

実測強震記録に基づく免震橋の振動特性

河野哲也¹・川島一彦²

¹学生会員 東京工業大学 大学院 修士課程 (〒152 東京都目黒区大岡山2-12-1)

²フェロー会員 工博 東京工業大学教授 工学部 土木工学科 (〒152 東京都目黒区大岡山2-12-1)

兵庫県南部地震の際に松の浜高架橋で得られた加速度記録から地震時の免震橋の振動特性分析をしたところ、免震支承による卓越周期の長周期化が確認できた。また、桁、橋脚天端の加速度から免震支承に作用する慣性力と支承の変形量を求め、地震時の免震支承の動的履歴特性を算出した結果、履歴減衰の形状が確認できた。また、観測値が工場試験値に近い水平力を与えることがわかった。さらに、橋脚、基礎、上部工を線形モデル、免震支承を等価線形モデル、バイリニアモデルと2種類のモデルを採用して、対象橋梁の3次元骨組み構造モデルを作成し、動的解析を行ったところ、おおよそ実測の動的特性を再現できた。

Key Words : *Menshin Design, Seismic Isolation, Hyogo-ken Nanbu Earthquake, Dynamic Response Analysis*

1. はじめに

1995年1月17日の兵庫県南部地震の際には、免震支承を採用していた阪神高速4号線松の浜高架橋において、桁、橋脚天端、基礎と地盤上において貴重な強震記録が観測された¹⁾。

この記録の解析については、すでにいろいろ報告されている^{2)~3)}が、著者らも独自に地震時の振動特性、免震支承の動的履歴特性を検討するとともに、道路橋の免震設計法マニュアル(案)および道路橋の免震設計法ガイドライン(案)をもとに動的解析を行い、実測値と比較したので、この結果を報告する。

2. 松の浜高架橋の概要

松の浜高架橋は、図-1に示すような橋長211.5m、幅員21.94mの4径間連続鋼箱桁で、震央から約20km南東に位置する。中央の3橋脚では鉛プラグ入り積層ゴム支承、両端の2橋脚ではピボッドローラー支承が採用されている。免震支承には、橋軸直角方向にサイドブロックが設けられており、橋軸方向にだけ免震効果を生じるように設計されている。加速度記録は、図-1のD橋脚の桁、橋脚天端、基礎、地盤上(地表面下1m)の各地点で観測された。

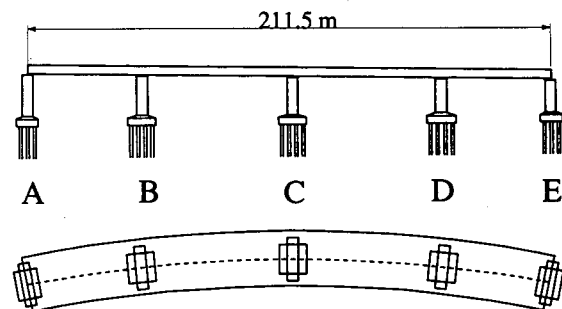


図-1 松の浜高架橋

3. 実測記録に基づく免震支承の履歴特性

橋軸方向の最大加速度は、桁では0.193g、橋脚天端では0.204gと桁が天端の0.94倍とわずかながら減少している。

図-2に各観測点で得られた橋軸方向の加速度応答スペクトル($h=0.05$)を示す。卓越周期を求めると、地盤とフーチングにおいては0.7秒付近、橋脚天端では0.17秒付近、桁部分では0.7~1.0秒付近となっている。免震化されたせいで橋脚天端は桁とは切り離されて自由振動しており、また、桁の応答には免震支承による長周期化の効果が現れている。設計時には免震装置の固有周期として約1.4秒が想定されているが、桁の実測卓越周期はこれよりも短い。これは入力地震動が地震時保有水平耐力法による免震設計で想

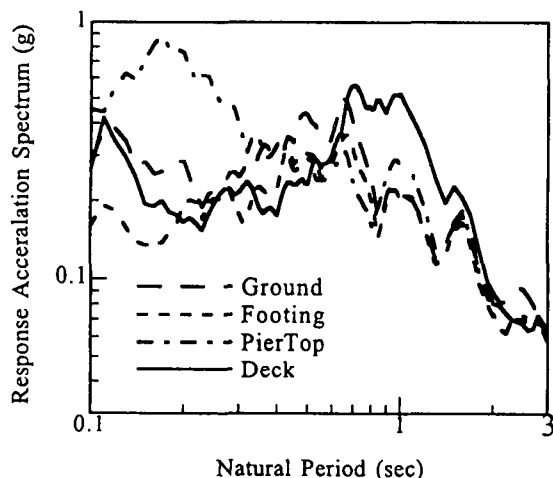


図-2 加速度応答スペクトル ($h=0.05$)

