

# 兵庫県南部地震における阪神高速 松の浜免震橋の地震時挙動

吉田純司<sup>1</sup>・阿部雅人<sup>2</sup>・藤野陽三<sup>3</sup>

<sup>1</sup> 学生員 東京大学大学院 工学系研究科社会基盤工学専攻 (〒113-8656 東京都文京区本郷 7-3-1)

<sup>2</sup> 正会員 Ph.D. 東京大学助教授 工学系研究科社会基盤工学専攻 (同上)

<sup>3</sup> 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 (同上)

1995年兵庫県南部地震時に得られた実地震記録を利用して阪神高速湾岸線松の浜工区の免震橋ならびに反力分散橋の上部構造の地震時挙動を検討した。まず、地震時に免震橋上部構造での観測記録にみられる高周波成分は、横桁に現れる局部振動によることを明らかにした。次いで免震橋、反力分散橋上部構造の橋軸方向における地震時挙動が観測記録の伝達関数から1自由度系のモデルで同定できることを示した。さらに地震時の免震支承の性能を評価するため免震支承の繰り返し載荷試験結果に等価線形化法を適用し等価剛性、等価減衰を求め、観測記録からBootstrap法を用いて統計的に同定した値との比較を行った。その結果繰り返し載荷試験から予測される免震支承の性能が本震時には概ね発揮されていることがわかった。

**Key Words:** base-isolated bridge, bootstrap analysis, elevated highway bridges, field data, lead-rubber bearing, identification

## 1. はじめに

近年、特に1995年兵庫県南部地震以後、地震時の慣性力の低減ならびに減衰性能の付与を目的として、免震支承を用いている橋梁が普及定着してきている。しかし実際の地震時、特に強震時での観測記録が少ないため<sup>1)</sup>免震橋の地震時での挙動や性能が定量的に検証されているとは言い難い。

阪神高速道路5号湾岸線の松の浜免震橋は震源から35kmと離れてはいるが、兵庫県南部地震の本震ならびに余震の記録が得られた。本震時に免震支承に生じたせん断ひずみは、最大で13%程度であり、設計で用いる250%と比較すると大きくはない。しかし、これらの記録は免震橋の実地震記録としてはこれまで得られた最も大きなものの1つであり、免震橋の挙動を知る上で貴重なデータといえる。すでに文献<sup>2)</sup>では、これらの記録を用い、免震支承の非線形性、基礎、橋脚の振動等を含めたモデルにより解析が行われている。その結果、免震支承の設置による上部構造の応答の低減が定性的に示されている。しかしながら、実地震記録からの免震支承の性能の確認という見地からは、十分な検討が行われていないとは言い難い。

本研究では、免震支承に支持された高架橋上部構

造の挙動に着目し、

- a) 橋軸方向における動特性の同定を行い、実地震時における免震橋梁の挙動を明らかにする
- b) 実地震時における免震支承の性能を評価することを目的とした。

a) についての方法は、免震支承により支持された高架橋上部構造の挙動を1自由度系のモデルにより同定することとした。また、b) についての方法は、地震記録から同定した剛性および減衰と、免震支承の繰り返し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とした。

## 2. 対象と強震記録

地震観測が行われた高架橋<sup>2)</sup>は、図-1のように震央から東南東に約35km離れた阪神高速道路5号湾岸線の松の浜工区に位置している。この高架橋では、中央の3橋脚上で1橋脚当たり4個の鉛プラグ入り積層ゴム支承(Lead Rubber Bearing:LRB)を採用している。LRBの作動方向は橋軸方向のみで、橋軸直角方向は、片側5mmのクリアランスでストッパーにより固定されている。また、近くに天然ゴム支承(Natural Rubber Bearing:NRB)により反力分散が行

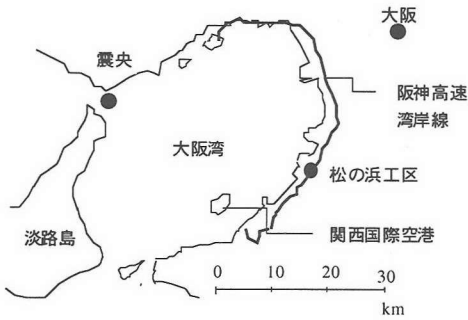


図-1 湾岸線の松の浜工区の位置

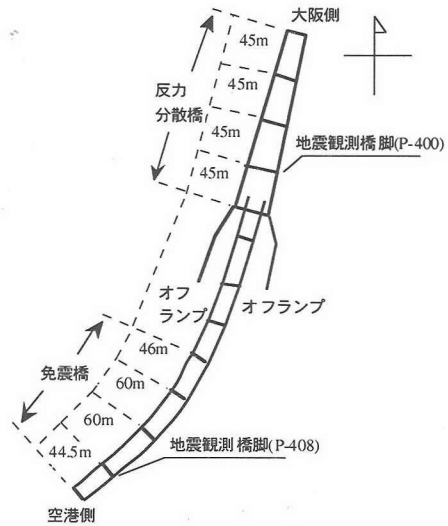
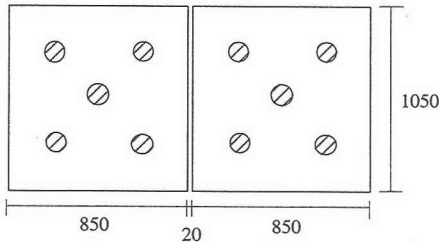
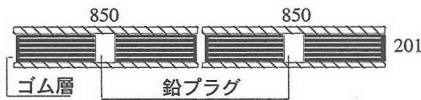


図-2 松の浜工区の反力分散橋と免震橋

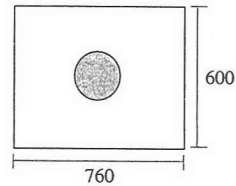


(a) 平面図

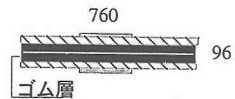


(b) 側面図

図-3 免震橋で使用されている鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)



(a) 平面図



(b) 側面図

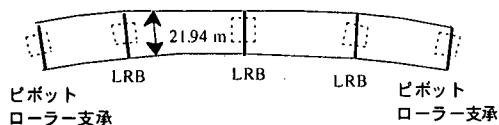
図-4 反力分散橋の P-400 橋脚で使用されている天然ゴム支承(NRB)

われている同規模の高架橋があり、阪神高速道路公団によりこの2橋において地震観測が行われている。以後本文では、上述した2つの高架橋を区別するため、図-2に示すようにそれぞれ免震橋、反力分散橋と呼ぶことにする。また、免震橋および反力分散橋の中間橋脚上に用いられているLRB、NRBの平面図ならびに側面図を図-3、図-4に示す。

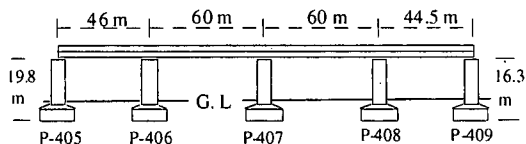
免震橋は、図-5のように上部構造が4径間連続の鋼製2箱桁<sup>2)</sup>となっており、下部構造が鉄筋コンクリートのT型橋脚となっている。これに対し、反力分散橋は、図-6のように上部構造が13主桁からな

