

変位に基づく橋脚の耐震設計法に関する基礎的研究

A Study on Displacement Based Seismic Design of Piers

周 濱*, 平尾 潔**, 成行 義文***, 藤本 真也****, 山本 征太郎*****

Bin ZHOU, Kiyoshi HIRAO, Yoshifumi NARIYUKI, Shinya FUJIMOTO and Seitarou YAMAMOTO

* 徳島大学大学院 工学研究科 博士後期課程 生産開発工学専攻 (〒770-8506 徳島市南常三島町 2-1)

** 工博 徳島大学教授 工学部建設工学科 (〒770-8506 徳島市南常三島町 2-1)

*** 博(工) 徳島大学助教授 工学部建設工学科 (〒770-8506 徳島市南常三島町 2-1)

**** 修(工)(株) エム・テック (〒336-0011 さいたま市 2-3-18 関本ビル)

***** 徳島大学大学院 工学研究科 博士前期課程 建設工学専攻 (〒770-8506 徳島市南常三島町 2-1)

In this study inelastic displacement response spectra corresponding to the designated value of modified Park-Ang damage index D are obtained by inelastic response analyses of the single degree of freedom (SDOF) systems with elastic-perfectly plastic bi-linear restoring force characteristics, by use of the Level 2 artificial earthquake motions. Here the artificial motions are simulated as their elastic acceleration response spectra agree with the ones of the seismic design specifications for highway bridges in Japan. Then after deriving the regression equations of the inelastic displacement response spectra, a displacement-based seismic design method by use of the derived regression equations is proposed and applied to a single RC pier. And in order to investigate the practical applicability of this method, the design result is compared with that of the ductility design method of Japanese Specifications.

Key Words: displacement based seismic design, damage-control displacement response spectra, modified Park-Ang's damage index

キーワード: 変位に基づく耐震設計, 損傷制御型変位応答スペクトル, 修正 Park-Ang's 損傷指標

1. はじめに

道路橋に対する耐震設計法は, 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編¹⁾ (以下, 道示と呼ぶ) に代表されるように, 中小地震 (レベル 1 地震動) に対する使用性と, 構造物の供用期間中に発生する確率はきわめて低いが, 非常に大きな強度を持つ地震 (レベル 2 地震動) に対する安全性を確保する, いわゆる 2 段階設計法が主流である。

これらの設計法は, 加速度応答スペクトルを用いて設計地震力を定め, 対象とする構造物がこの設計地震力に対して必要な耐力を保有するように設計するものであり, 「力に基づく設計法」と呼ばれている。しかし, この「力に基づく設計法」では, 設計地震力を構造物の許容変位塑性率に応じて低減しているが, 設計された構造物の変位塑性率が, 設計時の許容変位塑性率に近いものになっているか否かの照査がなされていない。また, 「力に基づく設計法」では, 構造物の安全性 (損傷) を力で表すため, それを直感的に把握しにくいことなど, 改良すべき点が残されている。

それゆえ, 現行の「力に基づく設計法」に代わる新しい耐震設計法として, 近年, 強震時構造物の耐震安全性とより密接な関係にある変位を基準とした設計法, すなわち, 「変位に基づく設計法」が注目されるようになってきている。その理由としては, 一般に, 力より変位のほ

うが構造物の損傷の程度を表し易く, 地震作用時の構造物の応答, ひいては損傷をより明確に記述できることなどが上げられる。

しかし, 既往の変位に基づく耐震設計法^{2), 3)} では, 強震下における非弾性構造物を等価弾性構造物に置換し, その等価減衰と等価周期を用いて, 弾性変位応答スペクトルから非弾性変位応答値を求めている。そのため, 定常的な繰り返しによって履歴エネルギーが徐々に吸収され, 最大応答値が決まるような場合には, 比較的精度の良い推定値を得ることができるが, 震源近傍における非弾性系の地震応答などでは, 最大変位時の履歴吸収エネルギーと等価減衰との間に一定した関係が成立するという物理的な根拠がない。また, 等価弾性変位応答スペクトルから得られる固有周期と非弾性系の動的応答との間に明確な対応関係がないことなど, その問題点が指摘されている⁴⁾。それゆえ, 変位に基づく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は, 等価減衰や等価周期を用いることなく, 地震応答解析より得られる非弾性変位応答スペクトルをもとに設計用スペクトルを導いたほうがより合理的と思われる。

そこで本研究では, 非弾性変位応答スペクトルを用いた変位に基づく耐震設計法を導くための基礎的研究として, 道示のレベル 2 地震動に対応する非弾性変位応答スペクトルを求め, その回帰式を導いた。そして, この回

帰式を用いた単柱式 RC 橋脚の変位に基づく耐震設計法を提案するとともに、提案法による設計結果を示し、現行・道示の地震時保有水平耐力法による設計結果との比較・検討を試みた。

2. 解析に用いた入力地震動と構造特性値

2. 1 入力地震動

地震による構造物の損傷は、その構造特性値のほかに、入力地震動特性による影響も受ける。それゆえ、本研究では、解析結果に一般性を持たせるため、道示に規定されている動的解析用のレベル2地震動に対する標準加速度応答スペクトルを目標として、波形の包絡線形状（時間関数）にフーリエ位相差分布を選び、これを正規分布として与え、有効スペクトル振幅を用いた振動数領域での振幅調整を行って作成された模擬地震動^{5), 6)}を用いた。その際、Ⅰ種、Ⅱ種、Ⅲ種の各地盤に対し、タイプⅠ地震動では、マグニチュード $M=8.0, 8.2, 8.4$ の3通りについて、震央距離 Δ をそれぞれ 100km, 150km, 200km, 250km とした各 12 波、タイプⅡ地震動では、マグニチュード $M=7.0, 7.2, 7.4$ の3通りについて、震央距離 Δ をそれぞれ 5km, 10km, 20km, 30km とした各 12 波の合計 72 波を用いた。