定されたよりも小さく、設計時の等価剛性に達するまでには免震支承の変形が生じなかったことが主要因と考えられる。

橋脚天端および桁の加速度を2回積分して変位を求め、両者の差をとると橋脚天端～桁間の相対変位、すなわち、免震支承に生じた水平変位を求めることができる。ここで数値積分に際しては、 $2/3\text{Hz}$ 以下をカットするハイパスフィルターを用いた。このようにして求めた相対変位は、後述する図-7のようになり、最大で $\pm 16\text{mm}$ 程度の相対変位が生じている。この値は、地震時保有水平耐力法による免震支承の設計変位 u_b が 200mm 、降伏変位 u_y が 8.6mm であるから、 u_b の 0.08 倍、 u_y の 1.9 倍に相当する。したがって、免震支承は少し2次剛性域に入った段階であったといえる。

桁において観測された加速度記録に桁の有効質量を乗じれば桁に作用した慣性力、すなわち、支承に作用した水平力を求めることができる。ここで、有効質量としてはどの範囲の桁区間を考えればよいかが問題であるが、ここでは地震時保有水平耐力法による耐震設計においてD橋脚の慣性力を求める際に考慮された範囲の桁を考えることとした。また、桁で観測された加速度には、高振動数成分が入っており、これを平滑化するために、 5Hz 以上の成分をローパスフィルターで除去した。

このようにして求めた水平力と上述した水平変位から免震支承1個当たりの生じる水平力～水平変位の履歴を求めると図-3のようになる。参考のため、図-4に工場試験の段階で正弦波繰り返し試験により求められた履歴曲線を示す。地震記録から求められた履歴曲線には、複雑な動きが混じっているが、これには上述した水平力や水平変位の算出過程の誤差の他、桁の有効質量の与え方、さらには、地震動の多点入力の影響等が寄与していると考えられる。しかし、

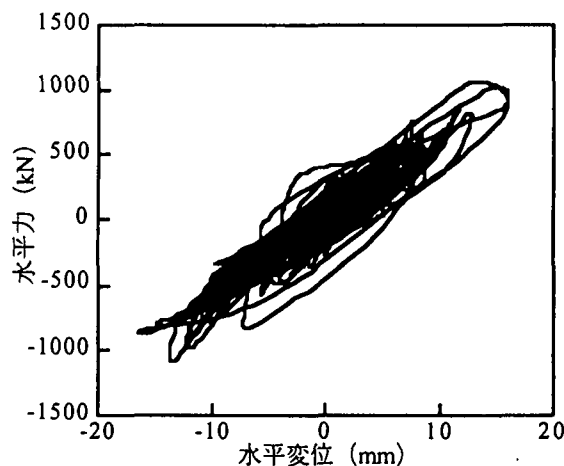


図-3 実測値から求めた支承の履歴特性

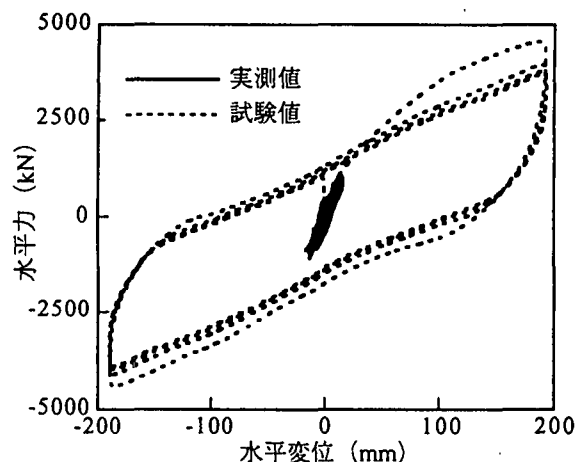


図-4 試験値と実測記録から求めた履歴の比較

図-4に示すように、変位振幅の違いを考慮すると工場試験の結果とは全体としてよく一致しているといえることができる。

4. 動的解析結果

4径間の桁～支承～橋脚～基礎系を3次元骨組み構造系にモデル化し動的解析を行った。免震支承のモデル化が重要であるが、ここでは等価線形化した場合とバイリニア型モデルの2種類を考えた。等価線形モデルでは、上述した免震支承の最大相対変位の 0.7 倍の値を有効変位とみなし、道路橋の免震設計法マニュアル(案)に従い、これに相当する剛性を等価剛性とした。バイリニアモデルとしては、以下の2ケースを考えた。