る4径間連続の非合成桁であり、下部構造が鉄筋コンクリートのラーメン型橋脚である。表-1、表-2に両高架橋の設計条件を示す。

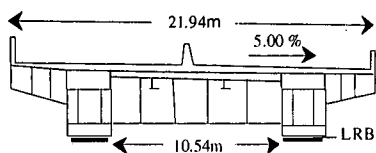
次に、支承の材質、形状等の構造諸元を、LRBについて表-3に、NRBについて表-4に示す。ただし、NRBは橋脚により支承の形状が若干異なるため代表としてP-400に使用されているものを記載する。また、免震橋の端橋脚上(P-397、P-401)で使用されているピボットローラー支承および反力分散橋の端橋脚上(P-405、P-409)で使用されている高力黄銅支承板支承(BPA支承)の諸元について表-5に示す。



(a) 免震橋の平面図



(b) 免震橋の側面



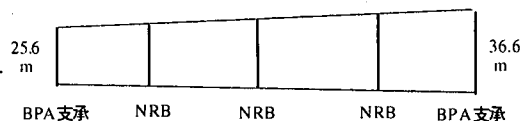
(c) 免震橋上部構造の断面図

図-5 免震橋の概要

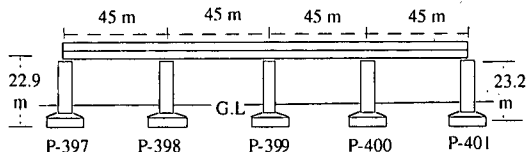
表-1 免震橋の設計条件

橋種	鋼道路橋
橋格	TL-20, TT-43
上部構造	4 径間連続鋼箱桁
橋脚型式	矩形柱張出式橋脚
基礎型式	杭基礎
桁の総重量	5800 tonf
橋長	211.5 m
支間長	46+2×60+44.5 m
最大幅員	21.94 m
平面線形	R=560 m
縦断勾配	1.0%直線勾配
横断勾配	5.0%片勾配
地盤種別	2種地盤 (旧3種地盤)
設計震度	$K_{II}=0.28$
床板	鉄筋コンクリート床板 230mm
塗装	アスファルト塗装 75mm
上部構造の 設計固有振動数	保有水平耐力法 0.885 [Hz] 震度法 0.842 [Hz]

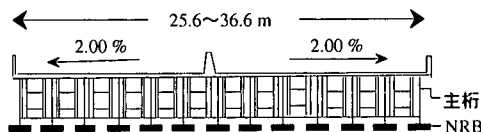
なお、反力分散橋は、上部構造の免震を目的としているものではないが、柔軟な天然ゴム支承を用いていることから、動力的には免震橋と同様の特性を有しているものと思われる。このことより、反力分散橋を併せて解析することで、免震橋の地震時挙動の解明を助け、また解析結果の信頼性を高めるものとする。そこで本研究では、反力分散橋について



(a) 反力分散橋の平面図



(b) 反力分散橋の側面



(c) 反力分散橋上部構造の断面図

図-6 反力分散橋の概要

表-2 反力分散橋の設計条件

橋種	鋼道路橋
橋格	TL-20, TT-43
上部構造	4 径間連続非合成桁
橋脚型式	ラーメン型橋脚
基礎型式	杭基礎
桁の総重量	6500 tonf
橋長	179.8 m
支間長	44.5+2×45+44.5 m
最大幅員	25.6~36.6 m
平面線形	直線
縦断勾配	1.0% (CL上) 直線勾配
横断勾配	2.2~2.0%片勾配
地盤種別	2種地盤 (旧3種地盤)
設計震度	$K_{II}=0.28$
床板	鉄筋コンクリート床板 240mm
塗装	アスファルト塗装 75mm

ても免震橋と併せて解析を行った。

地震計は、両高架橋ともに図-7 に示すような配置で P-400, P-408 に設置されており、上部構造(橋軸方向1成分)、橋脚天端(3成分)、フーチング(3成分)、地面-1m(3成分)の計10成分が観測されている。観測された絶対加速度記録の最大値を免震橋、反力分散橋それぞれについて表-6、表-7 に示す。

表-3 LRB の諸元 (1 支承当たり)

	設計諸元
形式	鉛プラグ入り積層ゴム支承
平面寸法 [cm]	103×83.0×(2set)
有効面積 [cm <sup>2</sup> ]	7983.5×(2set)
鉛プラグ径 [cm]	5×12×(2set)
有効せん断ゴム厚 [cm]	6×2.1
支承全高 [cm]	20.1
ゴムのせん断弾性係 [kgf/cm <sup>2</sup> ]	8.0
設計水平剛性 [tonf/m <sup>2</sup> ]	1 次剛性 12190, 2 次剛性 1876

表-4 NRB の諸元 (P-400)

	設計諸元
形式	天然ゴム支承
平面寸法 [cm]	75.0×60.0
有効面積 [cm <sup>2</sup> ]	4414
有効せん断ゴム厚 [cm]	2×3.50
支承全高 [cm]	9.60
ゴムのせん断弾性係数 [kgf/cm <sup>2</sup> ]	10.0
設計水平剛性 [tonf/m]	631

表-5 免震橋および反力分散橋の可動支承に関する諸元

	免震橋の可動支承 (P-397, P-401)	反力分散橋の可動支承 (P-405, P-409)
支承の種類	ピボットローラー支承	BPA 支承
摩擦機構	ころがり摩擦	テフロンを利用した滑り摩擦
設計摩擦係数	0.050	0.10
実際に作用する摩擦係数	0.001~0.05 <sup>6)</sup>	0.025~0.20 <sup>6),7)</sup>

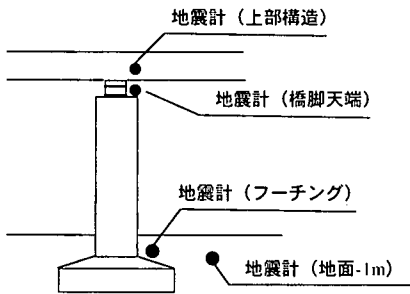


図-7 地震計の配置 (P-400, P-408)

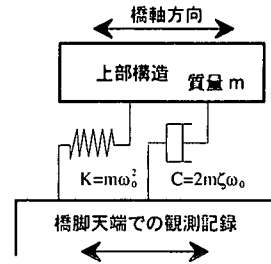


図-8 1 自由度等価線形モデル

表-6 免震橋において観測された最大加速度 (絶対加速度 [cm/s<sup>2</sup>])

		本震	余震①	余震②	余震③	余震④
地震発生時刻*)		5時46分59秒	5時50分23秒	5時53分21秒	6時43分59秒	7時38分43秒
上部構造	橋軸方向	188	14.6	21.5	6.20	2.17
橋脚天端	橋軸方向	201	16.9	27.5	2.99	16.8
	橋軸直角方向	358	18.8	23.0	3.00	12.5
フーチング	上下方向	75.8	8.77	7.86	2.53	8.18
	橋軸方向	105	14.4	11.7	2.53	13.8
地面	橋軸直角方向	126	15.9	10.2	2.44	5.93
	上下方向	70.9	8.73	7.33	2.42	7.72
	橋軸方向	144	19.6	17.7	3.57	12.5
	橋軸直角方向	136	17.9	27.7	3.58	10.2
	上下方向	120	16.2	15.6	3.91	9.38

\*) いずれも 1995 年 1 月 17 日

表-7 反力分散橋において観測された最大加速度（絶対加速度 [cm/s<sup>2</sup>]

