<sup>5)</sup>。

#### 4. 解析結果及び考察

##### (1) 所要変位靱性率

図-3 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 $\mu_u=4.0$ とした場合の所要変位靱性率 $\mu_{dr}$ 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 $\mu_a$ を比較したものであり、紙面の都合上、II 種地盤に関する結果だけを示す。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<sup>6)</sup>ことから、

損傷指標 D の  $D_r=0.4$  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 種の橋とそれぞれ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 $\mu_{dr}$ の値が道路橋示方書における許容塑性率 $\mu_a$ 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、すべての周期域で所要変位靱性率の値が許容塑性率よりかなり小さくなっていることがわかる。ただし、所要変位靱性率の固有周期 T に対する依存性はそれほど顕著でない。これらの傾向は、I 種、III 種地盤についても、同様である。

##### (2) 安全係数

図-4 は、2.(4)で示したように、(1)で得られた所要変位靱性率 $\mu_{dr}$ より求まる安全係数 $\alpha_r$ 、道路橋示方書で表-1のように規定されている安全係数 $\alpha$ を比較したものである。

図より、タイプ I 地震動の短周期域では、本研究の安全係数の値が道路橋示方書で規定されている安全係数より大きくなっているが、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。タイプ II 地震動では、すべての周期域で本研究の安全係数の値が道路橋示方書の安

全係数の値より大きくなっている。また、本研究の安全係数の固有周期に対する依存性は、所要変位靱性率に比べ、かなり高くなっている。

## 5. 各種応答スペクトルを用いた安全性照査法

現在、道路橋示方書では、大地震時の動的非線形挙動の応答評価については地震時の挙動が複雑な橋に関しては動的解析結果に基づいて耐震設計するものとされているが、他の非線形挙動をする橋に関しても動的解析による安全性照査が必要だと思われる。しかし、それらの橋に対してことごとく動的解析法により検討するのは困難である。そこで、本研究では、著者らが、文献4)で提案した所要降伏震度スペクトルを用いた耐震安全性の照査方法のイメージを示す。

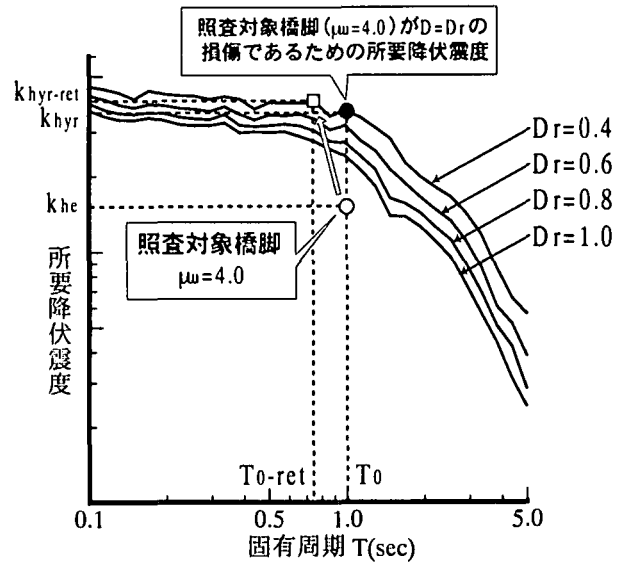


図-5 所要降伏震度スペクトルを用いた耐震安全性照査法

### (1) 所要降伏震度スペクトル

ここでは、著者らが提案した所要降伏震度スペクトルを用いた照査法について示す。(図-5)

まず始めに、対象橋梁の路線としての重要度、想定地震、損傷を受けた場合の影響度などから、目標とする橋梁の耐震性能(各種限界状態)を設定し、それに対応する損傷指標  $D$  の所定値  $D_r$  を決定する。そして、その損傷指標の所定値、想定地震動、地盤条件、構造特性値(固有周期、終局変位靱性率など)が与えられれば、所要降伏震度スペクトルを用いることにより、想定した地震動が入力した際、その橋梁の受ける損傷が所定値となるために要求される降伏震度  $k_{hyr}$  が求まる。一方で、照査対象橋脚については、設計された際の設計震度もしくは、地震時保有水平耐力法により算定された等価水平震度  $k_{he}$  を求める。そして、その両者を比較し、 $k_{hyr} < k_{he}$  ならば安全、そうでなければ危険という簡便な耐震安全性照査が可能である。さらに、危険と判定され、補修・補強を行う場合には、剛性が大きくなり、固有周期が小さくなることを考慮に入れ、新たな所要降伏震度  $k_{hyr-ret}$  を算定する必要があると考えられる。

また、図より、照査対象橋脚の固有周期と設計震度がわかれば、想定地震動が入力した際に起こりうる損傷の程度(損傷指標  $D$  の値)が瞬時に読みとることが可能である。

## 6. おわりに

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、損傷制御に基づく耐震設計用各種応答スペクトルと、それを用いた耐震安全性の照査法を提案した。

得られた結果を要約すると以下のものである。

- 1) 本研究で提案した所要変位靱性率・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。
- 2) 本研究で提案した耐震安全性照査法は、損傷指標  $D$  の所定値  $D_r$  で規定された、対象構造物の各種耐震性能を容易に照査でき、耐震設計において有用であると考えられる。

### 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) Newmark, N.M. and Veletsos, A.S. Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motion, Proc. 2nd WCEE, Tokyo, pp.895-912, 1960.
- 3) Park, Y.J. and Ang, A.H-S. : Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, Journal of Structural Engineering, Vol.111, No.4, pp.722-739, 1985.
- 4) 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震度スペクトルに関する一考察，構造工学論文集，土木学会，Vol.45A, pp.809-818, 1999.3.
- 5) 平尾 潔, 笹田修司, 成行義文, 澤田 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，No.525/ I-33, pp.213-225, 1995.
- 6) Geobarah, A., Aly, N. M., El-Attar, M. : Seismic reliability assessment of existing reinforced concrete buildings, Journal of Earthquake Engineering, Vol.2, No.4, pp.569-592, 1998.
- 7) 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.
- 8) 家村浩和, 友田研也, 友永則雄, 村山八洲雄：RC 橋脚を有する橋梁の簡便な耐震診断法の紹介，第 10 回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.167-172, 1998.