

実測記録に基づく免震橋梁の 地震時挙動の解明

藤野陽三¹・吉田純司²・阿部雅人³

¹フェロー Ph.D. 東京大学教授 工学系研究科社会基盤工学専攻 (〒113 東京都文京区本郷 7-3-1)

²学生員 東京大学大学院 工学系研究科社会基盤工学専攻 (〒113 東京都文京区本郷 7-3-1)

³正会員 Ph.D. 東京大学講師 工学系研究科社会基盤工学専攻 (〒113 東京都文京区本郷 7-3-1)

我が国でも免震支承を道路橋などの橋梁に取り入れ、地震時応答の軽減を図る例が増加しているが、強震時のデータが少いため、実際の地震での応答特性が明らかになっていない。そこで、兵庫県南部地震時に得られた実測記録を利用して免震橋梁の上部工の応答特性を検証した。まず、観測された本震、及び余震の記録を利用して、両高架橋の上部工の橋軸方向における地震時挙動を簡単なモデルで近似した。さらに免震支承の繰り返し荷重載荷試験結果に等価線形化法を適用し、実地震時の免震支承の性能と比較を行った。これより、松の浜工区で観測された地震動では、想定した免震支承の性能がほぼ発揮されていることがわかった。

Key Words: Base-isolated bridges, Field data, Rubber bearing, Lead-Rubber bearing, Matunohama bridges

1. はじめに

近年、地震時の応答低減を目的として、免震支承を用いている橋梁が普及定着してきている。しかし実地震時でのデータが少ないため、その挙動や、性能が必ずしも明らかになっているとは言えない。

そこで本研究では、兵庫県南部地震の本震時並びに余震時に免震橋梁で観測された記録を利用して、まず簡単なモデルにより免震橋梁の地震時挙動（橋軸方向）の同定を試みた。次いで、同定から得られた剛性、及び減衰と、免震支承の工場出荷時の繰り返し荷重載荷試験結果に等価線形化法を適用して得られた値を比較することにより、免震効果の検証を行った。

地震観測橋梁¹⁾は、図-1のように震央から東南東に約35 km離れた阪神高速湾岸線の松の浜工区に位置している。両高架橋は、真ん中の3橋脚上にそれぞれ、反力分散支承（積層ゴム支承）、及び免震支承（鉛プラグ入り積層ゴム支承）を採用している。以後、図-2に示すように、この2つの高架橋をそれぞれ、反力分散橋と免震橋と呼ぶことにする。また、地震計は、両高架橋共に図-3に示すような配置で、P-400、及びP-408に設置されている。

なお、ここでとれた記録は免震橋の実測データでは、最も大きいものの一つである。

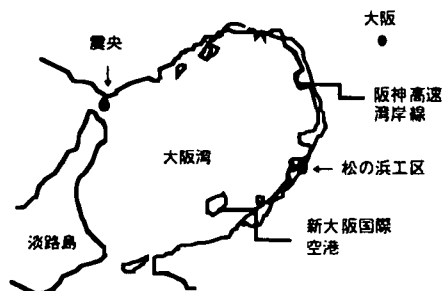


図-1 湾岸線の松の浜工区の位置

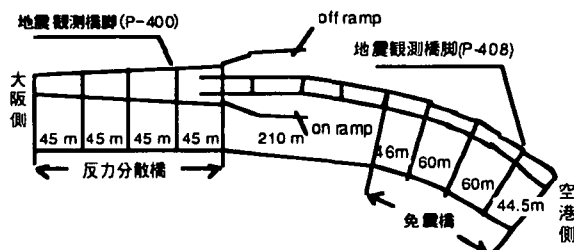


図-2 松の浜工区の反力分散橋と免震橋

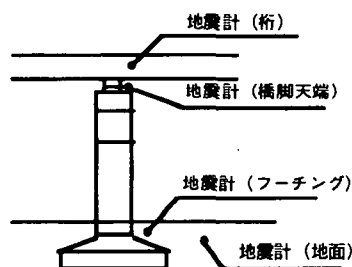


図-3 高架橋の地震計の配置

2. モデルの同定

(1) 同定方法

本震、及び余震時の免震橋、及び反力分散橋の上部工の挙動を、橋脚天端での観測記録を入力地震動として用い、同定した。ここで上部工全体は、剛体的に運動すると考え図-4に示すような1自由度の等価線形モデルを用いて同定を行った。すなわち、支承を等価なバネ、及びダッシュポットで置き換えている。ここでは、支承で支持されている上部工の挙動のみを同定の対象とし、橋脚、及び基礎の振動は考慮していない。