		本震	余震①	余震②	余震③	余震④
地震発生時刻 <sup>a)</sup>		5時46分59秒	5時50分23秒	5時53分21秒	6時43分59秒	7時38分43秒
上部構造	橋軸方向	240	23.5	16.1	8.77	28.2
	橋軸直角方向	223	21.3	39.9	8.70	26.6
橋脚天端	橋軸直角方向	452	17.5	23.2	6.82	17.8
	上下方向	151	16.0	13.3	8.41	17.5
フーチング	橋軸方向	138	14.3	9.45	2.74	15.7
	橋軸直角方向	103	14.1	11.7	2.38	11.9
	上下方向	69.8	7.91	6.62	3.14	9.64
地面	橋軸方向	169	20.7	12.8	4.90	20.6
	橋軸直角方向	106	16.0	16.4	4.16	17.4
	上下方向	108	14.2	10.8	6.65	12.2

\*) いずれも 1995 年 1 月 17 日

表-8 反力分散橋上部構造の固有振動数  $f_0$ 、減衰比  $\zeta$  の同定値とそれらの 99%信頼性区間

	本震	余震①	余震②	余震③	余震④
固有振動数 $f_0$ [Hz]	1.340	1.774	1.867	1.800	1.950
減衰比 $\zeta$	0.147	0.438	0.462	0.589	0.405
固有振動数の 99%信頼性区間 [Hz]	1.337~1.342	1.769~1.790	1.861~1.879	1.785~1.821	1.943~1.957
減衰比の 99%信頼性区間	0.145~0.148	0.417~0.441	0.456~0.468	0.581~0.597	0.392~0.407

### 3. モデルの同定

#### (1) 同定方法

本震時および余震時の免震橋ならびに反力分散橋における上部構造の動的特性を、橋脚天端での観測記録を入力として用い同定した。観測記録は、本震記録ならびに 4 つの余震記録を用いた。

ここで上部構造全体は、剛体的に運動すると考え、図-8に示すような 1 自由度の等価線形モデルを用いる。上部構造は、中央 3 橋脚上にある積層ゴム支承 (LRB, NRB) ならびに端橋脚上にある可動支承 (ピボットローラー支承, BPA 支承) による非線形の復元力を受ける。しかし、同定においては、これらの復元力を等価な線形バネおよびダッシュポットと考えている。また、文献 11) によると、地盤条件 ( $n$  値) から予測されるせん断波速度は、免震橋で 178[m/sec]、反力分散橋で 266[m/sec] とスパンに比べて大きな値であり、各下部構造間での地震動の位相差は微小であると考えられる。このことから本研究では、両高架橋において各下部構造が同一に振動すると仮定し、上部構造の応答解析を行った。なお、以下では橋脚天端で観測された絶対加速度記録のことを入力と呼ぶこととする。

図-8に示した 1 自由度系モデルの運動方程式は、入力を  $z$ 、上部構造の相対変位応答を  $x$ 、固有円振動数を  $\omega_0$ 、減衰比を  $\zeta$  として

$$\ddot{x} + 2\zeta\omega_0\dot{x} + \omega_0^2x = -\ddot{z} \quad (1)$$

である。したがって固有振動数  $f_0$  ( $= \omega_0 / 2\pi$ ) と減衰比

$\zeta$  の 2 つのパラメータが同定の対象となる。固有振動数  $f_0$  および減衰比  $\zeta$  の同定は、以下に示す a)~c) の手順により行った。

a) 式(1)から理論的に求められる相対加速度応答  $\ddot{x}$  の入力  $z$  に対する伝達関数  $H(f)$  は、

$$H(f) = \frac{f^2}{-f^2 + 2i\zeta f_0 f + f_0^2} \quad (2)$$

となる。ここに  $i$  は虚数単位である。

b) 観測記録から、相対加速度応答  $\ddot{x}$  の入力  $z$  に対する伝達関数  $\bar{H}(f)$  を求める。相対加速度応答  $\ddot{x}$  および入力  $z$  を  $N$  個の小区間に分割し、各小区間のフーリエ変換を求める。相対加速度応答  $\ddot{x}$  および入力  $z$  の各小区間のフーリエ変換をそれぞれ  $\bar{x}_n(f)$ 、 $\bar{z}_n(f)$  ( $n=1, 2, \dots, N$ ) とすると伝達関数  $\bar{H}(f)$  は

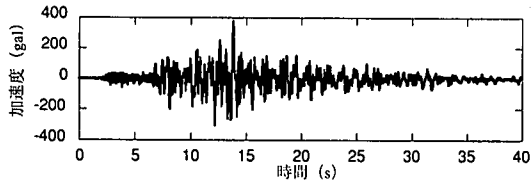
$$\bar{H}(f) = \frac{\sum_{n=1}^N \bar{x}_n(f) \bar{z}_n^*(f)}{\sum_{n=1}^N |\bar{z}_n(f)|^2} \quad (3)$$

となる。ここに  $\bar{z}_n^*(f)$  は、 $\bar{z}_n(f)$  の複素共役である。

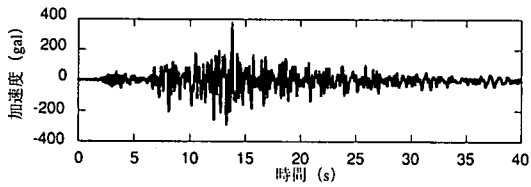
c) a), b) で求めた伝達関数  $H(f)$  および  $\bar{H}(f)$  は、等価であるから次式で与えられる  $E$  を評価関数とし、 $E$  が最小となるように固有振動数  $f_0$  および減衰比  $\zeta$  を同定した。

$$E = \int_0^2 \left\{ |H(f)| - |\bar{H}(f)| \right\}^2 df \quad (4)$$

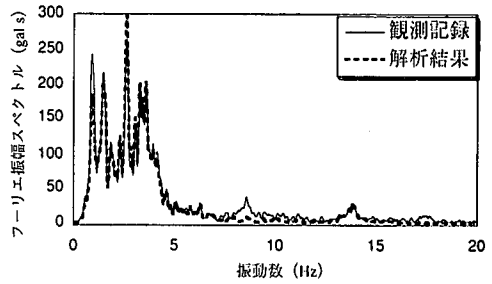
ただし、式(4)の積分範囲は 0.5Hz から 5Hz とした。なお、付録 1 に示す Bootstrap 法を併用して同定値の信頼性区間を併せて求めた。