- 1) 設計時に用いられたパラメータから、免震設計法ガイドライン(案)により履歴を決めた場合(バイリニアモデル1)
- 2) 図-4に示した工場試験結果とよく一致するように、上記1)のパラメータを修正した場合(バイリニアモデル2)

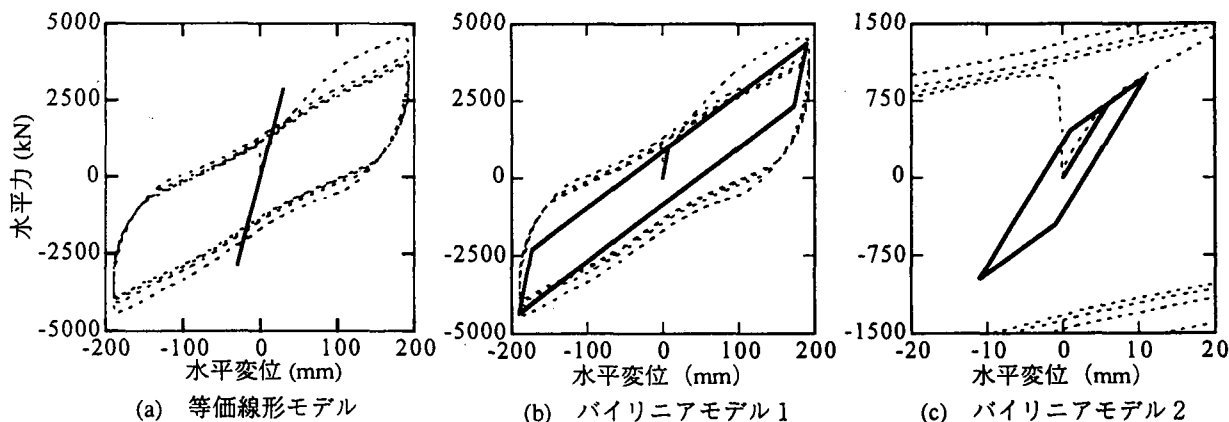


図-5 免震支承の履歴特性のモデル化

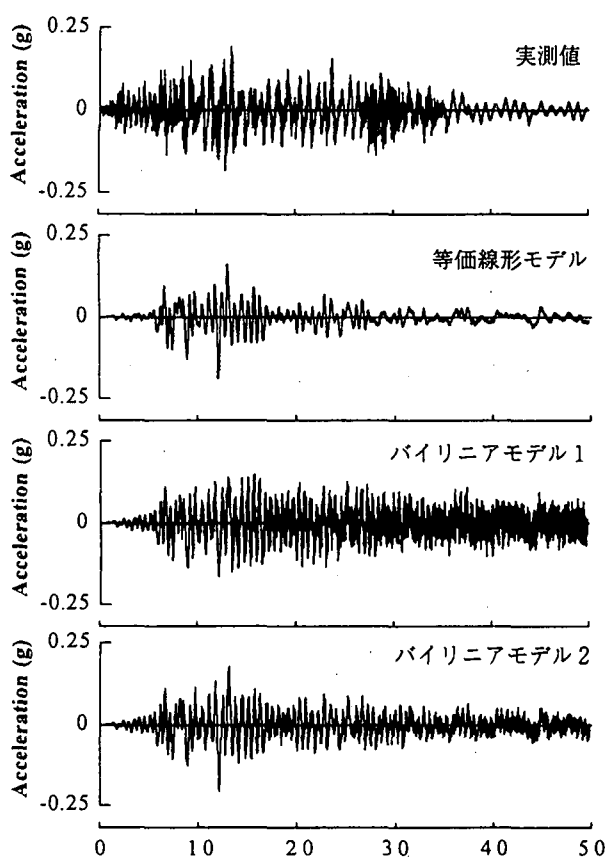


図-6 桁の応答加速度

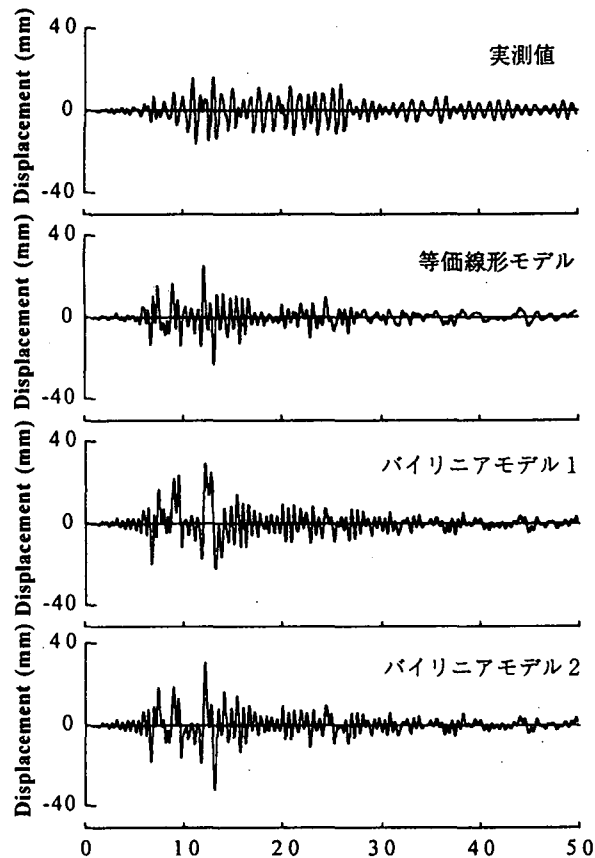


図-7 桁～橋脚天端間の相対変位

このようにして、3種類のモデルと、工場試験結果とを比較すると、図-5のようになる。バイリニアモデル1は免震支承の設計変位 $u_b=200\text{mm}$ に相当する程度変位が生じた時の履歴を、バイリニアモデル2は、今回の地震時に生じた16mm程度変位が生じた時の履歴を、それぞれ、よく表している。