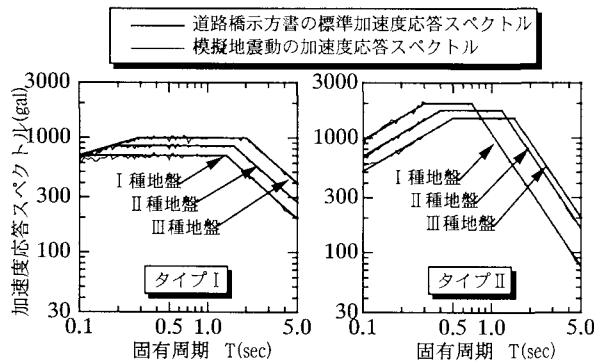


図-1 加速度応答スペクトル

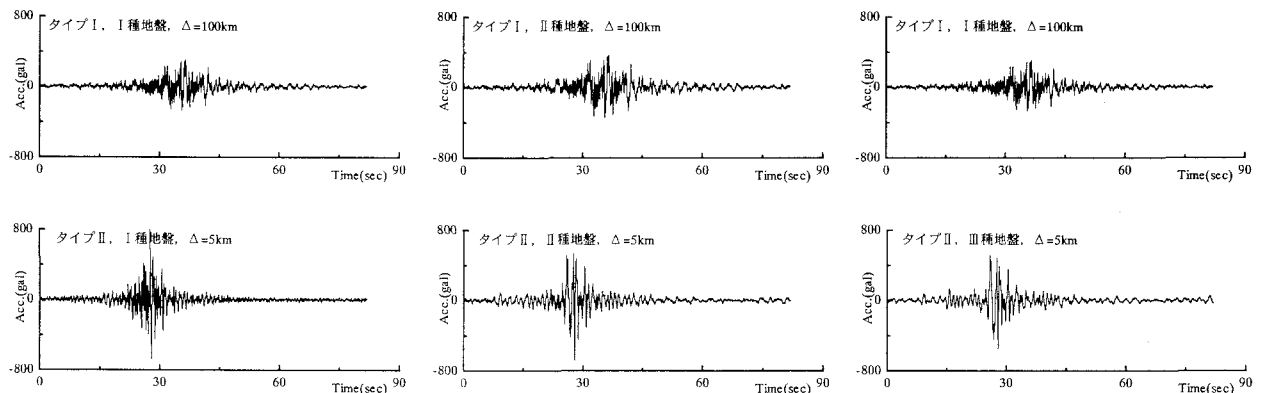


図-2 模擬地震動の加速度波形

また、時刻歴応答解析を行なう際の各地震動の継続時間は、強震部分を含めた 81.92 秒に統一した。図-1、図-2 に、作成した模擬地震動の加速度応答スペクトルと加速度波形の一例を示しておく。

2. 2 構造特性値

本研究では、基礎的研究として、道示の単柱式 RC 橋脚に対する保有水平耐力法に倣い、1 自由度系モデルの復元力特性として、図-3 に示すような完全弾塑性型 Bi-linear モデルを用いた。また、解析の対象とした 1 自由度系モデルの各構造特性値としては、表-1 に示す値を用いた。

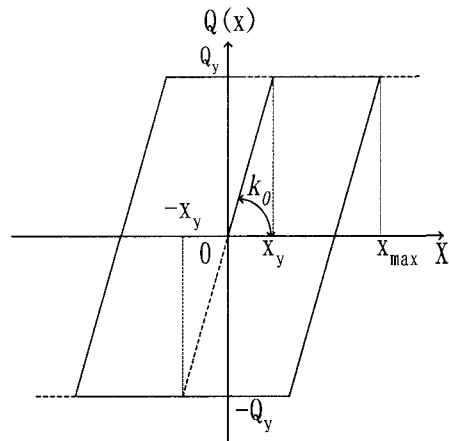


図-3 Bi-linear モデル

表-1 構造特性値

減衰定数 h	0.05
弾塑性剛性比 γ	0.00
終局変位塑性率 μ_u	1.0 (弾性応答) 2.0 ~ 20.0
固有周期 T	0.1 ~ 3.0 秒の範囲を 0.1 秒で刻んだ 30 通りの値

3. 損傷指標 D と所要降伏強度比 R_r

3. 1 損傷指標 D

地震による構造物の安全性、すなわち損傷の程度を定量的に評価する指標として種々の指標が提案されているが、本解析では式(1)のように表される修正 Park らの損傷指標 $D^{7)}$ を採用した。

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

ここで、

$$\mu_u = \frac{S_{du}}{S_{dy}}, \quad \mu_d = \frac{S_d}{S_{dy}}, \quad \mu_h = \frac{E_h}{Q_y \cdot S_{dy}}, \quad E_h = \int dE_h$$

ただし、 S_d と dE_h は地震による構造物の最大応答変位と履歴吸収エネルギーを、 Q_y 、 S_{dy} 及び S_{du} は、それぞれ、単調載荷による構造物の降伏強度、降伏変位及び終局変位を表す。そして、 μ_d 、 μ_h 及び μ_u は、それぞれ、変位塑性率、エネルギー塑性率及び終局変位塑性率を表す。また、 β は断面特性に依存した正の係数であり、荷重の繰り返しりが構造物の損傷に及ぼす影響の程度を表す。なお、損傷指標 D と構造物の損傷状態との対応関係は必ずしも定かではないが、本研究では、表-2 に示す Geobarah らの関係⁸⁾を参照して、その修復可能限界 0.36 に近い 0.4 を道示のレベル 2 地震動に対する B 種の橋の損傷状態(修復可能な損傷)に相当するものと見なした。また、式中の正の係数 β については、その平均である 0.15 を用いた。

表-2 損傷状態と損傷指標 D の相互関係

損傷状態	損傷指標
弾性限界	0.08
軽微な被害限界	0.18
修復可能限界	0.36
崩壊	0.6

3. 2 所要降伏強度比 R_r

地震動を受ける構造物の非弾性応答をより一般的に評価するためには、構造物と入力地震動の強度を相対的に表す無次元パラメータの 1 つである式(2)の降伏強度比 $R^{9), 10)}$ を定義しておく必要がある。

$$R = \frac{Q_y}{Q_{e\max}} = \frac{S_{dy}}{S_{de}} \quad (2)$$

ここで、 Q_y と S_{dy} は、それぞれ、構造物の降伏強度と

降伏変位を表し、 $Q_{e\max}$ と S_{de} は、構造物を弾性系とみなした場合の最大応答復元力と最大応答変位を表す。

つぎに、本研究で採用した所要降伏強度比 R_r とは、設計で想定している対象構造物の限界状態に応じた損傷指標 D の所定値(目標値)を D_r として、降伏強度比 R の値を上下させた非弾性・エネルギー応答解析の繰返しにより順次得られる D の値がその所定値 D_r と丁度等しくなるような降伏強度比 R の値である。言い換えれば、構造物の降伏強度比 R が R_r であれば、その構造物は所定値 D_r で規定されたある限界状態に達することを意味する。したがって、つぎの 4. で述べるように、本研究で求めた非弾性変位応答スペクトルは、構造物の損傷が修正 Park らの損傷指標 D の所定値 D_r と等しくなるような損傷制御型のスペクトルである。