(a) 観測記録

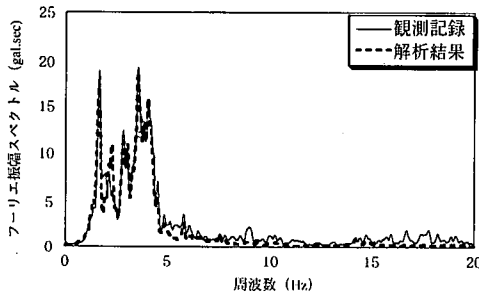


(b) 同定結果を用いた解析による応答

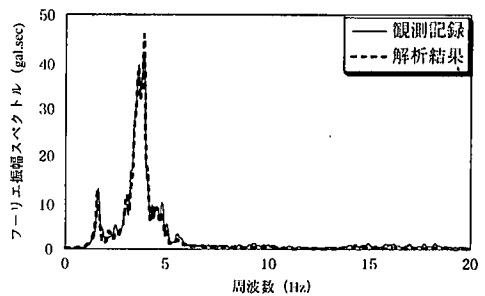


(c) スペクトルの比較

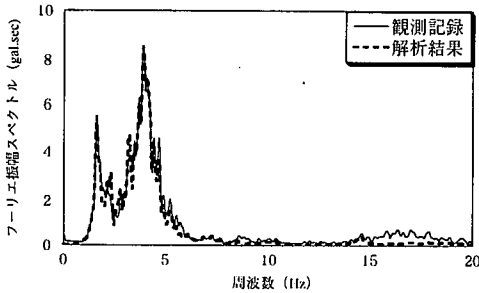
図-9 本震時における反力分散橋上部構造の応答の比較



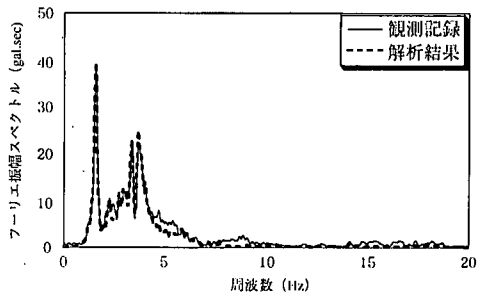
(a) 余震①



(b) 余震②



(c) 余震③



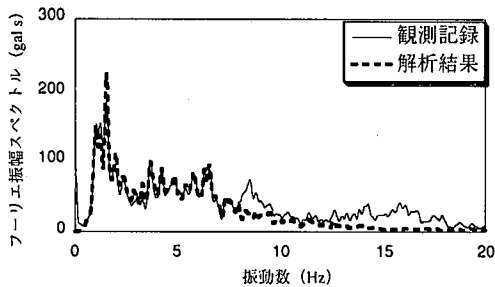
(d) 余震④

図-10 余震時における反力分散橋上部構造の応答の比

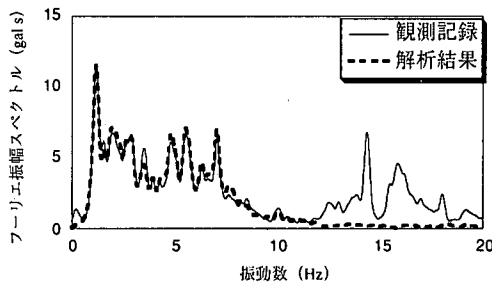
以下では反力分散橋、免震橋の順に、剛性および減衰比を同定するとともに同定した値を用いて求めた応答と観測記録との比較を行う。本研究の解析は支承の挙動に注目するということが目的であるので、上部構造の橋脚天端に対する相対応答が重要となる。このことから以下では上部構造の相対加速度応答 $\ddot{x}$ により応答を比較することとした。

## (2) 反力分散橋上部構造の同定結果

反力分散橋での観測記録に式(4)を適用し、上部構造の固有振動数 $f_0$ ならびに減衰比 $\zeta$ を同定するとともに、同定の信頼性区間を求めた。その結果を表-8に示す。表-8をみると99%の信頼性区間においても、本震および4つの余震とともに、固有振動数 $f_0$ ならびに減衰比 $\zeta$ の幅が非常に小さいことがわかる。



(a) 本震



(b) 余震①

図-11 免震橋の観測記録と上部構造の応答の比較（フィルター処理前）

表-9 免震橋上部構造の固有振動数  $f_0$ 、減衰比  $\zeta$  の同定値とそれらの99%信頼性区間

	本震	余震①	余震②	余震③	余震④
固有振動数 $f_0$ [Hz]	1.335	1.346	1.522	2.475	1.605
減衰比 $\zeta$	0.132	0.084	0.042	0.061	0.189
固有振動数の99%信頼性区間 [Hz]	1.334~1.336	1.346~1.351	1.520~1.522	2.472~2.479	1.596~1.613
減衰比の99%信頼性区間	0.126~0.134	0.080~0.087	0.040~0.044	0.060~0.062	0.186~0.191

一方、各記録で得られた固有振動数および減衰比は、入力により大きく異なっている。特に余震時の固有振動数および減衰比が、本震時における値と比較して大きい。このことは、微小変位時に大きな剛性や減衰が作用しているということである。反力分散橋では、端橋脚上に表-5に示したBPA支承が設置されており、それが大きな摩擦力を発生させ、同定値に影響を及ぼしたものと推測される。

本震時の上部構造での観測記録と、同定結果を用いた解析による加速度応答および両者のフーリエ振幅スペクトルの比較を図-9に示す。同様に4つの余震について上部構造での観測記録と、解析による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-10の(a)~(d)に示す。

まず、図-9の(c)を見ると減衰比が15%程度と大きくないにもかかわらず、固有振動数付近に卓越したピークがみられない。これは、入力の卓越成分が上部構造の固有振動数1.34Hz付近よりも高い2~4Hzにあることに起因する<sup>2)</sup>。

次に図-9、図-10を見ると反力分散橋では、本震および4つの余震いずれの場合も、観測記録と同定結果を用いた解析による応答がよく一致している。これは、反力分散橋の上部構造の挙動が、得られた記録について1自由度の等価線形モデルで表現可能であることを示している。

### (3) 免震橋上部構造の同定結果

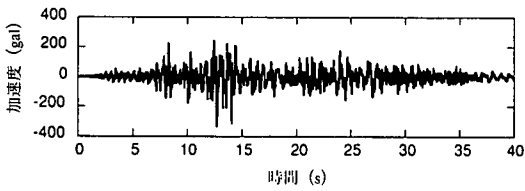
免震橋上部構造の挙動について反力分散橋の場合

を参考に、図-8の1自由度系のモデルにより同定を行った。その結果、本震時の免震橋上部構造での観測記録には、図-11(a)に示すような10Hz以上の高周波成分がみられ、同定結果を用いた解析による応答との間に差が生じた。当初、免震橋の橋軸直角方向に設置してあるストッパーと上部構造との衝突が原因と考えられた<sup>2)</sup>。しかし、図-11(b)に示すように、ストッパーのクリアランスよりも明らかに小さい変位の余震時にも同様の高周波成分が現れていることより、衝突によるものではないと判断できる。

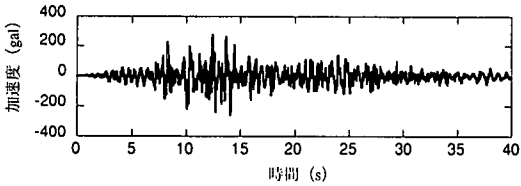
その他の原因として、地震計の設置位置周辺の局部振動が影響している可能性が考えられ、それを検討するため交通振動観測を行った。その結果、付録2に示すように免震橋上部構造の地震記録にみられた高周波成分は、地震計が設置されていた横桁に現れる局部振動と判断された。そこで、交通振動の記録から作成した伝達率フィルターによりフィルター処理を行い、観測記録を補正した。

フィルターにより補正した観測記録を用い、反力分散橋の場合と同様にして上部構造の固有振動数および減衰比の同定を行った。その結果が表-9である。

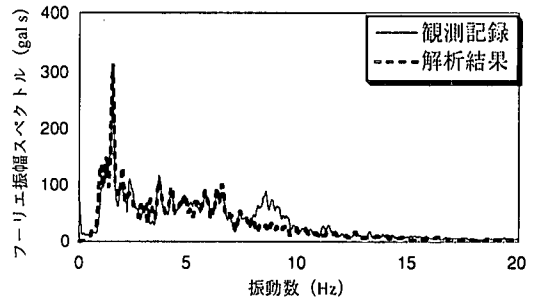
フィルター処理後の本震時の上部構造の観測記録と解析による加速度応答の比較、および両者のフーリエ振幅スペクトルの比較を図-12に示す。また、図-13(a)~(d)に余震時の加速度応答のフーリエ振幅スペクトルによる比較を示す。図-12、図-13のスペクトルをみるとフィルター処理した後では、図-11にみられる15Hz周辺の高周波成分がなくなり、解



(a) 観測記録 (フィルター処理後)

