

弾性支承と桁連結構造を用いた 既設高架橋の振動特性

VIBRATION CHARACTERISTICS OF HIGHWAY BRIDGE
WITH ISOLATORS AND JOINTLESS SYSTEM UNDER MOVING VEHICLES

梶川 康男*、深田 宰史**、林 秀侃***、吉川 実****、薄井 王尚*****
Yasuo KAJIKAWA, Saiji FUKADA, Hidenao HAYASHI, Minoru YOSHIKAWA and Kimihisa USUI

*	金沢大学	工学部土木建設工学科	(〒920 金沢市小立野2丁目40-20)
**	金沢大学大学院	自然科学研究科システム科学専攻	(同上)
***	阪神高速道路公団	神戸線復旧建設部 調査設計課	(〒650 神戸市中央区新港町16番1号)
****	阪神高速道路公団	神戸線復旧建設部 第二復旧工事事務所	(同上)
*****	(株)フジエンジニアリング	調査設計部	(〒532 大阪市淀川区東三国4丁目13番3号)

The number of simple girder highway bridge with base isolators and jointless system has increased in recent years in order to reduce the traffic vibration, din, seismic force, and so on. However it is not clear how to exchange vibration characteristics of that bridge with and without base isolators and jointless system due to traffic load. Then we had vibration test in simple girder highway bridge with and without base isolators and jointless system under moving vehicles. Moreover the analytical model was made by finite element method, and simulation of eigen value and dynamic response analysis was carried out. As a result, it is clear that proposed analytical model which has girders, isolators and piers is valid to compare analysis results with measurement ones.

Key Words : vibration's characteristics, jointless system, isolators

1. まえがき

近年、交通振動や騒音の低減、車両走行性の向上、維持補修の省力化などを目的として既設単純桁高架橋の連結化が増加している。単純桁を連結して連続構造にした場合、桁端部の温度変化による伸縮量が集中して下部構造に影響を及ぼすとともに、連結部では二次応力が働くために、既設の鋼製支承に換わりゴム系の支承が用いられる。ゴム系の支承では地震時の上部構造の慣性力の分散も可能となるが、下部構造の剛性に大きな差があると、分散される慣性力の比率に差が生じて一部の下部構造に負担をかけることになる。また、ゴム系の支承は水平剛性が小さいために地震時の変位が増大し、桁端部の遊間がそれに対応できなくなる場合がある。このような問題を解決するために、現在ではゴム系の支承として減衰性能の大きい免震および分散支承（以後、弾性支承と称す

る）が多く用いられている^{1) - 4)}。さらに、この弾性支承は連続構造とした場合だけでなく単純桁橋の支承としても積極的に用いられており、このような弾性支承を用いた場合、および連続構造とした場合の車両走行による振動特性を把握して上部構造や橋脚を含めた全体構造系のモデル化を検討しておくことは、今後の地震応答解析や環境振動アセスメントなどに役立つといえる^{5) - 7)}。

そこで本研究では、単純桁高架橋の鋼製支承を天然ゴム系の積層ゴム支承に交換した場合と、その後にその単純径間を含む5径間分を桁連結により連続構造にして、その積層ゴム支承と鋼製支承を免震支承に交換した、それぞれの場合において車両走行による振動実験を実施し、その結果を用いて弾性支承や橋脚の挙動を把握し、さらに実測値と解析値を比較して橋脚まで含めた全体構造系の解析モデルを検討した。