4. 非弾性変位応答スペクトル

4. 1 非弾性変位応答スペクトルの求め方

(1) 加速度と変位の関係

弾性応答では、応答変位と応答加速度との間に式(3)のような関係が成り立つ⁴⁾。

$$S_{de} = \frac{1}{\omega_0^2} S_{ae} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (3)$$

ここで、 S_{ae} 及び S_{de} は、それぞれ、弾性応答加速度及び擬似弾性応答変位のスペクトル値である

しかし、非弾性応答では、式(3)の関係は成り立たないことから、式(4)のような所要降伏強度比 R_r を用いた弾性応答加速度と非弾性応答加速度との関係を考慮することにより、式(5)のような非弾性応答時の加速度スペクトル値 S_a と変位スペクトル値 S_d との関係式が得られる⁴⁾。

$$S_a = R_r \cdot S_{ae} \quad (4)$$

$$S_d = \mu_d R_r S_{de} = \mu_d R_r \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (5)$$

ここで、 ω_0 、 R_r 及び μ_d は、それぞれ、構造物の弾性固有円振動数、所要降伏強度比(リダクションファクターの逆数)及び変位塑性率である。

式(4)、(5)から分かるように、非弾性変位応答スペクトル S_d は、弾性加速度応答スペクトル S_{ae} から所要降伏強度比 R_r 及び変位塑性率 μ_d を介して求められる。

なお、2. 1 で述べたように、本研究で用いたレベル 2 地震動対応の模擬地震動は道示の動的解析に用いる標準加速度応答スペクトルに適合するように作成したものであり、模擬地震動によるスペクトル値が道示のそれを良

く再現していることより(図-1 参照), 本研究では, 式(3)～(5)の弾性応答加速度 S_{ae} として道示の標準加速度応答スペクトルの値をそのまま用いることとした。

(2) 変位応答スペクトルの解析手順

非弾性変位応答スペクトルは, 以下のような手順により求められる。

- 1) 降伏強度比 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, 損傷指標 D の値が所定値 D_r となるような所要降伏強度比 R_r 及び変位塑性率 μ_d を算出する。
- 2) 道示の弾性応答加速度 S_{ae} を式(3)に代入して弾性応答変位 S_{de} を求め, この S_{de} と 1) で求めた所要降伏強度比 R_r を式(2)に代入し, 次式により所要降伏変位 S_{dy} を求める。

$$S_{dy} = R_r \cdot S_{de} \quad (6)$$

- 3) 求めた所要降伏変位 S_{dy} と 1) で求めた変位塑性率 μ_d を用いて, 次式より非弾性変位応答スペクトル S_d を求める。

$$S_d = \mu_d \cdot S_{dy} \quad (7)$$

4. 2 非弾性変位応答スペクトルの解析結果

ここでは, 非弾性変位応答スペクトルの解析結果を示し, 地震動タイプ, 地盤種別並びに終局変位塑性率の相違が変位応答スペクトルに及ぼす影響について比較検討を行なう。

(1) 入力地震動の相違による比較

図-4 は, 2.2 で述べた完全弾塑性型 Bi-linear モデルの減衰定数 $h=5\%$, 損傷指標 D の所定値 $D_r=0.4$, 正の係数 $\beta=0.15$, 終局変位塑性率 $\mu_u=4.0$ とした場合の模擬地震動各 12 波に対する変位応答スペクトルとこれらの平均スペクトル並びに平均スペクトルに標準偏差 σ を加えたスペクトルを, 地震動タイプ及び地盤種別ごとに比較したものである。

なお, 模擬地震動各 12 波の平均値に対する変動係数は, 終局変位塑性率, 地震動タイプ及び地盤種別によって多少異なるものの, 高々 0.2 (多くは 0.1) 以下であり, 比較的小さかったことを付記しておく。

図-4 より分かるように, 解析の対象とした全周期範囲の一部では, 模擬地震動各 12 波に対するスペクトル値のうち, 2, 3 のスペクトル値は, 平均値に標準偏差 σ を加えたスペクトル値よりも大きくなっている。したがって, 12 波の平均値に標準偏差 σ を加えたスペクトル値は, 必ずしも安全側とは言えない。しかし, このスペクトル値は概ね模擬地震動各 12 波のスペクトル値を包絡していることから, 本研究では, この平均値に標準偏差 σ を

