

徳島大学大学院 学生員 ○三木 保雄 徳島大学工学部 フェロー 平尾 潔  
 徳島大学工学部 正会員 成行 義文 日立造船 (株) 正会員 坂上 幸謙

1. はじめに 本研究では、加速度-変位応答スペクトルを用いた道路橋の新たな耐震設計法を開発するための基礎的研究として、道路橋示方書<sup>1)</sup>(以下、道示と呼ぶ)のレベル 2 地震動に対応した非弾性加速度-変位応答スペクトルを非弾性応答解析より求め、その回帰式を導いた。そして、この回帰式を用いて、単柱式 RC 橋脚をキャパシティースペクトル法<sup>2)</sup>、すなわち、「力と変位に基づく設計法」で設計し、現行の地震時保有水平耐力法の設計計算結果と比較検討した。

2. キャパシティースペクトル法 キャパシティースペクトル法とは、図-1 に示すように、設計対象構造物の等価 1 自由度系に対する荷重  $Q^*$ -変位  $D^*$  関係の  $Q^*$  を質量  $M^*$  で除して得られるキャパシティースペクトルと、この等価 1 自由度系の構造特性値に対応する加速度-変位応答スペクトルを対比して描き、加速度及び変位の許容値(Capacity)と応答値(Demand)の大小関係から、力と変位に対する耐震安全性を同時に照査しようとする方法である。

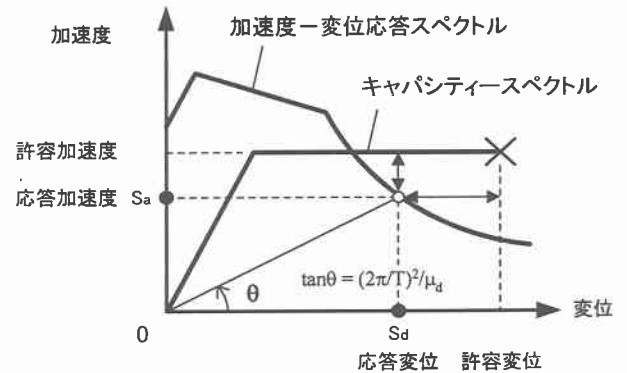


図-1 キャパシティースペクトル法

表-1 構造特性値

|                 |                                     |
|-----------------|-------------------------------------|
| 減衰定数 $h$        | 0.05                                |
| 弾塑性剛性比 $\gamma$ | 0.00                                |
| 固有周期 $T$        | 0.1~3.0秒の範囲を<br>0.1秒で刻んだ30通りの値      |
| 終局変位靱性率 $\mu_u$ | 1.0<br>1.5, 2.0, 3.0, 4.0, 6.0, 8.0 |
| 損傷指標 $D$        | 0.40                                |
| 正の係数 $\beta$    | 0.15                                |

3. 入力地震動と構造特性値 本研究では、道示 V 耐震設計編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作成した模擬地震動 72 波を入力地震動として用いた。また、1 自由度系の構造特性値としては表-1 の値を、また、復元力特性としては完全弾塑性型の Bi-linear モデルを用いた。

4. 加速度-変位応答スペクトルとその回帰式 加速度-変位応答スペクトルとは、式(3)で表される応答加速度  $S_a'$  と応答変位  $S_d$  の関係を図-1 のように、縦軸に加速度  $S_a'$ 、横軸に変位  $S_d$  をとってプロットしたスペクトルであり、構造物の固有周期  $T$  は応答値と原点を結んだ放射線の傾きの値が分かれば、式(4)より求めることができる。(1)

$$S_{de} = (1/\omega_0^2) \cdot S_{ae} = (T^2/4\pi^2) \cdot S_{ae}$$

$$S_a' = S_{ae} \cdot R_r \tag{2}$$

$$S_d = \mu_d \cdot R_r \cdot S_{de} = \mu_d \cdot R_r \cdot (T^2/4\pi^2) \cdot S_{ae} = \mu_d \cdot (T^2/4\pi^2) \cdot S_a' \tag{3}$$

$$A = \tan \theta = (S_a'/S_d) = (1/\mu_d) \cdot (2\pi/T)^2 \tag{4}$$

ここで、 $S_{ae}$ 、 $S_{de}$ 、 $S_a'$  及び  $S_d$  は、それぞれ、弾性応答加速度、弾性応答変位、非弾性応答加速度及び非弾性応答変位スペクトル値である。また、 $\omega_0$ 、 $R_r$  及び  $\mu_d$  は、それぞれ、構造物の固有円振動数、所要降伏強度比<sup>3)</sup>及び変位靱性率である。図-2 は、タイプ II 地震動の II 種地盤を対象として、 $\gamma=0.0$ 、 $h=5\%$ 、 $D=0.4$ 、 $\beta=0.15$  とし、 $\mu_u$  の値を 2, 3 変化させた場合の平均加速度-変位応答スペクトルとそれらの回帰値を比較して示したものである。図-2 から分かるように、