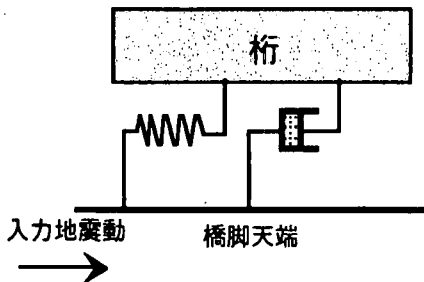


図-4 1自由度等価線形モデル

モデルの剛性、減衰の同定は、式(1)に示すように観測記録から求めた伝達関数 $H_m(f)$ とモデルの伝達関数 $H_c(f)$ の絶対値の差の2乗 E が最も小さくなるように定めた。

$$E = \int_{f_1}^{f_2} \{ |H_m(f)| - |H_c(f)| \}^2 df \quad (1)$$

ただし、上式の積分範囲は、ここでは0.5Hzから5Hzとした。また、同定の感度をみるため、 $\pm 10\%$ の誤差範囲を同時に求めることにし、下に示す式(2)を満たす上限値と下限値の値を剛性と減衰の「誤差範囲」とした。

$$\sqrt{E_{\min}} \left(1 + \frac{1}{10}\right) \geq \sqrt{E} \quad (2)$$

ここに、 E は式(1)と同一のものであり、 $E_{\min}$ はその最小値である。

(2) 同定結果

観測記録と同定による応答、及び応答のフーリエ振幅スペクトルの比較を反力分散橋、免震橋それぞれについて図-5、図-6に示す。図-5を見ると反力分散橋では、観測記録と同定結果が非常によく一致している。これに対し免震橋の桁の応答は、低周波領域では一致しているものの、観測記録にかなり高周波成分を含んでいた。これらの高周波成分は、付録に示す常時微動観測により、横桁の局部振動だと

判断されたため、常時微動観測記録から作成したフィルターにより波形処理をほどこした。

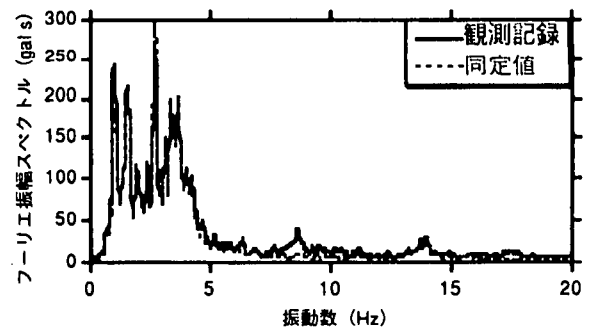
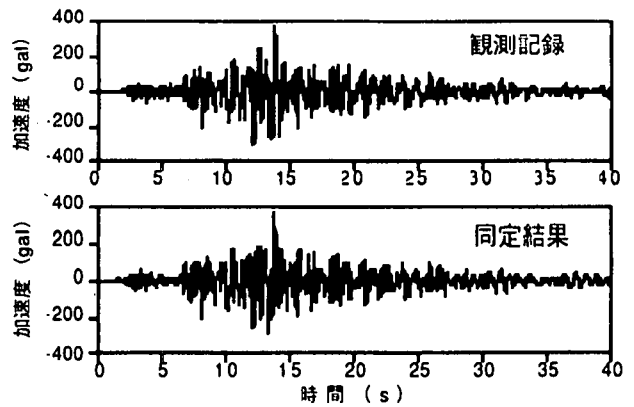