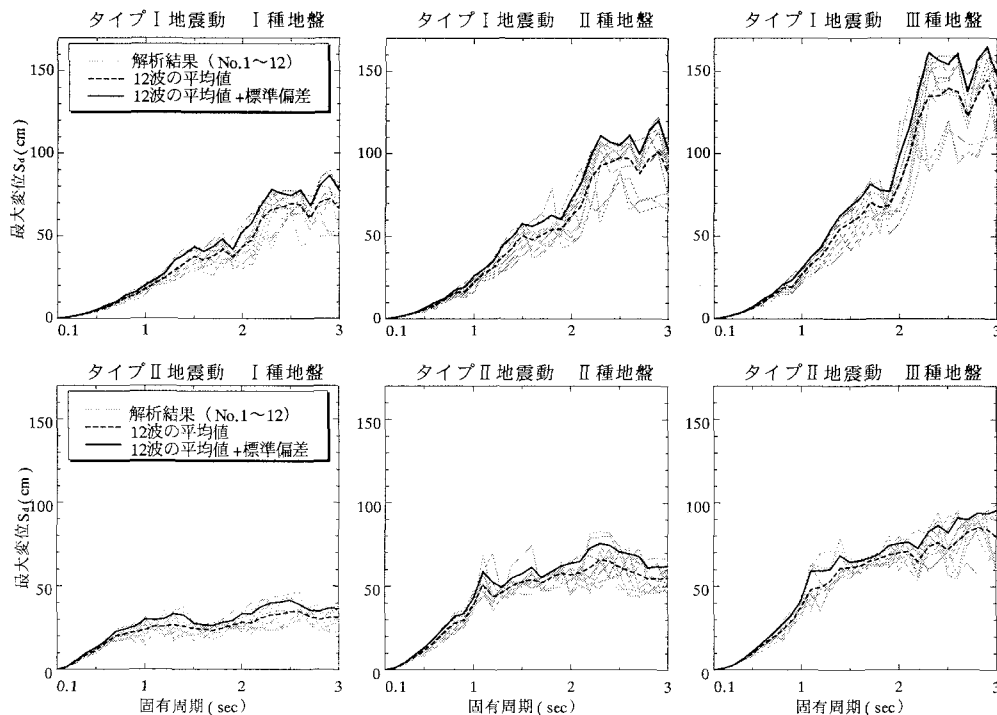


図-4 各 12 波の変位応答スペクトルと平均値に標準偏差 σ を加えたスペクトルとの比較

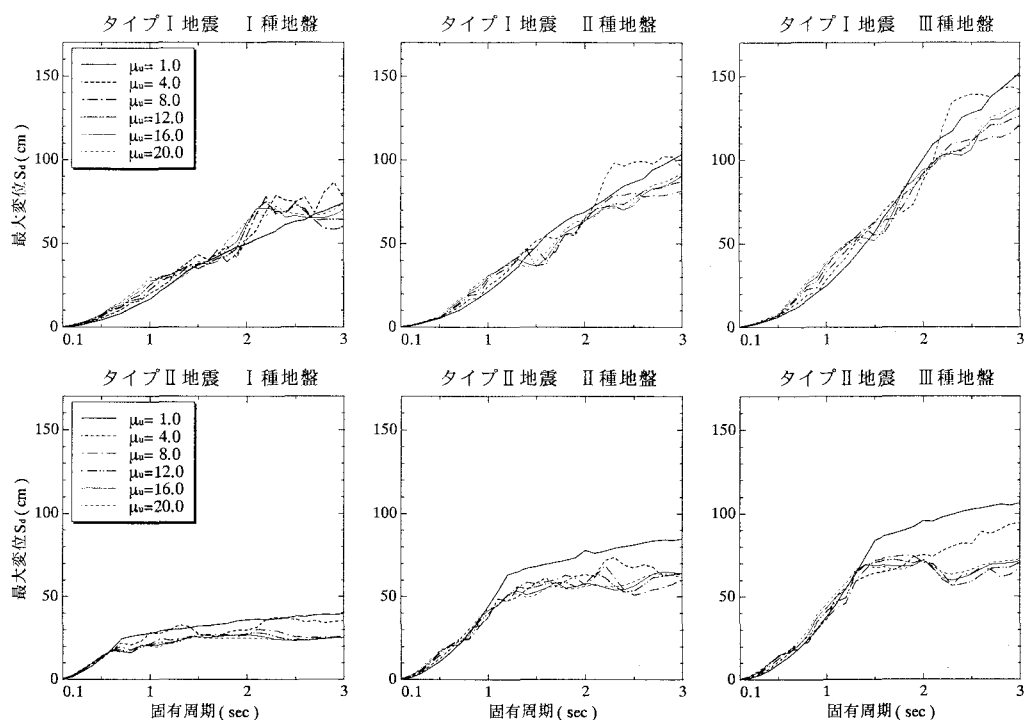


図-5 終局変位塑性率 μ_u の相違による比較

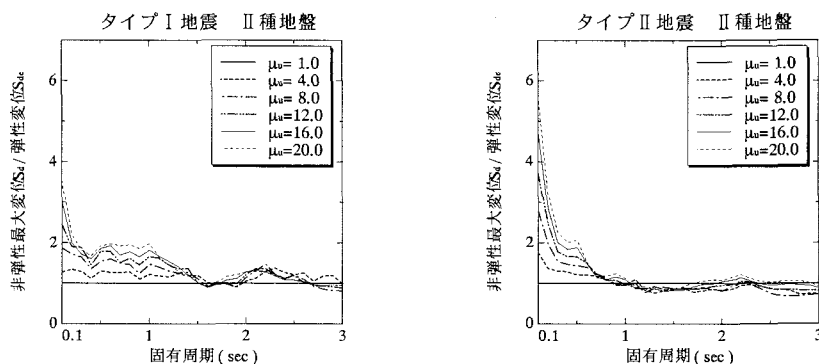


図-6 最大変位 ($\mu_u=1.0$) に対する比

加えたスペクトルを対象として「変位に基づく耐震設計法」に用いる変位応答スペクトルの回帰式を導くこととした。

(2) 終局変位塑性率 μ_u の相違による比較

図-5 は、終局変位塑性率 μ_u を 1.0(弾性応答), 4.0, 8.0, 12.0, 16.0, 20.0 と変化させた場合の平均値に標準偏差 σ を加えた変位応答スペクトル(以下では単に変位応答スペクトルと呼ぶ)を比較したものである。また、図-6 は、図-5 では μ_u の相違による各スペクトル値の大小関係が分かりにくいため、Ⅱ種地盤を例にとって、各 μ_u に対するスペクトル値の $\mu_u=1.0$ (弾性応答)に対する比をとり、その大小関係を比較したものである。

図-5 より、タイプⅠ地震動では解析の対象とした全周期範囲で、固有周期 T が増加するにつれて、 μ_u の値に関係なく、変位応答スペクトルも増加することが分かる。これに対し、タイプⅡ地震動では、Ⅰ種地盤では 0.7 秒

前後、Ⅱ種地盤では 1.2 秒前後、Ⅲ種地盤では 1.5 秒前後より長周期域で、スペクトル値に頭打ちの傾向が見られ、タイプⅠ地震動に比べて、スペクトル値が小さくなっている。また、地盤がⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種と軟らかくなるにつれて、タイプⅠ及びタイプⅡ地震動ともスペクトル値が大きくなっている。