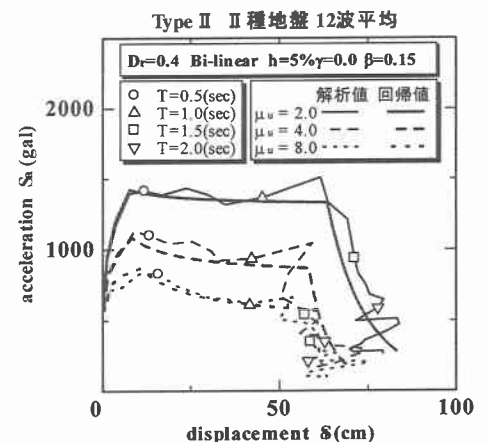


図-2 解析結果と回帰結果の比較

これらを直接回帰するのは困難である。そこで、本研究では、式(1)~(3)の関係を考慮して、まず、所要降伏強度比  $R_r$  の回帰式を導き、これと道示の弾性加速度応答スペクトル  $S_{ae}$  を用いて、式(2)より加速度応答スペクトル  $S_a'$  を回帰し、また、変位靱性率  $\mu_d$  の回帰式も導き、式(3)より変位応答スペクトル  $S_d$  を回帰した。そして、これらの  $S_a'$  及び  $S_d$  の回帰式を用いて、設計用加速度-変位応答スペクトルを作成した。

5. 単柱式 RC 橋脚への適用例 ここでは、4. で求めた設計用加速度-変位応答スペクトルを用いた「力と変位に基づく設計法」と現行の地震時保有水平耐力法による設計計算結果を比較して示し、若干の考察を行う。

(1) 設計条件 上部構造はB活荷重を載荷した単純橋、下部構造は円形断面を有するT型単柱式RC橋脚、基礎は杭基礎で場所打ち杭工法を対象とした。また、II種地盤を対象とし、上部構造重量 $W_u=500$ (tf)、柱高さ $h_p=6$ (m)、断面形 $\phi=2.5$ (m)として橋脚の設計を行った。橋脚の形状と、規定値として用いたその他の寸法は、図-3に示すとおりである。また、その他の条件として、コンクリート及び鉄筋については一般的な値を用い、鉄筋は2段配筋とした(段落しは行っていない)。

