

I - B342 免震橋梁の大規模地震時の等価水平震度設定に関する一提案

開発コンサルタント(株) 正会員 ○謝 嬋娟
同 上 正会員 山下幹夫

1. まえがき

免震設計は、大規模地震時においても、その地震エネルギーを免震支承に集中させ、橋脚部の損傷を制御しようとする設計方法である。しかしながら、阪神大震災のような大規模地震レベルの入力地震動を従来の設計法にて対応した場合、免震支承の変形が過大となり、支承の耐荷力からも設計が困難となったり、結果として橋脚損傷の制御が不可能となる問題が生じた。新しい設計法では、地震規模に応じて橋脚のじん性を考慮し、弾性地震力の低減を図る等価水平震度式が導入されているが、橋脚のじん性に加えて支承の非線形性も考慮して免震設計に用いる等価水平震度を算出すれば、より現実に近い状況で設計ができると考えられる。そこで、本文では、免震支承の非線形性または等価剛性などを考慮したうえで、橋脚のじん性による弾性地震力の低減式（設計水平震度と等価水平震度の関係式）を提案する。

2. 基本思想と提案式

大地震時に免震設計を用いる場合、RC橋脚は免震支承部と橋脚基部の両方に塑性ヒンジが生じている（図-1）。

この状況は、厳密的にはエネルギー一定則の適用性が疑問視される構造形である。

しかしながら、免震橋の振動は、水平振動の一次モードが卓越し、橋脚基部に比べて支承部に生じる非線形性が顕著である。そこで、一般化座標では1自由度系の振動と考え、エネルギー一定則が適用できるものとした。

エネルギー一定則によれば、弾塑性応答と弾性応答の両者の入力エネルギーが等しいと考えるので、基本式を式(1)のように書くことが出来る。

$$\frac{P_E^2}{2K_r'} = \frac{P_Y^2}{2K_B} + \frac{P_Y^2 (K_B - K_2) (K_1 - K_B)}{2K_B^2 (K_1 - K_2)} + \frac{P_Y^2}{2K_P} + \frac{P_Y^2 (\mu_m - 1)}{K_P}$$

式(1)

$$K_{he}/K_{hc} = P_Y/P_E = 1 / \sqrt{K_r' / K_c + 2(\mu_m - 1)K_r' / K_P + (K_B - K_2) (K_1 - K_B) K_r' / [K_B^2 (K_1 - K_2)]} \quad \text{式(2)}$$

ここで、 P_E は弾性応答作用力、 P_Y は降伏水平耐力、 K_B 、 K_1 、 K_2 はそれぞれ免震支承の等価剛性、1次剛性と2次剛性、 K_P は橋脚の剛性、 K_c と K_r' は合成剛性（ $1/K_c = 1/K_B + 1/K_P$ 、 $1/K_r' = 1/K_1 + 1/K_P$ ）、 μ_m は橋脚の許容塑性率、 K_{he} は地震時保有水平耐力法に用いる免震橋の等価水平震度、 K_{hc} は地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震

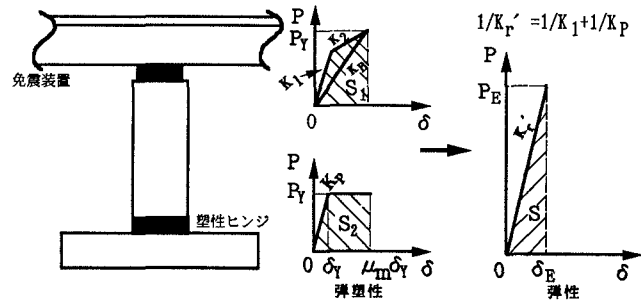


図-1 免震支承をパイリニアモデルとした場合の弾塑性応答

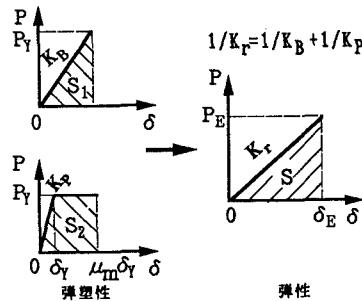


図-2 免震支承を等価線形モデルとした場合の弾塑性応答

免震設計 弾塑性応答 等価水平震度 RC橋脚

〒110 東京都台東区東上野2-9-4 TEL 03-3831-2164 FAX 03-5688-0469

度を表している。

なお、免震装置の非線形性をバイリニアモデルとせず、等価線形モデルとする場合は（図-2）、免震装置の減衰を橋の減衰定数 h に基づく補正係数 C_E により考慮すると、式(2)を式(3)のように書き換えることができる。

$$\left. \begin{aligned} K_{hca}/K_{hca} &= 1/\sqrt{1+2(\mu_s-1)K_r/K_p} \\ K_{hca} &= C_E \cdot K_{hc} \end{aligned} \right\} \text{式(3)}$$