つぎに、図-6 より、終局変位塑性率 μ_u の相違が変位応答スペクトルに与える影響としては、つぎのような特徴がみられる。すなわち、タイプⅠ地震動では 1.3 秒前後、また、タイプⅡ地震動では 0.6 秒前後以下の短周期領域で、終局変位塑性率 μ_u が大きくなるとスペクトル値も大きくなり、その傾向は固有周期が短くなる程顕著になっており、変位応答スペクトルが μ_u に依存していることが分かる。一方、固有周期が上記の値より大きくなると変位一定則、すなわち、 μ_u の値とスペクトル値の大小関係に一定した傾向が見られなくなり、固有周期 T に対する依存性も小さくなっていることが分かる。

5. 非弾性変位応答スペクトルの回帰

図-5 で示したように、変位応答スペクトルは、地震動タイプ、地盤種別及び終局変位塑性率 μ_u の値によって、複雑に変化する。したがって、これを直接、「変位に基づく耐震設計法」に用いることは好ましくない。そこで本研究では、解析結果をもとに、より簡易に扱える実用的な設計用変位応答スペクトルの回帰を試みた。

ここでは、はじめに変位応答スペクトルの回帰式の誘導方法とその結果について説明し、ついで変位応答スペクトルの回帰結果と解析結果の比較を行い、その精度について検討する。

5. 1 回帰式の誘導

本研究では、図-5 のような不規則に変化する変位応答スペクトルを直接回帰するのではなく、前述の式(5)の関係を考慮し、所要降伏強度比 R_r 、弾性加速度応答 S_{ae} 及び変位塑性率 μ_d のスペクトル値から非弾性変位応答スペクトルの回帰式を導いた。すなわち、まず、模擬地震動12波に対する所要降伏強度比 R_r の平均値を求め、安全側の回帰式を導くことを目的として、この平均値に標準偏差 σ を加えたスペクトル値の回帰式を導いた。ついで、変位塑性率 μ_d の平均スペクトル値の回帰式を求め、これらの回帰式と道示の標準加速度応答スペクトル S_{ae} を式(5)に代入し、平均値に標準偏差 σ を加えた変位応答スペクトルに対する回帰式を導いた。以下にその結果を示す。

(1) 所要降伏強度比 R_r の回帰式

式(4)、(5)からも分かるように、所要降伏強度比 R_r

も図-5 の変位応答スペクトルと同様、地震動タイプ、地盤種別、及び終局変位塑性率 μ_u の値によって異なる。そこで、本研究では、前述したように、この R_r については平均値に標準偏差 σ を加えた R_r スペクトルの回帰式を、固有周期 T と終局変位塑性率 μ_u の関数として、地震動タイプ及び地盤種別ごとに導いた。その結果を示せば、式(8)、(9)のようである。

【タイプⅠ地震動】

$$R_r(T) = f(\mu_u, T) = (C_0/\mu_u^2 + C_1/\mu_u + C_2) + (C_3/\mu_u^2 + C_4/\mu_u + C_5) \cdot \ln(T) \quad (8)$$

【タイプⅡ地震動】

$$R_r(T) = f(\mu_u, T) = (C_0/\mu_u^2 + C_1/\mu_u + C_2)/T^2 + (C_3/\mu_u^2 + C_4/\mu_u + C_5)/T + (C_6/\mu_u^2 + C_7/\mu_u + C_8) \quad (9)$$

ここで、式(8)、(9)の $C_0 \sim C_8$ は回帰係数であり、各地震動タイプ、地盤種別に対して、それぞれ、表-3 のようである。

表-3 R_r の回帰係数(式(8)、(9))

回帰係数	タイプⅠ地震動			タイプⅡ地震動		
	Ⅰ種地盤	Ⅱ種地盤	Ⅲ種地盤	Ⅰ種地盤	Ⅱ種地盤	Ⅲ種地盤
C_0	-1.309	-1.218	-1.096	0.008	0.015	-0.004
C_1	1.876	1.766	1.641	-0.004	0.000	0.016
C_2	0.209	0.238	0.265	-0.001	-0.006	-0.009
C_3	-0.407	-0.487	-0.467	0.026	-0.062	0.158
C_4	0.460	0.538	0.554	-0.121	-0.160	-0.356
C_5	-0.135	-0.152	-0.172	0.076	0.138	0.152
C_6	-	-	-	-1.273	-0.958	-1.281
C_7	-	-	-	2.119	1.946	2.197
C_8	-	-	-	0.020	-0.002	-0.046

