

(株)竹中土木 正員 ○平井 卓

(株)竹中工務店 杉本 三千雄

1. 概要 道路橋のRC橋脚に対する保有水平耐力レベルの設計においては、1自由度の非線形系の最大応答変位を線形弾性系の最大応答変位から簡便に算出できる等価エネルギー法¹⁾を適用している。免震橋梁は保有水平耐力レベルの地震入力に対して、免震装置と橋脚の両者が塑性化する可能性があり、2自由度の非線形系と考えられるが、1次モードが卓越した振動性状を示すために1自由度系について適用される等価エネルギー手法が適用可能であると考えられる。ここでは、免震橋梁のRC橋脚の保有水平耐力レベルにおける最大塑性率の推定を等価エネルギー手法を用いて行う手法を提案し、この手法による最大塑性率の推定値と非線形形の動的解析による最大塑性率応答値の比較をおこなった。

2. 最大塑性率の推定手法 免震装置、RC橋脚のスケルトンが図-2.1のように示される場合に、それぞれの最大変位に対し最大塑性率 ν 、 μ を次式の様に定義するものとする。

$$\text{装置最大塑性率: } \nu = U_{\max} / U_y \quad (2.1) \quad \text{橋脚最大塑性率: } \mu = \delta_{\max} / \delta_y \quad (2.2)$$

$U_{\max}$: 免震装置最大変位 U_y : 免震装置降伏変位 $\delta_{\max}$: 橋脚上端最大変位 δ_y : 橋脚降伏変位
一般に免震装置の剛性は、下部構造の剛性に比較して小さいため、免震装置を用いた橋では桁の並進が卓越した1次振動モードが支配的となる²⁾と考えられる。従って免震装置と橋脚に最大変位を生じる時刻は、ほぼ等しいと考えられこの時刻における最大ひずみエネルギーは、免震装置、橋脚に対して次式で表すことができる。

$$E_i = \frac{1}{2} \frac{q_d}{K_1 - K_2} \left(\frac{K_2}{K_1 - K_2} v^2 + 2\nu - 1 \right) \quad (2.3) \quad E_p = \frac{1}{2K_p} \left(\frac{p_y}{q_d} \left(\frac{K_y}{K_p - K_y} \mu^2 + 2\mu - 1 \right) \right) \quad (2.4)$$

E_i : 免震装置の最大ひずみエネルギー E_p : 橋脚の最大ひずみエネルギー K_1 : 免震装置の1次剛性

K_2 : 免震装置の2次剛性 K_p : 橋脚の降伏剛性 K_y : 橋脚の3次剛性 q_d : 免震装置の降伏荷重

p_y : 橋脚の降伏荷重

今、1次モードで振動する2自由度系に対して等価エネルギー法が適用できるものとする、免震装置、橋脚のスケルトンが多少変化しても $E_i + E_p = \text{CONST.}$ が成立するので(2.5)式の微分方程式が成立する。

(2.5)式に(2.3)式(2.4)式を代入することにより、(2.6)式の関係が求められる。

$$\frac{dE_i}{d\mu} = \frac{dE_i}{d\nu} + \frac{dE_p}{d\mu} = 0 \quad (2.5) \quad \nu = -\beta \frac{K_1 - K_2}{K_p} \left(\frac{p_y}{q_d} \right) \mu + C \quad (2.6)$$

C: 積分定数 β : $(= 1 + W_p / W_u)$ W_p : 橋脚の有効重量 W_u : 上部工重量

免震設計においては、免震装置の設計変位 U_B は、橋脚を降伏剛性の弾性とした場合の免震装置の最大変位とほぼ等しいと考えられるので、積分定数Cは、 U_B を用いて次式の様に表すことができる。

$$C = \frac{K_1 - K_2}{q_d K_p} \left\{ U_B (K_p + \beta K_2) + \beta q_d \right\} \quad (2.7)$$

一方、系が1次モードで振動する場合には、力の釣合条件より、(2.8)式が成立する。この式に対し図-2.1のスケルトンの特性を考慮すれば(2.9)式の関係が得られる。

$$F_p = F_i (1 + W_p / W_u) \quad (2.8) \quad F_p: \text{橋脚上端の最大水平力} \quad F_i: \text{免震装置の最大水平力}$$

$$\nu = \frac{K_1 - K_2}{\beta K_2 K_p} \left\{ \left(\frac{p_y}{q_d} \right) \mu + (K_p - K_y) \left(\frac{p_y}{q_d} \right) K_p \right\} \quad (2.9)$$

(2.6)式(2.7)式及び(2.9)式より、橋脚の最大塑性率 μ は次式のように表すことができる。

$$\mu = \frac{\beta (K_p + \beta K_2) \left(\frac{q_d + U_B K_2}{p_y} \right) \cdot (K_p - K_y)}{K_y + \beta^2 K_2} \quad (2.10)$$