図-5 反力分散橋の応答の比較（本震）

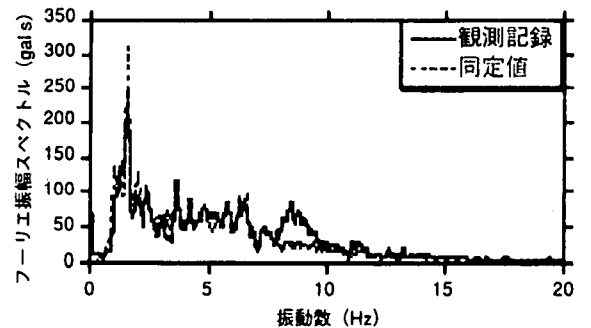
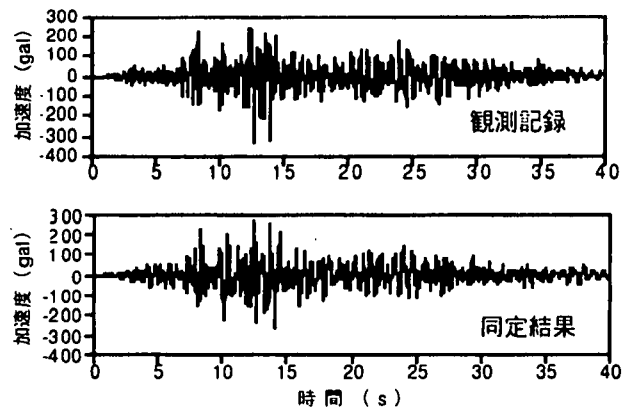


図-6 免震橋の桁の応答の比較（本震）

(4) フーチングからの桁の応答予測

入力地震動としてフーチングでの観測記録を用いて橋脚、及び桁を質点をみなした2自由度等価線形モデルにより桁の応答の同定を行った。同定と観測記録による桁の応答をフーリエ振幅スペクトルにより比較したものを図-7、図-8に示す。これを見ると低周波領域では、両者が一致していることがわかる。

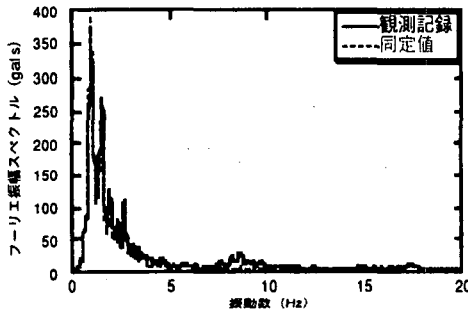


図-7 反力分散橋の桁の応答の比較

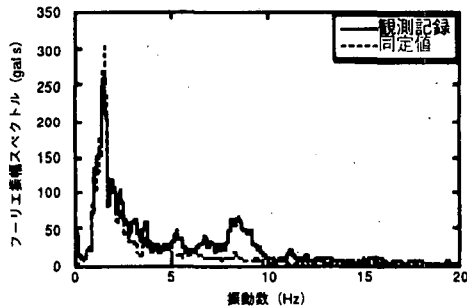


図-8 免震橋の桁の応答の比較

3. 剛性と減衰の評価

(1) 免震支承の等価線形化

ここでは、免震支承の工場出荷時の繰り返し荷重載荷試験での性能と、同定から定めた剛性、減衰係数それぞれについて比較を行う。免震支承の復元力特性は、非線形であるため、荷重載荷試験に最大点剛性を利用した等価線形化法²⁾を適用し、等価剛性、減衰を定めた。等価線形化法によると等価剛性 K_e 、等価減衰係数 C_e は、次のよう表わされる。

$$K_e = \frac{Q}{U} \quad (3)$$

$$C_e = \frac{\Delta W}{\pi \omega_e U^2} \quad (4)$$

ここに、 U は最大変位、 Q は最大変位点での復元力、 ω_e は系の等価固有振動数、 ΔW は履歴ループが1サイクル当りに吸収するエネルギーで、その履歴ループの面積に等しい値である。