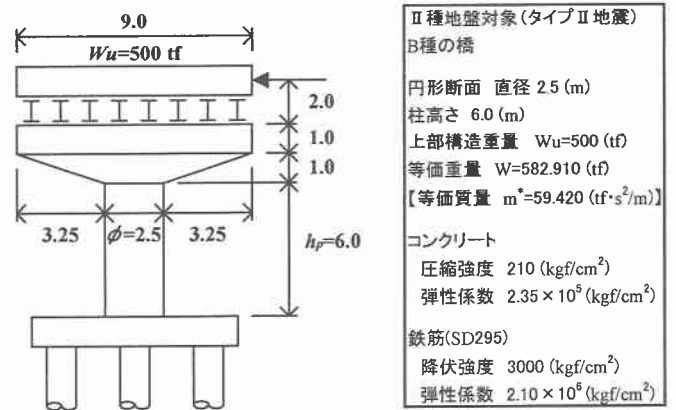


図-3 設計橋脚の形状図と条件

(2) 力と変位に基づく設計法

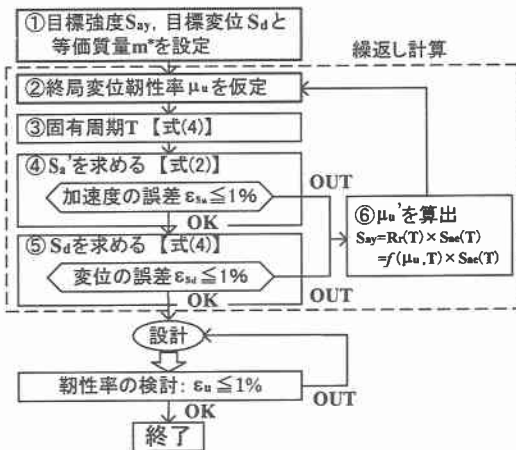


図-4 「力と変位に基づく設計法」の計算フロー

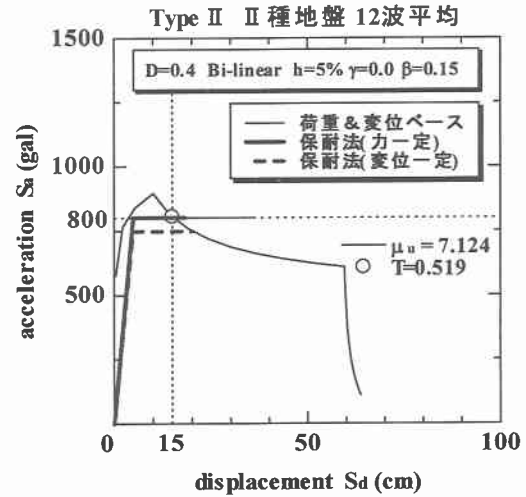


図-5 設計結果の比較(力と変位に基づく設計法)

表-2 設計結果の比較(力と変位に基づく設計法)

| 力及び変位に基づく設計法                      |         | 保有水平耐力法(力一定)                      |         | 保有水平耐力法(変位一定)                     |         |
|-----------------------------------|---------|-----------------------------------|---------|-----------------------------------|---------|
| 等価質量 $m^*$ (tf·s <sup>2</sup> /m) | 59.420  | 等価質量 $m^*$ (tf·s <sup>2</sup> /m) | 59.420  | 等価質量 $m^*$ (tf·s <sup>2</sup> /m) | 59.420  |
| 目標耐力 $F_y$ (tf)                   | 475.360 | 設計地震力 $k_{he}W$ (tf)              | 472.157 | 設計地震力 $k_{he}W$ (tf)              | 443.011 |
| 保有耐力 $P_a$ (tf)                   | 476.447 | 保有耐力 $P_a$ (tf)                   | 475.777 | 保有耐力 $P_a$ (tf)                   | 444.283 |
| 目標加速度 $S_a$ (gal)                 | 800     | 設計加速度 $S_a$ (gal)                 | 794.610 | 設計加速度 $S_a$ (gal)                 | 745.559 |
| 降伏加速度 $S_{ay}$ (gal)              | 801.831 | 降伏加速度 $S_{ay}$ (gal)              | 800.702 | 降伏加速度 $S_{ay}$ (gal)              | 747.701 |
| 固有周期 $T^*$ (sec)                  | 0.519   | 固有周期 $T^*$ (sec)                  | 0.490   | 固有周期 $T^*$ (sec)                  | 0.503   |
| 終局変位靱性率 $\mu_u$                   | 7.109   | 終局変位靱性率 $\mu_u$                   | 3.744   | 終局変位靱性率 $\mu_u$                   | 4.191   |
| 許容塑性率 $\mu_a$                     | 2.976   | 許容塑性率 $\mu_a$                     | 2.829   | 許容塑性率 $\mu_a$                     | 3.128   |
| 降伏変位 $\delta_y$ (cm)              | 5.041   | 降伏変位 $\delta_y$ (cm)              | 4.864   | 降伏変位 $\delta_y$ (cm)              | 4.798   |
| 目標変位 $S_d$ (cm)                   | 15      | 許容変位 $S_d$ (cm)                   | 13.760  | 許容変位 $S_d$ (cm)                   | 15.008  |

表-2の耐力及び変位を目標とした本法の「力と変位に基づく設計法」による結果と保耐法の結果を比較すると、本法の方が、耐力 $P_a$ を等しくした場合には、靱性( $\mu_u$ ,  $\mu_d$ )が大きくなり、降伏後の粘りをより期待した設計となる。また、目標変位 $S_d$ と保耐法の許容変位 $S_d (= \mu_a \times \delta_y)$ を等しくした場合には、耐力 $P_a$ と終局変位靱性率 $\mu_u$ がともに大きくなり、耐力だけでなく変位に対しても安全側の設計となっている。

6. まとめ 本研究で導いた加速度-変位応答スペクトルの回帰式は、実際の橋脚で想定される固有周期 $T=1.0$ 秒前後以下では比較的精度の良い結果を与える。また、限られた設計例からではあるが、加速度-変位応答スペクトルを用いた「力と変位に基づく設計法」による結果は、現行の保耐法よりも耐力あるいは靱性を高くする必要があり、安全側の設計となる。

7. 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)Peter Fajfar：Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra, Earthquake Engng., Vol.28, pp.979-993, 1999. 3)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, 1995/10.