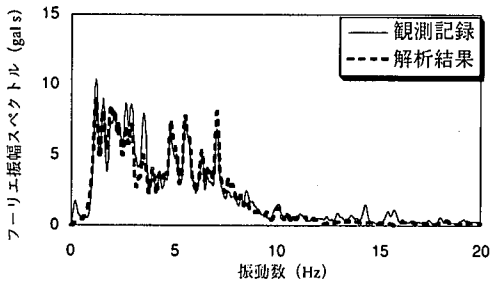


(b) 同定結果を用いた解析による応答

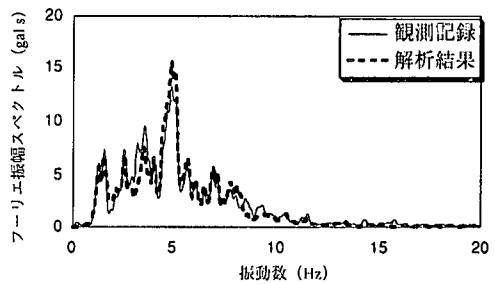


(c) スペクトルの比較

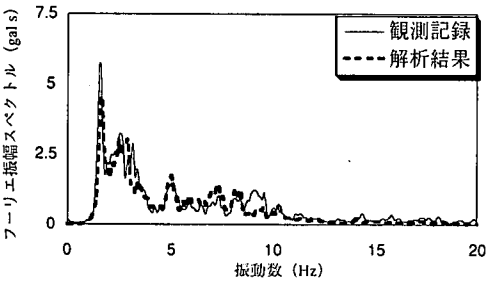
図-12 本震時における免震橋上部構造の応答の比較 (フィルター処理後)



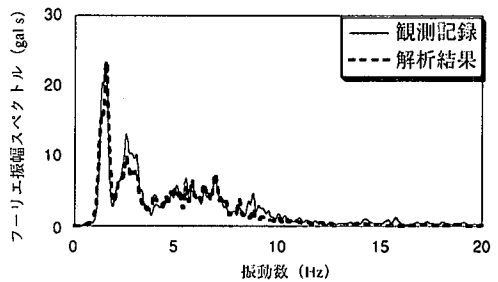
(a) 余震①



(b) 余震②



(c) 余震③



(d) 余震④

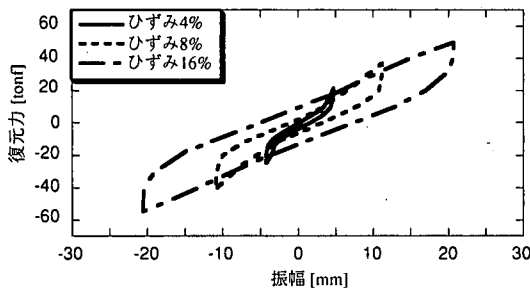
図-13 余震時における免震橋上部構造の応答の比較 (フィルター処理後)

析結果とよく一致している。これより、今回得られた記録については、免震橋の上部構造の挙動も1自由度系のモデルで表現できることがわかった。なお、図-12(c)に示した本震時の応答の比較を見ると、観測記録には、フィルター処理した後も解析では再現されていない小さなピークが8Hz周辺に存在する。現在のところ、この原因は不明である。

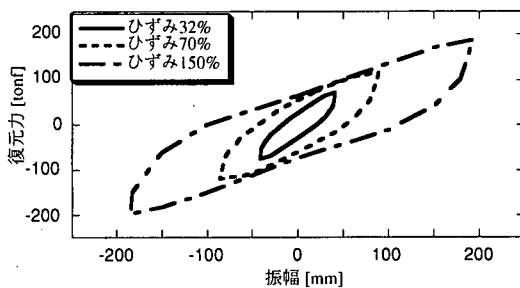
表-9に示した固有振動数は、表-1に示した設計固

有振動数に比べかなり大きな値となっている。これは、以下の理由による。設計で用いた免震支承の設計変位は、震度法で10cm、保有水平耐力法で20cmである。それに対し、今回得られた記録における免震支承の変位は、本震時においても最大で1.5cm程度である。後に図-14、図-15で示すように、LRBの等価剛性は、変位の増加に伴い低下する。したがって変位の小さい地震時において、上部構造の固有振



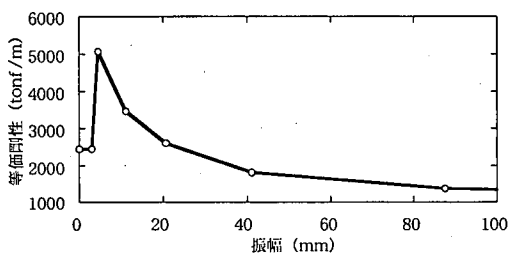


(a) 小さい振幅での繰り返し載荷試験

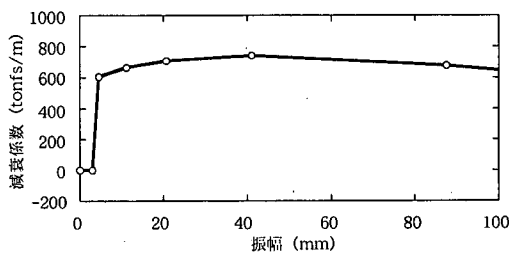


(b) 大きい振幅での繰り返し載荷試験

図-14 LRBの繰り返し載荷試験結果<sup>5)</sup>



(a) 等価剛性  $K_e$



(b) 等価減衰係数  $C_e$

図-15 繰り返し載荷試験から求めたLRBの等価剛性と等価減衰係数

動数が大きな値をとるのは自然である。

次に、同定した固有振動数および減衰比をみると地震により大きく異なっていることがわかる。特に4つの余震時での値を比較すると、固有振動数で1.346~2.475Hz、減衰比で0.042~0.189と大きく変動している。これは、反力分散橋の場合と同様に微小変位時において免震橋の端橋脚上に設置された可動支承における摩擦力が大きく影響していること、さらに表-5に示すようにその摩擦係数が0.001~0.05と幅広い値をとり得ること、が原因と考えられる。

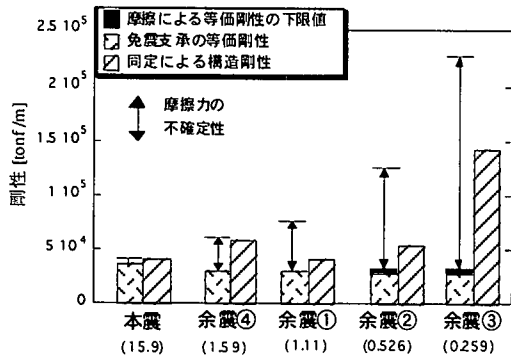
次に表-9に示した免震橋の減衰比を、表-8の反力分散橋の減衰比と比較すると、余震時には反力分散橋のほうがはるかに大きな減衰が作用していることがわかる。これは、変位が小さい場合に摩擦力の影響が大きく表れること、および2橋の端橋脚上にある可動支承の摩擦機構が異なることの2つに起因すると考えられる。表-5を見ると可動支承に働く摩擦係数は、BPA支承の方がピボットローラー支承と比較してはるかに大きい。このため反力分散橋では変位の小さい余震時に可動支承に働く摩擦力が卓越し、免震橋に比べ大きな減衰が作用したと考えられる。