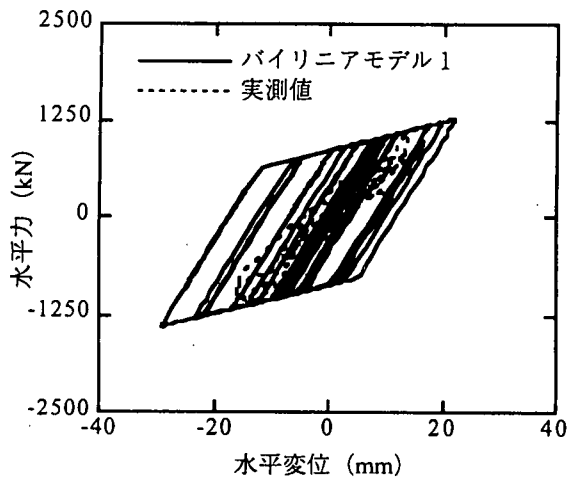
以上のようにして、動的解析によって求めた応答と実測値を比較した結果が図-6～図-8である。また、桁の応答を加速度応答スペクトルで比較した結果が図-9である。

これによれば、支承に生じる最大水平変位は、実測加速度から求めた値が16mmであるのに対してバ

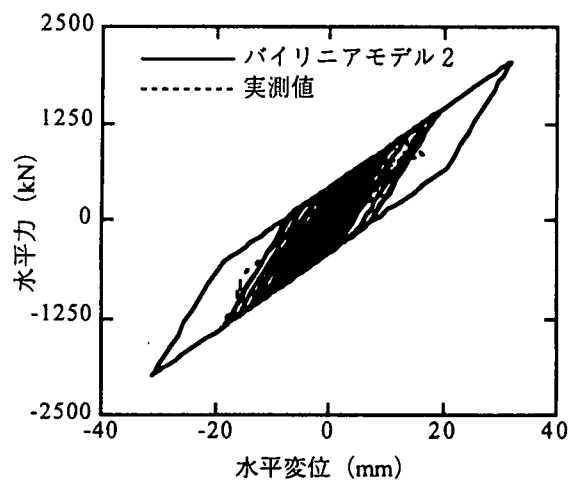
イリニアモデル1、バイリニアモデル2では、それぞれ29mm、32mmと、81%、100%程度大きくなっている。これは、橋脚の剛性を大きく評価し過ぎているか、もしくは免震支承の剛性、降伏荷重を小さく評価し過ぎているためと考えられる。

加速度応答スペクトルから卓越周期をみると桁の観測では0.7～1.0秒であるのに対して、解析値は0.7秒付近と観測で求めた値の方が解析値よりも長い。このことが、解析モデルの方が橋の剛性を大きく評価し過ぎていることを示唆している。