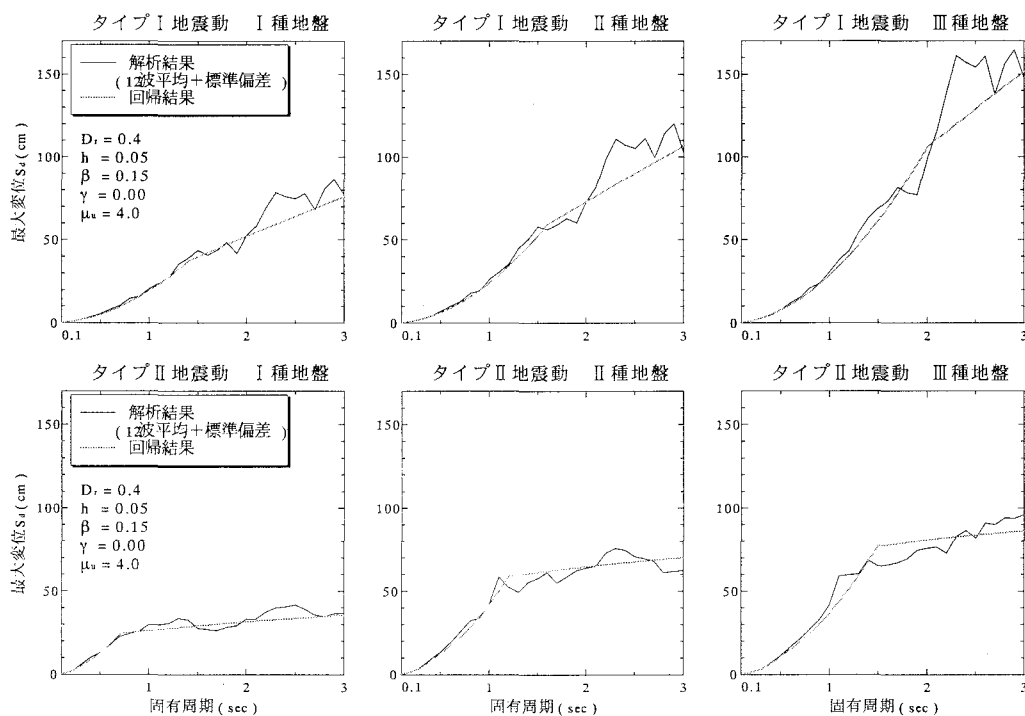


図-7 回帰結果と解析結果の比較

(2) 変位塑性率 μ_d の回帰式

式(5)から分かるように、非弾性変位応答スペクトル S_d の回帰式を求めるためには、(1)で求めた所要降伏強度比 R_r のスペクトル値及び道示の標準加速度応答 S_{ae} のスペクトル値に対する回帰式他に、 R_r に対応する変位塑性率 μ_d の回帰式が必要となる。それゆえ、本研究では、この μ_d についても、模擬地震動各12波に対する平均応答値を目標として、次式のような回帰式を導いた。

$$\mu_d(T) = (F_0 \cdot \mu_u + F_1) \cdot T + (F_2 \cdot \mu_u + F_3) \quad (10)$$

ここで、式(10)の $F_0 \sim F_3$ は回帰係数であり、各地震動タイプ、地盤種別に対し、それぞれ、表-4のようである。

表-4 μ_d の回帰係数(式(10))

回帰係数	タイプⅠ地震動			タイプⅡ地震動		
	Ⅰ種地盤	Ⅱ種地盤	Ⅲ種地盤	Ⅰ種地盤	Ⅱ種地盤	Ⅲ種地盤
F_0	0.001	0.000	-0.008	-0.008	-0.164	-0.027
F_1	0.011	0.014	0.028	0.027	0.026	0.078
F_2	0.257	0.262	0.277	0.260	0.285	0.297
F_3	0.800	0.791	0.758	0.795	0.760	0.740

5. 2 回帰結果と解析結果との比較

図-7は、終局変位塑性率 $\mu_u=4.0$ とした場合について、上記の5.1(1)及び(2)で導いた R_r 及び μ_d の回帰式と道示の標準加速度応答スペクトル S_{ae} の回帰式を式(5)に代入して求めた変位応答スペクトルの回帰結果とこれに対応する応答解析結果を、地震動タイプ及び地盤種別ごとに、比較したものである。図より、変位応答が複雑に変化する固有周期 $T=1.5 \sim 2.0$ 秒以上の長周期範囲を除けば、回帰による結果は、解析結果を比較的良好に再現していることが分かる。

6. 単柱式 RC 橋脚への適用

ここでは、単柱式 RC 橋脚を対象として、5.で求めた

変位応答スペクトルの回帰式を用いた「変位に基づく耐震設計法」の設計手順について説明する。そして、次の6.1で述べる設計条件を持つ、単柱式 RC 橋脚の設計例に対する各手順の数値計算結果を示すと同時に、最終の設計結果を表示し、道示の保有水平耐力法による結果と比較・検討する。

6. 1 設計条件

設計の対象とした橋脚は、図-8に示すような、円形断面からなる T 型の単柱式 RC 橋脚であり、上部構造は B 活荷重を載荷した単純桁橋とした。そして、基礎は場所打ちの杭基礎、地盤はⅡ種地盤とし、上部構造重量 $W_u=500$ (tf)、柱高さ $h_p=8.0$ (m)、断面径 $\phi=3.3$ (m)とした。その他の形状・寸法は、図-8に示す通りとした。また、コンクリート及び鉄筋の強度と弾性係数については、つぎのような一般的な値を用い、鉄筋は段落としのない 2 段配筋とした。

【コンクリート】

圧縮強度 $f_c'=2.35$ (MPa):(240(kgf/cm²))

弾性係数 $E_c=2.45$ (GPa):(2.5 $\times 10^5$ (kgf/cm²))

【鉄筋(SD345)】

圧縮強度 $f_y=34.3$ (MPa):(3500(kgf/cm²))

弾性係数 $E_s=20.6$ (GPa):(2.1 $\times 10^6$ (kgf/cm²))

6. 2 「変位に基づく耐震設計法」の設計手順

(1) 設計手順

図-9に示す設計計算フローの①～⑦に対応させて、「変位に基づく耐震設計法」の設計手順を説明すると以下のようである。

- ① まず、対象橋脚(等価1自由度系構造物)の目標変位 S_d 、等価質量 m^* 及び橋脚の目標固有周期 T を設定する。

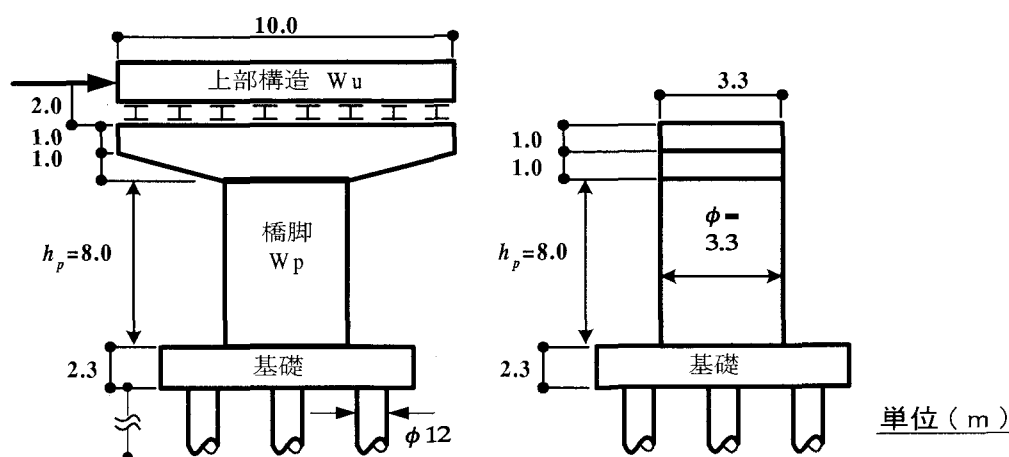


図-8 設計橋脚の形状・寸法

② 5. で導いた所要降伏強度比 R_r (式(8), 式(9)), 変位塑性率 μ_d (式(10)) 及び道示の標準加速度応答スペクトル S_{ae} の回帰式より求まる変位応答スペクトル S_d の回帰式を用いて, ①で設定した目標変位 S_d と目標固有周期 T を満たすような終局変位塑性率 μ_u を算定する。