#### 4. 剛性と減衰の評価

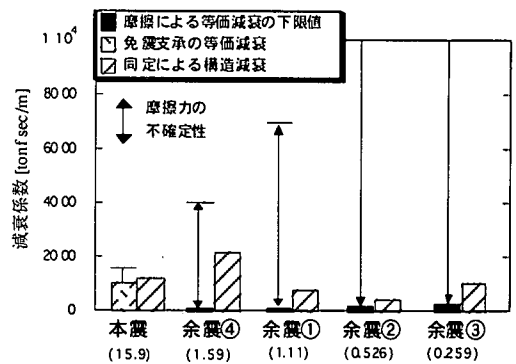
反力分散橋に用いられているNRBは、単調載荷試験のみで繰り返し載荷試験を行っていない。そこで、単調載荷試験結果から得られる剛性と地震記録から同定した剛性とを比較を行った。その結果、本震記録から同定した剛性の方がNRBの載荷試験から求めた剛性と比較して2倍程度の高い値となった。推測の域を出ないがこの原因としては、

- a) 端橋脚上にあるBPA支承の経年劣化のため、滑り面の摩擦係数が大きくなり、その結果大きな摩擦力が上部構造に作用した。
- b) 地震時には、BPA支承にstick状態とslip状態が繰り返し発生したと考えられる。その結果、stick状態からslip状態に変化する瞬間に非常に大きな摩擦力が発生し、それが上部構造に作用した。
- c) 上部構造は、1橋脚当たり13個のNRBにより支持されている。そのため、そのなかのいくつかは上部構造の温度変形等によりストッパーと接触しており、大きな摩擦を生じた。

などが考えられる。しかし、これらの値を定量的に評価することは、現時点では不可能である。そこで以下では、免震橋に用いられているLRBのみを比較



(a) 剛性の比較



(b) 減衰係数の比較

図-16 上部構造に作用する剛性と減衰係数の比較 (カッコ内の数字は最大変位 [mm])

の対象とした。

### (1) 免震支承の等価線形化

図-14 に免震橋に設置されている LRB の繰り返し載荷試験結果<sup>4,5)</sup>を示す。まず、図-14(a)において、4%の繰り返し載荷試験結果に着目すると、振幅が 3mm 以下の範囲で剛性は一定値であり、振幅が 3mm 以上になるとハードニングを示している。これは、振幅が 3mm 以下ではゴム材料のみが変形し、振幅が 3mm を越えた時点で鉛プラグの変形が始まったためだと考えられる。したがって、振幅が 3mm 以下の範囲で剛性は一定値とし減衰はないものと判断した。

図-14 に示すように、3mm を超えると LRB の復元力特性が履歴ループを描くようになる。そこで、繰り返し載荷試験結果に最大点剛性を利用した等価線形化法<sup>3)</sup>を適用し、等価剛性  $K_e$  ならびに等価減衰係数  $C_e$  を定めた：

$$K_e = \frac{Q}{x_{\max}} \quad (5a)$$

$$C_e = \frac{\Delta W}{\pi \omega_e x_{\max}^2} \quad (5b)$$

ここに、 $x_{\max}$  は最大変位、 $Q$  は最大変位点での復元力、 $\omega_e$  は上部構造の質量  $m$  と等価剛性  $K_e$  から決まる等価固有円振動数である。 $\Delta W$  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あり、履歴ループの面積に等しい値である。

このようにして求めた等価剛性  $K_e$  および等価減衰係数  $C_e$  を振幅に対して図示したのが図-15 である。ただし、式 (5b) から明らかなように、等価減衰係数は振幅だけでなく、等価固有振動数にも依存する。図-15 (b) は、等価固有振動数として本震時の免震橋上部構造の値 (1.33Hz) を用いている。

### (2) 可動支承の摩擦力の等価線形化

可動支承 (ピボットローラー支承) に働く摩擦力をクーロン摩擦であると仮定し、式(5)を適用して等価剛性ならびに等価減衰係数を求める。ここでは、実際にピボットローラー支承に作用した摩擦係数を特定し難いため、摩擦係数  $\mu$  に不確定性を持たせ以下のように定める。

$$0.001 \leq \mu \leq 0.05 \quad (6)$$

ここに、式(6)の上限値には、設計摩擦係数を用いた。これは、設計時に安全をみて摩擦係数を大きく設定してあると考えたためである。また下限値は、ピボットローラー支承が障害なく作動した場合の値である  $0.001^{(6)}$  を用いた。

### (3) 同定結果との比較

地震時には、免震支承の復元力と可動支承に働く摩擦力の和が上部構造に作用すると考えられる。そこで 4 (1)、(2) で求めた等価剛性ならびに等価減衰係数の和と、地震記録から同定した構造剛性ならびに構造減衰係数との比較を行う。剛性および減衰係数を棒グラフにより比較したものを図-16 に示す。図-16 中の矢印は、式(6)で定めた摩擦係数の不確定性のために生じる摩擦力の等価剛性と等価減衰係数の範囲を示したものである。

図-16 をみると可動支承に働く摩擦力の影響は、変位が大きくなるにつれ、小さくなっている。特に本震時には摩擦力の影響が小さく、繰り返し載荷試験の等価剛性および等価減衰係数と、地震記録から同定した構造剛性および構造減衰係数がほぼ一致している。このことより、本震時において免震支承の性能が概ね発揮されていることがわかる。したがって、さらに大きな地震において、摩擦力の影響が低下し、

免震支承が繰り返し載荷試験と同様の性能を示すことが期待される。

これに対し、変位の小さい余震時の剛性および減衰係数には、可動支承に働く摩擦力の影響が大きく表れている。そのため、繰り返し載荷試験の性能との整合性を判断するのが困難である。しかし、式(6)の摩擦係数の不確定性を考慮するとその範囲内に入っていることがわかる。

免震支承を用いる連続桁でも交通振動に対する配慮から端橋脚上の支承は、本橋のように摩擦力を発生させる金属支承を用いることが多い。このような連続桁橋のモデル化という観点から考えてみる。通常、免震支承により支持された上部構造に作用する復元力特性は、本論文の図-14に示すような免震支承の繰り返し載荷試験に合致する弾塑性バネモデルに置き換えられる。本研究の対象である免震橋では、このような弾塑性バネによるモデル化は、バネに生じる変位がある程度大きい場合に妥当であることがわかる。しかし、余震時あるいは交通荷重下での振動のように微小変位を対象とする場合には、摩擦力が卓越し、免震支承の復元力特性のみでは上部構造の剛性や減衰を近似しているとは言い難い。逆に言えば、免震支承の工場載荷試験結果のみから解析モデルを構築した場合には、微小変位時の上部構造の挙動を再現することはできない。微小変位領域における摩擦力のモデル化が困難であることを考えると、摩擦力を生じる金属支承を含む場合の免震支承のモデル化に際しては、その適用範囲に注意を要するということである。

## 5. まとめ

兵庫県南部地震時に得られた実地震記録を用いて阪神高速道路5号湾岸線松の浜免震橋および反力分散橋の上部構造の応答特性を検討した。主たる知見は以下のとおりである。

- 1) 高架橋の上部構造の橋軸方向における挙動を、上部構造を剛体と考えた1自由度系のモデルにより同定することを試みた。その結果、ここで対象とした免震支承および反力分散支承で支持された上部構造の実地震時の挙動は、得られた記録について1自由度系のモデルにより表現できることがわかった。
- 2) 免震橋の上部構造での観測記録にみられた高周波成分は、付録2に示した交通振動の観測により、地震計が設置されている横桁に關係する局部振動であることがわかった。このことより地震計の設

置には注意を要することが示唆される。また、実測記録を利用した解析では、局部振動のようなノイズに配慮しなくてはならないことがわかる。

- 3) 同定により定めた免震支承の剛性および減衰と、繰り返し載荷試験結果に等価線形化法を適用して定めた値を比較し、免震支承の性能を評価した。その結果、本震時には、繰り返し載荷試験で得られている性能がほぼ発揮されていることがわかった。

