

I - B 327

橋梁系の地震時動特性を考慮した
摩擦減衰効果の検討

東北大学工学部 ○学生員 高橋 潤吉
東北大学工学部 正 員 岩熊 哲夫
東北大学工学部 正 員 中沢 正利

1. まえがき

橋梁の耐震構造として近年は長周期化と主に粘性減衰効果を目的としたゴム支承や免震支承を配することが多い。特にバイリニアの抵抗を有する免震支承の有効さはよく知られている²⁾。一方、橋梁本体や橋脚の設計においては、動的解析が推奨されたり、終局状態までの繰返し数値シミュレーションによって構造靱性を照査するようになりつつある。しかし、橋梁や橋脚本体のエネルギー吸収を期待する前に何らかの免震装置でエネルギーを吸収しつつ、かつ本体の耐震性が向上するといろいろな意味で有利であろう。そこで、エネルギーを吸収する免震装置を「塑性抵抗機構」で簡易モデル化し、既存の免震支承を改善する可能性を検討する。ただし、簡単のために橋梁と橋脚等を2質点系にモデル化する。

2. 解析モデルと方法

図-1は橋梁と橋脚とを2質点系にモデル化したものである。支承部には3つの機構を挿入したが、基礎と橋脚との間には「塑性抵抗機構」を入れていない。図に定義した記号を用いると、運動方程式は

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & \mu \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} (2h_1\omega_1 + 2\mu h_2\omega_2) & -2\mu h_2\omega_2 \\ -2\mu h_2\omega_2 & 2\mu h_2\omega_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} (\omega_1^2 + \mu\omega_2^2) & -\mu\omega_2^2 \\ -\mu\omega_2^2 & \mu\omega_2^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} = -p_0 \frac{|\dot{u}_2 - \dot{u}_1|}{(\dot{u}_2 - \dot{u}_1)} - \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & \mu \end{bmatrix} \ddot{\phi} \dots\dots\dots (1)$$

となる。ここに ω_1 、 ω_2 はそれぞれの質点を独立した1自由度系とみなしたときの固有振動数で $\omega_1 \equiv \sqrt{k_1/m_1}$ 、 $\omega_2 \equiv \sqrt{k_2/m_2}$ と定義した。また μ は質量比(m_2/m_1)である。さらに橋脚の粘性係数を h_1 、支承の粘性係数を h_2 、地震加速度を $\ddot{\phi}$ 、塑性抵抗機構による塑性抵抗を p_0 とそれぞれ定義した。

各パラメータの値は実橋を考慮して決めなければならないが、ここでは同じような研究文献¹⁾の設定を借り、 ω_1 は 4π 、 2π 、 $\frac{4}{3}\pi(1/s)$ のいずれかとし、振動数比 $\nu \equiv \omega_2/\omega_1$ を0.2~2.0の間で変化させた。もうひとつの研究文献²⁾の例では $\omega_1 = 8.57, 11.30(1/s)$ 、 $\nu = 0.55$ 程度である。また、減衰 h_1 も5%である。研究文献²⁾の固有振動数 ω_1 の値は $\omega_1 = 3\pi$ とし、その他の値は研究文献¹⁾の設定を用いる。塑性抵抗 p_0 は $0.0 \sim 4.0m/s^2$ とした。式(1)は、時間刻み $\Delta t = 0.01s$ を用いたNewmark β 法($\beta = 0.25$)を用いて直接積分した。入力地震動はエルセントロ、兵庫県南部地震(JR西日本鷹取駅)、宮城県沖地震を本研究の解析例として用いる。パラメトリック比較で着目するのは加速度応答などの2乗平均値とし、上の直接積分から得られる応答を、入力地震時間のうちの20.48sの間のパワースペクトルから算定した。