ただし、繰り返し荷重載荷試験結果³⁾によると図-9に示すように微小な変位では、通常と異なり、最

初に剛性は、一定値であり、ある程度変位が大きくなると剛性の硬化がみられる。この起因として、硬化前は鉛の変形が始まっておらず、ある程度変位が大きくなった時点で、鉛が変形し始め、剛性が硬化すると考えられる。そこでこの剛性の硬化が始まる変位よりも小さい範囲では、等価剛性は一定値とし、また履歴による減衰は、ないものとした。

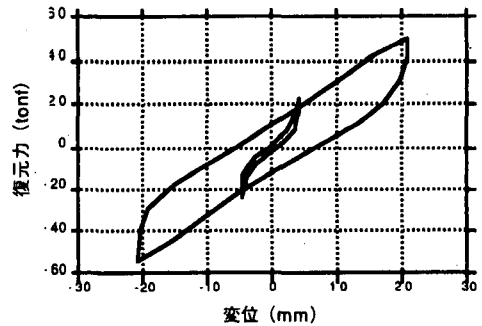


図-9 繰り返し荷重載荷試験結果の比較

(2) 摩擦力の等価線形化

実際の高架橋上部工には、免震支承による復元力以外に、免震橋の両端にある可動支承（ビボットローラー支承）に働く摩擦力が作用していると考えられる。この摩擦力をクーロン摩擦であるとする、これを変位-荷重平面上に描くと完全剛塑性の復元力特性⁴⁾として表わせるため、式(3)、式(4)を適用して等価剛性、等価減衰係数を求めることができる。ここでは、実際に高架橋に作用する摩擦力の摩擦係数は特定し難いため、摩擦係数 μ に幅をもたせ以下のように定めた。

$$0.001 \leq \mu \leq 0.05 \quad (5)$$

ここに、式(5)の上限値は、設計摩擦係数であり、また下限値は、ローラー支承が障害なく作動した場合の値⁵⁾である。

(3) 同定結果との比較

実地震時には、「免震支承の履歴特性+可動支承に働く摩擦力」が上部工に作用する復元力と減衰力を生じさせていると考えられる。そこで(1)、(2)で求めた等価剛性、等価減衰係数の和と、同定より定めた剛性、減衰の比較を行う。ただし、ここでは、式(2)で定めた同定の「ばらつき範囲」を考慮に入れる。剛性、減衰係数を棒グラフにより比較した図-10をみると変位の小さい余震時の剛性、減衰係数には、範囲の一致はみられるが「摩擦係数の幅」の影響が大きく表れ、荷重載荷試験の性能と、同定結果の間の整合性を判断するのが困難である。これに対し、本震時では摩擦の影響が小さく、荷重載荷試験での性能が発揮されていることがわかる。