本研究は、主に免震支承に支持された上部構造の挙動に着目しており、橋脚ならびに基礎の地震時挙動を再現するに至っていない。現在、橋脚および基礎を含めた高架橋全体のモデル化を試みている。

謝辞：本研究に使用した地震観測記録およ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。付録2に示した交通振動観測に際して、阪神高速道路公団の北沢正彦氏、小林寛氏、東京測振(株)の佐藤暢彦氏、増沢伸是氏に大変お世話になった。また三菱重工業(株)の佐々木伸幸氏、川口金属工業(株)の宮原幸春氏にもいろいろとご教示いただいた。Bootstrap法については、東京大学橋梁研究室大学院生の貝戸清之氏に解析を補助していただいた。ここに記して謝意を表する。

## 付録1 Bootstrap法<sup>9),10)</sup>

Bootstrap法は、母集団の分布を標本分布で置き換えられると仮定し、統計量の確からしさを照査する手法である。その手順は、以下ようになる。

- a) 観測データを標本分布と考え、その中から等しい確率で重複を許して観測データを選択し、多数のサンプル(Bootstrap sample)を作成する。以下では、このサンプルのことを疑似標本と呼ぶ。
- b) 各々の疑似標本に対し、同一の計算(パラメータの推定など)を行う。以後、疑似標本に対して得た計算結果を疑似要素(Bootstrap replicate)と呼ぶ。
- c) 疑似要素から、データについての信頼性区間等の統計的な精度を求める。統計的な精度の計算法については、後述する。

プロセスの流れを図-17に示す。

ここでは、観測データから1質点系のシステムの伝達関数を算出する場合に、Bootstrap法を以下のように適用する。

まず、入力 $x$ と出力 $y$ をそれぞれオーバーラップを許して $N$ 個の小区間に分割する。次にそれらの小区間に対し、適切なウインドウ(ハニングウインドなど)

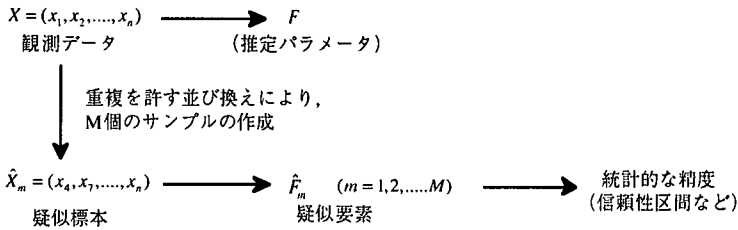


図-17 Bootstrapのプロセスの流れ

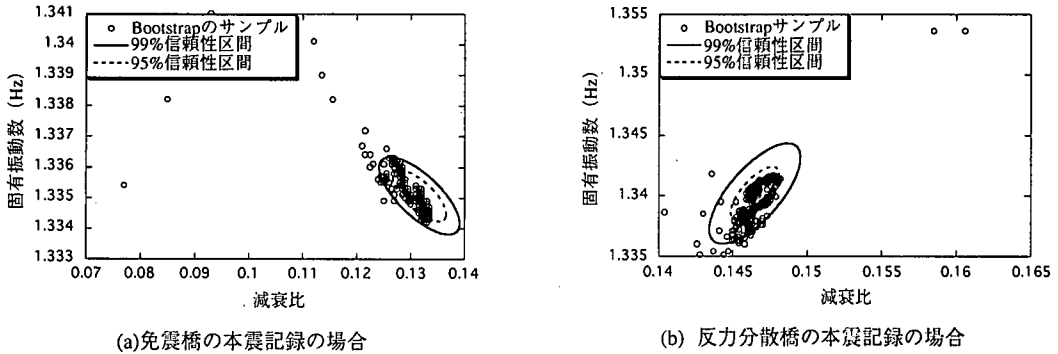


図-18 Bootstrap法による固有振動数と減衰比の相関を考慮した2変数信頼性区間

をかけた後、それぞれフーリエ変換する。入力  $x$  と出力  $y$  の各小区間のフーリエ変換をそれぞれ  $\bar{x}_n(f)$ 、 $\bar{y}_n(f)$  ( $n=1, 2, \dots, N$ ) とすると 1 自由度系の伝達関数  $H(f)$  は、式(7)のように書ける。

$$\bar{H}(f) = \frac{\sum_{n=1}^N \bar{y}_n(f) \bar{x}_n(f)^*}{\sum_{n=1}^N |\bar{x}_n(f)|^2} \quad (7)$$

ここに  $\bar{x}_n(f)$  は、 $x_n(f)$  の複素共役である。

次に  $\bar{x}_n(f)$  と  $\bar{y}_n(f)$  を重複を許して等しい確率で選び、 $M$  個のサンプル  $\hat{x}_{nk}(f)$  および  $\hat{y}_{nk}(f)$  ( $k=1, 2, \dots, M$ ) を作成する。このサンプルを式(7)の  $\bar{x}_n(f)$  および  $\bar{y}_n(f)$  の代わりに代入すると式(8)のようになる。

$$\hat{H}_k(f) = \frac{\sum_{n=1}^N \hat{y}_{nk}(f) \hat{x}_{nk}(f)^*}{\sum_{n=1}^N |\hat{x}_{nk}(f)|^2} \quad (8)$$

式(8)において疑似標本に相当するのは  $\hat{x}_{nk}(f)$  および  $\hat{y}_{nk}(f)$  であり、疑似要素に相当するのは伝達関数  $\hat{H}_k(f)$  ( $k=1, 2, \dots, M$ ) である。

本研究では、同定した固有振動数および減衰比の誤差が、すべて観測記録の持つ不確定性よると仮定し、式(2)の観測記録から得られる伝達関数に Bootstrap 法を適用した。まず、観測記録を、1024 個のデータで隣り合う区間と 512 個のオーバーラップ

を持つ 11 個の小区間に分割し、ハニングウインドを適用した。次に作成した小区間から式(8)により 2000 個の疑似要素  $\hat{H}_k(f)$  ( $k=1, 2, \dots, 2000$ ) を作成し、それらを式(4)に代入し  $E$  を最小にする固有振動数  $\hat{f}_k$  と減衰比  $\hat{\zeta}_k$  を求めた。このようにして求められる  $\hat{f}_k$  と  $\hat{\zeta}_k$  から固有振動数および減衰比の信頼性区間を定めた。本研究のように推定量が 2 つある場合には、2 つの変数の相関を考慮した 2 変数信頼性区間となる。  $\alpha\%$  の 2 変数信頼性区間は、正規分布を仮定すると

$$Q_k = \left( \frac{\hat{f}_k - \bar{f}}{se(\hat{f})} \right)^2 - 2\rho \left( \frac{\hat{f}_k - \bar{f}}{se(\hat{f})} \right) \left( \frac{\hat{\zeta}_k - \bar{\zeta}}{se(\hat{\zeta})} \right) + \left( \frac{\hat{\zeta}_k - \bar{\zeta}}{se(\hat{\zeta})} \right)^2 \quad (9)$$

を大きい順に並び換え、その後小さい方から  $\alpha\%$  の点数を含む楕円により与えられる。ここに  $\bar{f}$ 、 $\bar{\zeta}$  はそれぞれ  $\hat{f}_k$ 、 $\hat{\zeta}_k$  の平均値、 $se(\hat{f})$ 、 $se(\hat{\zeta})$  は  $\hat{f}_k$ 、 $\hat{\zeta}_k$  の標準偏差、 $\rho$  は  $\hat{f}_k$  と  $\hat{\zeta}_k$  の相関係数 (正規共分散係数) である。ここで示した式(9)を本文の本震記録に適用した場合の 2 変数信頼性区間を図-18 に示す。