3. 解析による検証

提案した式(2)と式(3)を検証するために、 K_B/K_P をパラメータとし、各式を用いて等価水平震度と設計水平震度の比(K_{hea}/K_{hc})を試算した。この試算に用いた定数は以下の通りである。

$$\mu_s = 3, C_E = 0.8, K_1 = 4K_B, K_1 = 6.5K_2$$

結果を表-1に示す。また、比較のために通常の免震設計で用いる式(4)¹⁾による計算結果も同表に示す。

$$\left. \begin{aligned} K_{hea}/K_{hca} &= 1/\sqrt{2\mu_s-1} \\ K_{hca} &= C_E \cdot K_{hc} \end{aligned} \right\} \text{式(4)}$$

試算結果より、通常用いる式(4)は、支承と橋脚に生じるじん性を一体で考慮する場合の式(2)に比べ、20%程小さくなり、地震動を過少評価する傾向にあることが判明した。さらに、式(2)を簡略化した式(3)（免震支承を等価線形モデル化とする

場合）は、 K_B/K_P の値が小さくなるほど、式(2)との差が大きくなる傾向を示している。

等価水平震度の妥当性を検証するため、10径間連続鋼1桁免震橋²⁾をモデルにし、現行手法と提案式をそれぞれ用いて静的設計と動的解析による照査を行った。その結果（表-2と図-3）、提案式による免震設計は現行設計法に比べ、橋脚の塑性変形が減少し、動的応答値を精度良く推定でき、本来の免震設計主旨を満足するようなど価水平震度を与えるものと考えられる。

4. まとめ

阪神大震災を契機に免震橋梁が増加しているなか、大地震時においても橋脚の損傷を制御し、より安全性の高い橋梁となる等価水平震度を与える式を提案し、その有効性も確認できた。しかしながら、本検討は限られた条件のもとに検討したものであり、検証は不十分である。よって、今後この点に対する検証作業が種必要であると考えている。

【参考文献】

1) (財)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、平成8年12月

2) (財)日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案)、平成7年6月

表-1 等価水平震度と設計水平震度の比(K_{hea}/K_{hc})

計算方法	K_B/K_P	∞	1	1/2	1/3	1/5	1/10	0
免震支承をバイリニアでモデル化する場合、式(2)		0.447	0.444	0.442	0.440	0.416	0.436	0.447
免震支承を等価線形でモデル化する場合、式(3)		0.447	0.462	0.524	0.566	0.620	0.685	0.447
通常の免震設計に用いる式(4)		0.447	0.358	0.358	0.358	0.358	0.358	0.447

表-2 手法別の免震設計と動的解析結果の比較

適用式		式(2)	式(4)
平面形状	$A \times B$ (cm ²)	54×54	54×54
ゴム厚さ	Σt_g (cm)	8×1.5	7×1.5
支承の等価剛性	K_B (tf/m)	293×8	373×8
橋脚の剛性	K_P (tf/m)	11,389	9,840
静的結果	支承変位 (cm)	28.2	13.35
	支承せん断力 (tf)	678	367
	橋脚変位 (cm)	5.95	3.73
動的結果	橋脚せん断力 (tf)	678	367
	支承変位 (cm)	55.67	24.6
	支承せん断力 (tf)	1092	723
動的結果	橋脚変位 (cm)	5.5	31.6
	橋脚せん断力 (tf)	1042	577

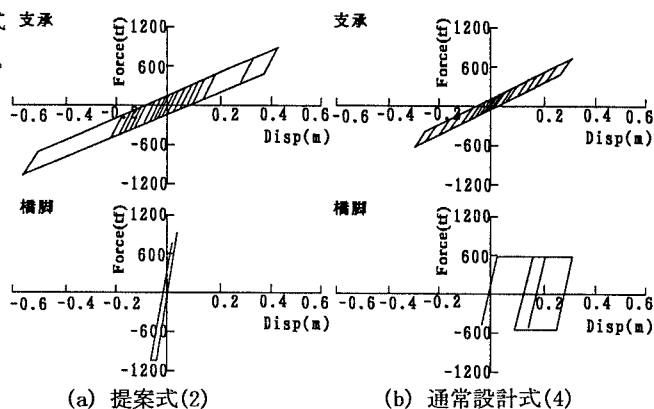


図-3 動的応答履歴図