③ ②で求めた終局変位塑性率 μ_u と, ①で設定した目標固有周期 T に対応した所要降伏強度比 R_r と弾性加速度応答スペクトル S_{ae} を用いて, 式(11)より, 降伏加速度を計算し, これに式(12)のように等価質量 m^* を掛けることにより, 単柱式 RC 橋脚の要求耐力 F_y (設計地震力) を求める。

$$S_{ay} = R_r \cdot S_{ae} \quad (11)$$

$$F_y = m^* \cdot S_{ay} \quad (12)$$

④ そして, 求めた要求耐力 F_y を満足する, すなわち降伏時水平耐力(保有水平耐力) P_y が $F_y \leq P_y$ となるように断面設計を行い, 保有水平耐力 P_y , 鉄筋(主鉄筋及び帯鉄筋)量, 終局変位塑性率 μ_u^* 等を求める。

⑤ ④で求めた保有水平耐力 P_y と降伏変位 δ_y を用いて, 式(13)より, 橋脚の固有周期 T^* を算出する。

$$T^* = 2\pi \cdot \sqrt{m^* \cdot \delta_y / P_y} \quad (13)$$

⑥ 設計橋脚の固有周期が, ①で設定した目標固有周期に近いものになっているかどうかを判定するため, 式(14)の収束判定誤差 ε_T を計算する。そして, この ε_T が許容誤差内であれば, 目標値を満足したものとみなし, ⑦の手順へ移る。そうでなければ, ④に戻る。なお, 本研究では, この許容誤差は 1%以内として設計している。

$$\varepsilon_T = \left| T - T^* \right| / T \times 100(\%) \quad (14)$$

⑦ 最後に, 設計橋脚の終局変位塑性率 μ_u が, ②で算定した終局変位塑性率に近いものになっているかどうかの収束判定誤差 ε_μ を式(15)より求める。そして, 求めた ε_μ が許容誤差内(1%以内)であれば, 設計橋脚の応答変位 S_d^* が目標変位 S_d とほぼ等しくなったものとみなし, 設計を終了する。そうでなければ, ⑤に戻る。

$$\varepsilon_\mu = \left| \mu_u - \mu_u^* \right| / \mu_u \times 100(\%) \quad (15)$$

(2) 設計例

(1) の設計手順に従い, 図-8 に示す形状・寸法と 6. 1 で述べた設計条件をもつ単柱式 RC 橋脚が, タイプ I 地震動にくらべ, その影響が支配的であるタイプ II 地震動を受けた場合を対象として, 目標変位を 20(cm) に,

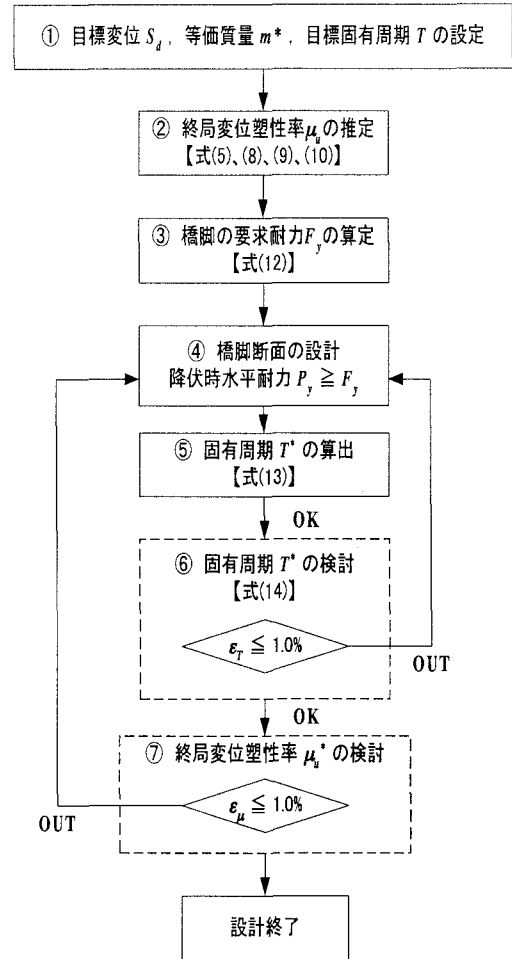


図-9 設計計算フロー

固有周期 T を 0.55(sec) に設定して, これらを満たすように橋脚の断面設計を行なった。この場合の各設計手順における数値計算結果を示すと次のようである。

①目標変位 S_d : 20(cm)
等価質量 m^* : 65.94(tf·sec²/m)
目標固有周期 T : 0.55(sec)

②終局変位塑性率 μ_u : 12.39

③要求耐力 F_y : 416.9 (tf)

④保有水平耐力 P_y : 418.0
橋脚躯体剛性 K : 8549(tf/m)
降伏変位 δ_y : 4.889(cm)
終局変位 δ_u : 60.02(cm)

⑤設計橋脚の固有周期 T^* : 0.555(sec)

⑥収束判定誤差 ε_T : 0.879(%) < 1.0%

⑦設計橋脚の終局変位塑性率 μ_u^* : 12.28
収束判定誤差 ε_μ : 0.350(%) < 1.0%

(3) 地震時保有水平耐力法との比較

本研究では、現行・道示の地震時保有水平耐力法と本研究で提案した変位応答スペクトルを用いた「変位に基づく耐震設計法」の相違を比較するため、(2)で紹介した設計例と同じ設計条件をもつ単柱式 RC 橋脚を対象として地震時保有水平耐力法による設計も行った。

なお、地震時保有水平耐力法における許容塑性率 μ_a と地震応答解析により求めた変位塑性率 μ_d との間には理論的な対応関係はないが、地震時保有水平耐力法における設計の際には、許容塑性率と降伏変位より求めた許容変位 $\delta_y \cdot \mu_a$ が「変位に基づく耐震設計法」の目標変位 S_d とほぼ等しくなるように設計した。また、目標変位 S_d に対する収束判定時の許容誤差 ε_d は1%とした。