## 付録2 交通振動観測

### (1) 目的

免震橋の上部構造の観測記録に含まれる高周波成分の原因について検討するため交通振動の計測を行

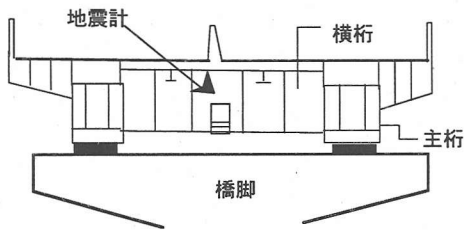


図-19 免震橋上部構造の断面図

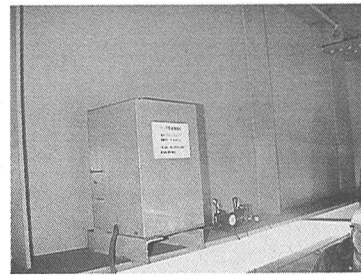


図-20 地震計の横桁での取り付け位置

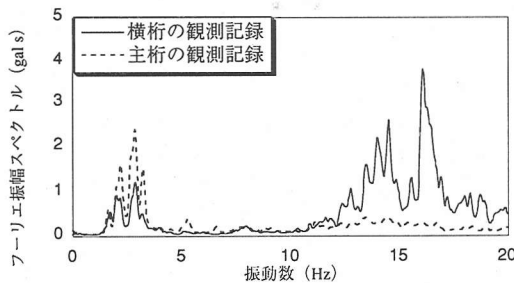


図-21 横桁と主桁における交通振動記録の比較  
(加速度スペクトル)

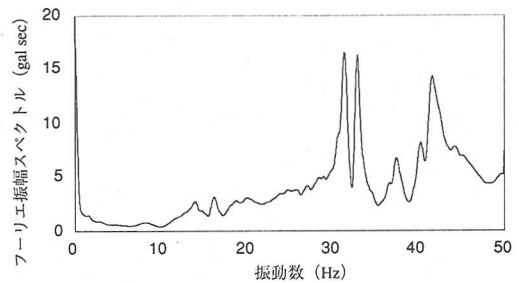


図-22 掛矢でたたいた際の横桁の振動の  
加速度スペクトル

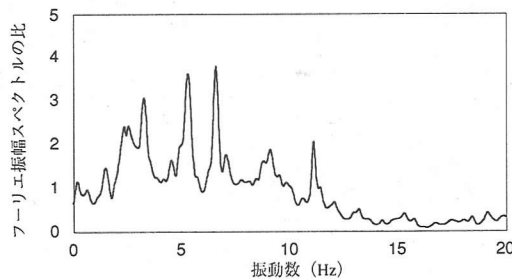


図-23 交通振動の記録から作成した伝達率フィルター

った。主たる目的は以下の2つである。

- a) 地震記録に認められた高周波成分が地震計周辺に現れる局部振動であることを確認する。
- b) 計測した交通振動から地震記録を補正するためのフィルターを作成する。

### (2) 観測の概要

免震橋の上部構造に取り付けられた地震計は、図-19 および図-20 に示すように横桁のほぼ中間点に設置されている。そこで地震計周辺の局部振動が地震記録に影響している可能性を考慮し、横桁と主桁で計測を行った。

### (3) 観測結果

- a) 図-21 に示すように、横桁の交通振動の観測記録には、免震橋の地震記録に認められた、15Hz 前後の高周波成分がみられた。同時に観測された主桁

上での記録には、これは発生していない。

- b) 図-21 をみると上述した高周波成分だけでなく、1～5Hz の低周波領域でも横桁と主桁の振動に違いがあることがわかる。
- c) 横桁を掛矢によりたたいて横桁の振動を励起した場合の加速度記録のフーリエ振幅スペクトルを図-22 に示す。これを見ると卓越振幅は、25Hz 以上にあり、地震記録にみられた高周波成分よりかなり高ことがわかる。

### (4) フィルターの作成

交通振動の観測記録を利用して図-23 に示すフィルターを作成した。ここにフィルターは、主桁での記録のフーリエ振幅スペクトルを、地震計が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。すなわち横桁から主桁への伝達率

であるから、横桁で観測されていた上部構造の地震記録を主桁での記録に変換することができる。

このフィルターで周波数領域においてフィルター処理することにより、高周波成分をカットするとともに低周波成分の補正を行った。

#### (5) 考察

- a) (3)の a), b)より, 地震記録にみられた高周波成分は, 地震計が設置されている横桁周辺に表れる局部振動であることがわかる。
- b) (3)の c)より, 横桁に現れる局部振動は, 横桁単独の振動ではないと考えられる。横桁は主桁と床版に接合されており, 床板を含むもう少し大きなスケールの振動ではないかと推測される。
- c) 交通振動は主として動的鉛直荷重であるのに対し, 地震動は主に動的水平荷重による。交通振動によっても, 地震によっても励起される, この横桁の面外振動がどのようなメカニズムで発生するのかについては, 現時点では明らかにするに至っていない。

#### 参考文献

- 1) 大塚久哲, 運上茂樹, 西原史和: 実測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。
- 2) 小林寛, 堀江佳平, 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, 土木学会, pp.55-62, 1996。
- 3) 柴田明德: 最新耐震構造解析, 森北出版, 1981。
- 4) 堀松正芳, 佐々木伸幸, 小松郁夫, 中谷真二: 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。
- 5) オイレス工業株式会社: LRB ゴム検査成績書(松の浜免震橋), 4月19日, 1991。
- 6) 社団法人日本道路協会: 道路橋支承便覧, 1991。
- 7) 下田郁夫: 球面すべり支承を用いた免震装置の開発, 機械力学講演論文集, No.900-441 Vol.B, 日本機械学会, 1990。
- 8) 河野哲也, 川島一彦: 実測強震記録に基づく免震橋の振動特性, 第24回地震工学研究発表会講演論文集, 土木学会, pp.329-332, 1997。
- 9) Norman, F.Hunter and Tomas, L.Peaz.: Application of the Bootstrap to the Analysis of Vibration Test Data, *Proceedings of the 66th Shock and Vibration Symposium*, pp.99-108, 1996。
- 10) 貝戸清之, 阿部雅人, 藤野陽三: 不確定性を考慮した非比例減衰系の同定と構造物の性能評価への応用, 構造工学論文集, Vol.45A, 1999。
- 11) Chaudhary, M.T.A., Abe, M. and Fujino, Y.: System identification of a bridge from observed strong motion records, 土木学会第53回年次学術講演会, pp.668-669, 1998。

(1998.3.4 受付)

## PERFORMANCE OF BASE-ISOLATED BRIDGE DURING 1995 KOBE EARTHQUAKE BASED ON OBSERVED RECORDS

Junji YOSHIDA, Masato ABE and Yozo FUJINO

Performance of base-isolated bridges is evaluated using the observed records of the main shock as well as after shocks during 1995 Kobe earthquake. In the first half of the paper, the motion of the superstructure supported by lead-rubber bearings, is shown to be approximated by the single-degree-of-freedom system where the superstructure is assumed to be rigid body. In the second half of the paper, the stiffness and damping coefficients of superstructure identified from observed records are compared with those calculated through the equivalent-linearization using the cyclic loading tests performed prior to installation. The comparison reveals good agreement between the design values and observed dynamic characteristics and the performance of base-isolation bearing is confirmed.