3. 推定式の評価 橋脚の最大塑性率の推定式(2.10)式を検証するため、既に免震設計された橋梁の図-3.1に

示す様な1橋脚を、図-3.2に示す様な2自由度系の質点モデルにモデル化した。この免震橋梁は、Ⅱ種地盤上で設計されており地震時保有水平耐力レベルの固有周期は約1.5秒であり、免震装置の設計変位は約30cmである。免震装置、橋脚のスケルトンの特性は、表-3.1に示したとおりである。この解析モデルに図-3.3に示した免震設計法マニュアル（案）における地震時保有水平耐力レベルのⅠ種地盤用、Ⅱ種地盤用及びⅢ種地盤用の標準加速度波形の最大加速度を変化させて入力し、非線形の時刻歴応答解析をおこなった。この時免震装置は、バイリニア型橋脚は、トリリニア型の履歴特性を有するものとした。時刻歴応答解析によって求められた橋脚の最大塑性率 μ と(2.10)式によって求められる $\hat{\mu}$ の関係を示したのが図-3.4である。この図より、(2.10)式による推定値は、動的解析による結果をある程度の精度で予測できる事がわかった。また各入力波ごとに $\hat{\mu}/\mu$ がほぼ一定であることより、(2.10)式にある係数を掛けることで動的解析によって得られる最大塑性率を推定することが可能と考えられる。

4. まとめ 免震橋梁を1次モードで振動する2自由度系とみなした場合に、系全体に対し等価エネルギー則を適用した最大塑性率の推定式は、動的解析によって得られる最大塑性率応答をある程度の精度で予測できることがわかった。また地震波ごとに推定式に係数を掛ければより推定式の精度は上がるものと考えられる。しかしながら地震波の性質に関係すると考えられるこの係数を導く手法はまだ不明であり今後の課題である。

なお、本報告は建設省土木研究所と民間28社との官民連帯共同研究「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」の一環としておこなったものであり、関係者各位に深く感謝の意を表します。

（参考文献）1）小山達彦、川島一彦、長谷川金二；等価エネルギー法の適用性に関する検討、第18回土木学会地震工学研究発表会、1985 2）建設省土木研究所；道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その3）、1992 3）（財）日本道路協会；道路橋示方書・同解説V耐震設計編、1990

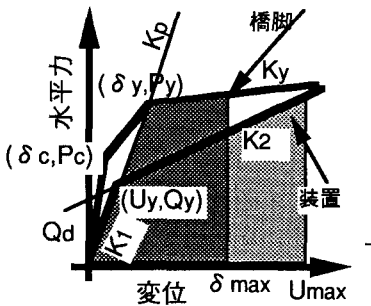


図-2.1 免震装置、橋脚スケルトン

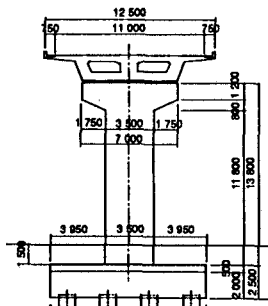


図-3.1 対象橋脚

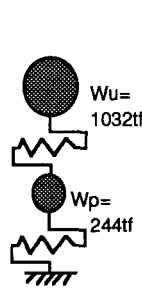


図-3.2 解析モデル

表-3.1 スケルトンの特性

免震装置	Qd (tf)	128.3
	Qy (tf)	151.6
	Uy (cm)	1.4
	K1 (tf/m)	10558.0
	K2 (tf/m)	1624.0
橋脚	P (tf)	232.0
	δc (cm)	0.6
	Py (tf)	515.0
	δy (cm)	3.6
	Kp (tf/m)	14305.0
	Ky (tf/m)	929.0

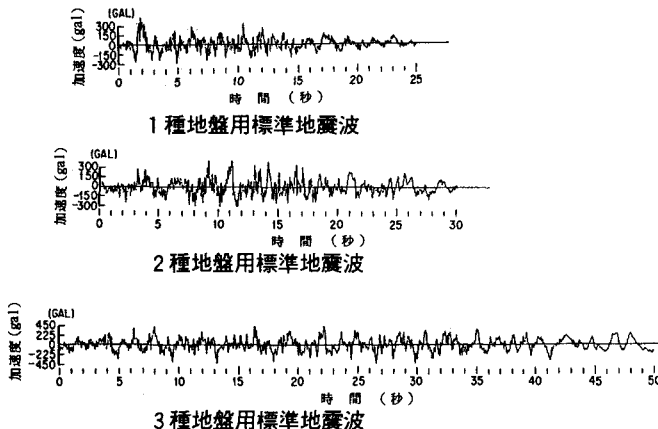


図-3.3 入力地震波

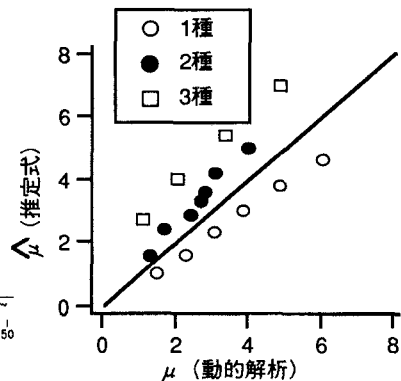


図-3.4 推定式の評価