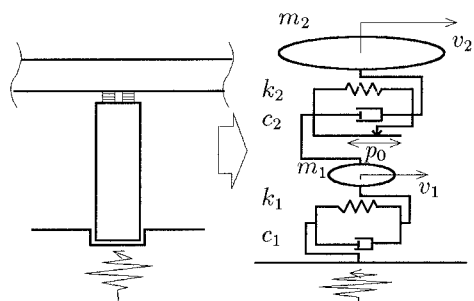
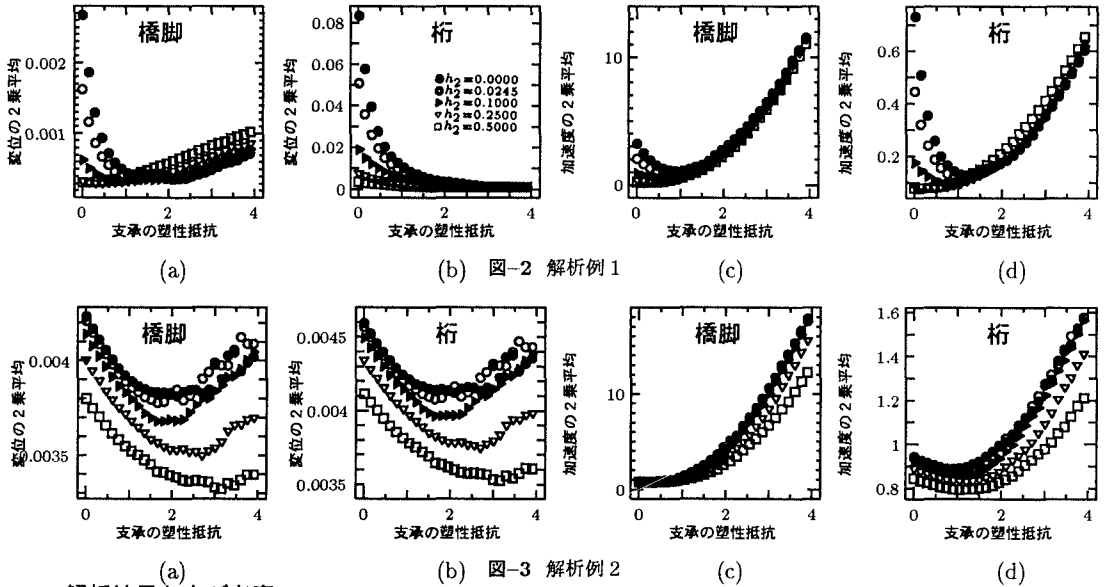


図-1 橋梁系のモデル

Key Words: 耐震支承, 橋梁系, 摩擦減衰

〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉06 東北大学大学院工学研究科土木工学専攻 (022-217-7443, FAX 022-217-7441)



3. 解析結果および考察

代表例としてここにはエルセントロ地震入力の結果を示す。各パラメータの値は表-1に示した。図-2の場合で例えば粘性が低い場合、ここに挿入する「塑性抵抗機構」の強さを大きくするに従って図(a)の橋脚の変位応答は $p_0 = 1.0 \sim 2.0 \text{ m/s}^2$ 付近で極小値を持つ。図(b)では単純に低減される。一方、橋梁と橋脚とに作用する地震力は、図(c)(d)の加速度応答を見ればわかり、(c)(d)ともにある値で極小となる。一方、図-3のような場合には、この装置の挿入によって図(a)(b)のように塑性抵抗 p_0 が 2 m/s^2 付近まではどの場合も単純に変位応答も小さくできる。図(d)にあるように桁の加速度応答も小さくできる。しかし、図(c)に示したように、橋脚の地震力を小さくするためには何らかの最適な塑性抵抗 p_0 があることが明らかである。つまり、橋梁と橋脚の間に作用・反作用を加える装置を挿入するわけだから、当然、すべての負担を低減することができないわけだが、そのパラメータをうまく選別すればこの例のような効果は得られる。

表-1 解析の入力値

	解析例 1	解析例 2
μ	5.0	5.0
$\omega_1(1/s)$	3π	3π
$\omega_2(1/s)$	$0.6\pi(\nu = 0.2)$	$6.0\pi(\nu = 2.0)$
h_1	0.05	0.05
h_2	0.0~0.5	0.0~0.5
$p_0(\text{m/s}^2)$	0.0~4.0	0.0~4.0

このように塑性抵抗の与え方に対し、例えば橋脚の地震力を最小にするような最適な塑性抵抗 p_0 があることがわかる。もちろん h_2 の導入による効果の方が顕著ではあるが、それにここで提案しているような装置を使用すると、橋脚に負担をかけない範囲内で橋梁全体の耐震性能の向上が期待できることを定量的にこの図は示していると考えられている。

4. まとめ

本研究では桁と橋脚の間に塑性変形によってエネルギーの吸収をする装置を入れることによって橋梁系全体としての動的耐震性能を向上できる可能性を検討した。その結果、例えば文献²⁾の橋梁のような場合、例えば現状での落橋防止装置程度の大きさの延性のある鋼材をさらに1~2本程度適切に配置しておくこと、桁にかかる地震力を最大で20%ほど低減できることがわかった。それと同時に落橋防止や変位制限装置としての機能を持たせたりすることができることを考えると、有効な耐震手段と考えられる。

参考文献

- 1) 阿部雅人・藤野陽三: 高架橋構造全体系の耐震性能の向上を考えた制振装置の最適化土木学会論文集 投稿準備中
- 2) 中島章典: 多径間高架橋システムの大地震時応答解析第2回土木鋼構造研究シンポジウム pp.14-21
- 3) 小畑・後藤・松浦・藤原: 高速引張時の落橋防止装置連結板の強度特性土木学会論文集 No.441/I-18, pp.97 ~ 105, 1992.1