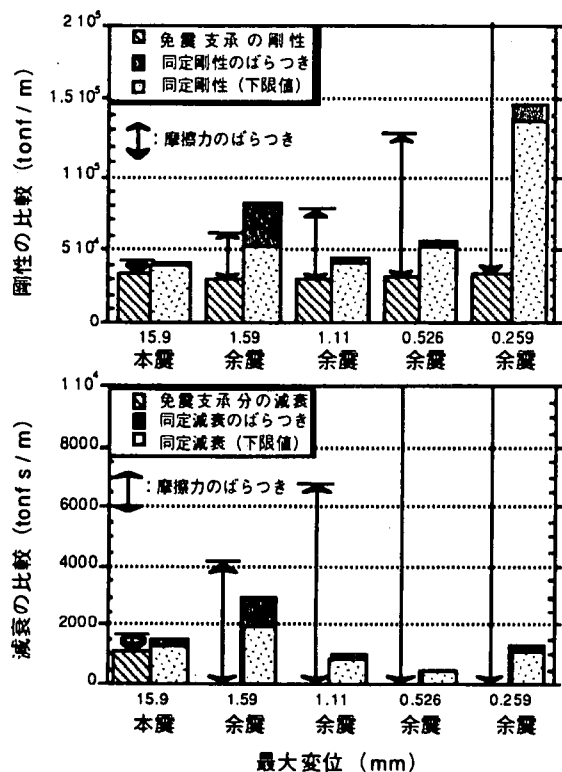


図-10 上部工に作用する剛性と減衰係数の比較

4. まとめ

まず、実測記録を利用し、免震支承に支持された橋梁の上部工の挙動のモデル化を試みた。その結果、免震支承、及び反力分散支承で支持された橋梁の実地震時の挙動は、1自由度の等価線形モデルにより近似できることがわかった。また、フーチングを入力地震動とした場合も、桁の応答を同定できることがわかった。次に、免震支承の性能の評価を行った結果、本震時には摩擦力がほとんど影響せず、荷重載荷試験で得られている免震支承の履歴特性と実地震時の免震効果の間に整合性がみられた。今後の課題としては、基礎などを含めた高架橋全体の挙動を総合的に再現し、解析することが今後の課題である。

<謝辞>本研究に利用した地震データ、及び解析に必要な資料は阪神高速道路公団の提供によるものである。また、常時微動観測に際しても阪神高速道路公団に大変お世話になった。ここに記して謝意を表する。

付録 常時微動観測

免震橋の桁の観測記録に含まれる高周波成分について、地震計周辺の局部振動の可能性を検討するため、図-11に示す、免震橋の横桁、及び主桁の常時微動の測定を行った。その結果、図-12にみられるよう

に、横桁の常時微動記録には、免震橋の地震記録と似かよった高周波成分がみられた。これより、免震橋の桁での観測記録にみられた高周波成分は、横桁の局部振動だといえる。そこで、常時微動の観測記録を利用して図-13に示すフィルターを作成して地震記録の波形処理を行った。フィルターは、主桁での記録のフーリエ振幅スペクトルを、地震計の設置されている横桁での記録のフーリエ振幅スペクトルで除した値である。

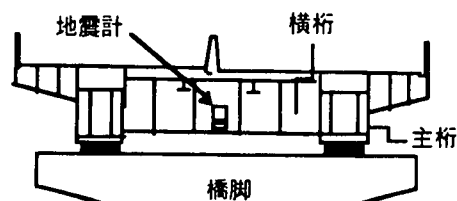


図-11 免震橋上部工の断面図

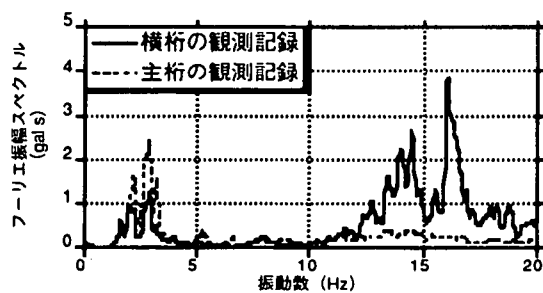


図-12 横桁と主桁の観測記録の比較

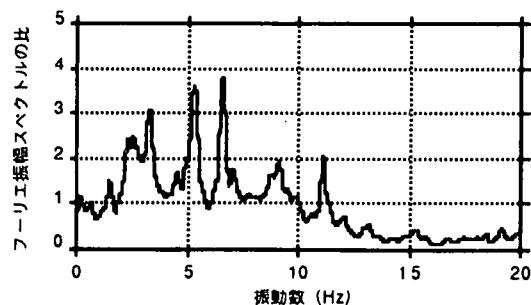


図-13 常時微動観測から作成したフィルター

参考文献

- 1) 小林寛, 堀江桂平, 長沼敏彦, 佐々木伸幸: 兵庫県南部地震における免震橋の挙動と解析事例, 第1回免震制震コロキウム講演論文集, pp.55-62, 1996.
- 2) 柴田明徳: 最新耐震構造解析, 森北出版, 1981.
- 3) 堀松正芳, 佐々木伸幸, 小松郁夫, 中谷伸二: 免震支承を用いた松の浜工区鋼桁の振動実験および動的応答解析, 橋梁と基礎, No.4, pp.25-32, 1994.
- 4) 川島一彦: 動的解析における摩擦力のモデル化に関する一考察, 土木学会論文集, No.309, 1981.
- 5) 社団法人日本道路協会: 道路橋支承便覧, 平成3年7月.