図-10は、免震支承の履歴曲線から5秒ごとの支承の履歴減衰エネルギーを求めた結果である。10～15



(a) バイリニアモデル1



(b) バイリニアモデル2

図-8 支承の履歴特性

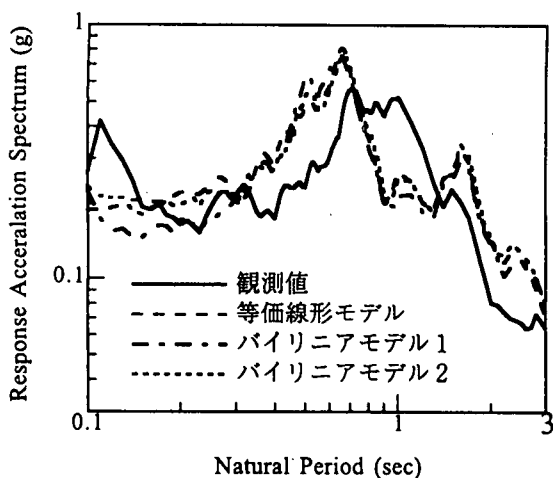


図-9 桁の加速度応答スペクトル

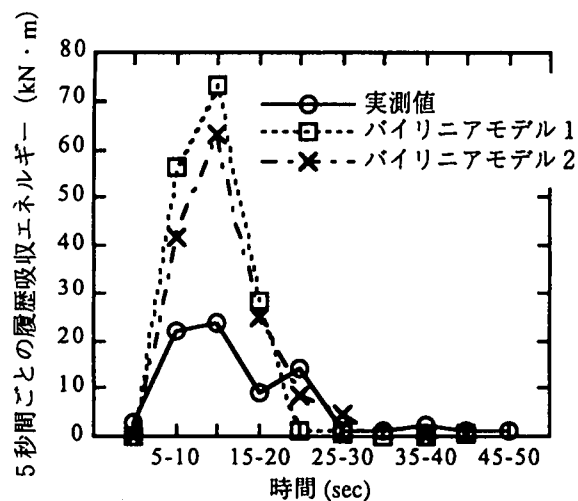


図-10 支承の履歴吸収エネルギー

秒間に着目すると、履歴吸収エネルギーは実測では $23.6\text{kN}\cdot\text{m}$ であるのに対して、バイリニアモデル1では $73.5\text{kN}\cdot\text{m}$ 、バイリニアモデル2では $63.2\text{kN}\cdot\text{m}$ とバイリニアモデル1は実測値の3.1倍、バイリニアモデル2は実測値の2.7倍と大きな値を与えている。

以上の原因としては、橋脚剛性として、全断面有効剛性を用いたため、実際よりも高い剛性値を仮定したことになったのではないかと考えられる。

5. 結論

本解析から得られた結果をまとめると以下の通りである。

- (1) 橋軸方向の実測の最大加速度は、桁では 0.193g と橋脚天端の 0.204g よりも、減少している。
- (2) 桁の卓越周期は $0.7\sim 1.0$ 秒と、耐震設計で規定したレベル (1.4 秒) には達していないが、これは、支承に生じた相対変位が設計変位 u_p の 0.08 倍と小さかったためと考えられる。一方、橋脚には、免震化したことによる橋脚系の自由振動が生じている。
- (3) 実測加速度から求めた免震支承の履歴特性は、

振幅特性の違いを考慮に入れると、全体として工場試験で求められた履歴特性と整合している。

(4) 動的解析では、実測よりも免震支承に変形が集中し、卓越周期も短くなった。これは、橋脚の剛性を大きく評価し過ぎたためではないかと考えられる。

謝辞：本解析を行うにあたり、貴重な資料を提供していただいた阪神高速道路公団、建設省土木研究所、オイレス工業（株）に心より感謝いたします。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：土木構造物における加速度強震記録 (No.21), 土木研究所彙報, Vol.64, 1995.
- 2) Naganuma.Y. et al : The Analysis of Seismic Response of the Bridge with Menshin Bearings..., 4th U.S.-Japan WS on Earthquake protective systems, Osaka, 1996.
- 3) 建設省土木研究所：実測強震記録に基づく免震橋の地震時振動特性に関する研究, 土木研究所資料第3383号, 1995.
- 4) Abe.M. et al : Examination of Performance of Menshin Elevated Highway Bridges..., NCEER-INCEDE WS, Buffalo, NY, 1997.