表-5 は、設計法の相違による設計結果の比較を行ったものであり、両設計で目標とした固有周期 T と目標変位 S_d （許容変位 $\delta_y \cdot \mu_a$ ）、並びに、これらの目標値に対する設計値の誤差を示している。また、表-6 には、両設計法による主鉄筋及び帯鉄筋の鉄筋量と配筋の相違について比較している。

表-5 より、地震時保有水平耐力法による設計結果は、「変位に基づく耐震設計法」の結果に比べ、橋脚の保有水平耐力 P_y は少し大きな値となっているが、終局変位塑性率 μ_u がかなり小さくなり、降伏後のねばり（靱性）があまり期待できない設計となっていることが分かる。すなわち、「変位に基づく耐震設計法」と同じ終局変位塑性率 μ_u を有する橋脚を設計するためには、地震時保有水平耐力法では、より大きな設計地震力を考慮して設計しなければならないことになる。これらのことより、本研究で提案した「変位に基づく耐震設計法」では、変位応答スペクトルを考慮することにより、強震時における構造物の応答変位をより合理的に設計結果に反映できるものと思われる。

7. おわりに

本研究では、橋脚の「変位に基づく耐震設計法」を導くための基礎的研究として、非弾性地震応答解析より、修正 Park らの損傷指標 D の所定値 $D_r=0.4$ を満たす損傷制御型の非弾性変位応答スペクトルを求めた。そして、

表-5 変位に基づく耐震設計法と地震時保有水平耐力法との比較

設計法	変位に基づく耐震設計法	地震時保有水平耐力法
保有水平耐力 P_y (tf)	417.968	426.203
躯体剛性 K (tf/m)	8549	8764
降伏変位 δ_y (cm)	4.889	4.863
終局変位 δ_u (cm)	60.017	27.757
許容塑性率 μ_a	8.517	4.139
許容変位 $\delta_y \times \mu_a$	—	20.128
目標変位 S_d (cm)	20	
誤 差 ε_d	—	0.640%
固有周期 T^* (sec)	0.555	0.548
目標—固有周期 T (sec)	0.55	
誤 差 ε_T	0.897%	0.348%
終局変位塑性率 μ_u^*	12.276	5.708
目標—終局変位塑性率 μ_u	12.319	—
誤 差 ε_μ	0.350%	—

表-6 設計橋脚の詳細

① 軸方向鉄筋 2段

	かぶり (mm)		鉄筋径	ピッチ (mm)	本数 (本)	A_s (cm ²)	σ_l
	一段目	二段目					
提案法	100	180	D29	145	64	822.272	0.961%
保耐法	140	280	D29	121	71	912.208	1.067%

② 横拘束筋〔帯鉄筋〕2段

	鉄筋径	ピッチ (mm)	本数 (本)	A_h (cm ²)	d (mm)	σ_s
提案法	D19	62	2	5.73	3100	1.193%
保耐法	D19	132	2	5.73	3020	0.575%

地震動タイプ、地盤種別及び終局変位塑性率 μ_d の相違が解析結果に及ぼす影響について若干の比較検討を行った。また、所要降伏強度比 R_y と変位塑性率 μ_d に対する回帰式を導き、これらより、「変位に基づく設計法」に適用できる非弾性変位応答スペクトルの作成を試みた。そして、単柱式RC橋脚を対象として、この作成した非弾性変位応答スペクトルを用いた「変位に基づく耐震設計法」を提案し、その設計結果をもとに、地震時保有水平耐力法との相違について若干の比較検討を行った。

本研究で得られた主な結果を要約しておけば、以下のようである。

- (1) 道示の標準加速度応答スペクトル S_{ae} と変位塑性率 μ_d 及び所要降伏強度比 R_y の回帰式を用いて、比較的精度良く、非弾性変位応答スペクトルを導くことができる。
- (2) 導いた非弾性変位応答スペクトルを用いた単柱式RC橋脚の「変位に基づく耐震設計法」を提案し、その設計結果を紹介して、1自由度系にモデル化できる簡単な構造物については変位に基づく耐震設計の可能性を示した。
- (3) 提案した「変位に基づく設計法」による単柱式RC橋脚の設計結果は、現行・道示の地震時保有水平耐力法に比べ、降伏後のねばり(靱性)をより期待できる設計となることが分かった。ただし、この(3)の結論はいたって限られた設計例から得られたものであり、本論文で提案した変位に基づく耐震設計法と現行の保有水平耐力法との優劣等の比較については、多くの設計例を基に、さらなる検討が必要と考えている。

謝辞：本研究は、一部文部省科学研究費(平成13年度～平成15年度科学研究費補助金:基盤研究(C)(2)、課題番号13650523)の助成を受けたものであります。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 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)，2002年3月
- 2) Mervyn J.Kowalsky, M.J.Nigel Prisetley and Gregory A.Mcrae：Displacement-based design of bridge columns in seismic regions, Earthquake engineering and structural dynamics, Vol.24, pp.1623-1643(1995)
- 3) G.M.Calvi, G.R.Kingsley：Displacement-based seismic design of multi-degree-of-freedom bridge structures, Earthquake engineering and structural dynamics, Vol.24, pp.1247-1266(1995)
- 4) Peter Fajfar：Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra, Earthquake engineering and structural dynamics, Vol.28, pp.979-993(1999)
- 5) 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講演概要，pp.49-52, 1983.7.
- 6) 沢田 勉・永江正宏・平尾 潔：位相差分による地震動継続時間の定義とその統計解析，土木学会論文集 No.386/I-5, pp.373-382, 1986.4
- 7) Park, Y.J., Ang, A.H-S. and Wen, Y.K.：Damage-limiting aseismic design of buildings, earthquake spectra, Vol.3, No.1, pp.1-26, Feb.1987
- 8) Georah A., Aly N. M., and El-Attar M.: Seismic reliability assessment of existing reinforced concrete buildings, Journal of Earthquake Engineering, Vol.2, No.4, pp.569-592(1998)
- 9) 平尾 潔，澤田 勉，成行義文：地震応答解析に用いる降伏強度比の定義とその互換性について，土木学会論文集，No.465/I-23, pp.159-162, 1993.4.
- 10) 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

(2003年9月12日受付)