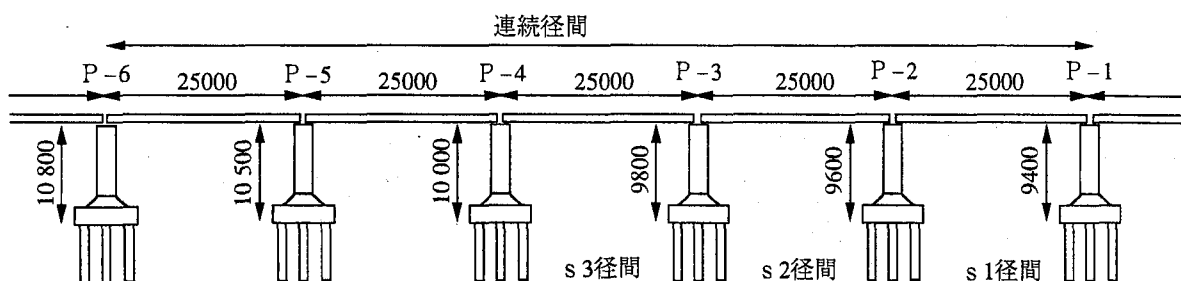


図-1 一般図

2. 実験概要と対象橋梁

総重量 20tf (196kN) の試験車が任意の一定速度で走行したときの弾性支承化および桁連結化したことによる、それぞれの影響を検討するために車両走行による振動実験を行った。実験は、以下に述べるように構造変更の過程に伴い3度行った。1度目は鋼製支承（高力黄銅支承板(BP)支承）を有する、2度目はその鋼製支承を天然ゴム系の積層ゴム支承に交換した、スパン 25m の5本主桁を有する鋼単純I桁橋とその両端のT型RC橋脚を対象とした。さらに、3度目はその単純径間の主桁腹板間を連結板により5径間連結し、その積層ゴム支承と鋼製支承を免震支承（高減衰積層ゴム支承）に交換した連続桁橋を対象とした。なお、本橋は2度目の実験以降に震災に遭遇し、P1、P2、P3の各橋脚のRC張り出し梁を鋼製梁に、橋脚柱においてはRCと鋼板による巻き立てを施した。対象橋梁の一般図を図-1に示す。

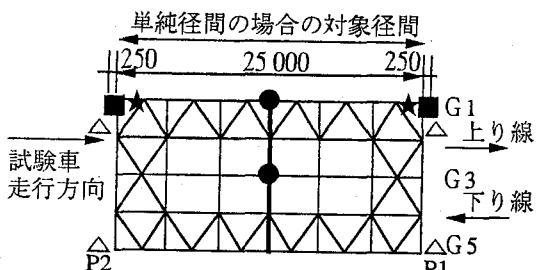
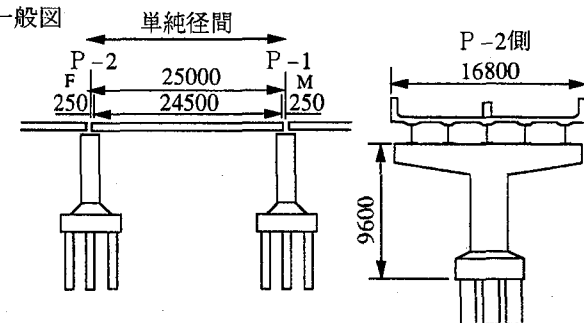
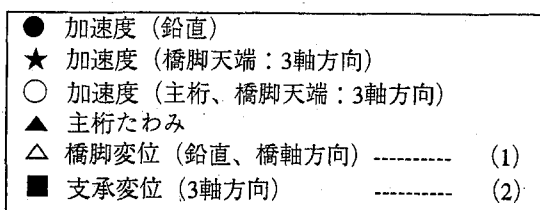


図-2 (a) 単純径間における測点配置



測定項目としては、支承の機能および上部構造と橋脚を合わせた全体構造での振動特性を把握するために、各実験で概ね統一してあるが、1度目と2度目の実験では図-2 (a)に示すように、車両がP2からP1方向の上り線を走行しており、支承(3方向)および橋脚(橋軸、鉛直)の変位挙動と、主桁スパン中央(鉛直)、支承上の主桁(鉛直)および支承下の橋脚天端(3方向)の加速度をサーボ型加速度計と振動レベル計により測定した。また、3度目の実験では図-2 (b)に示すように、車両がP1からP6方向の下り線を走行しており、支承(3方向)、橋脚(橋軸、鉛直)および主桁スパン中央(鉛直)の変位挙動と、主桁スパン中央(鉛直)、支承上の主桁および支承下の橋脚天端(3方向)の加速度を上述した計測器により測定した。なお、橋脚変位は地盤を不動点とし、支承変位は橋脚天端を不動点とした。(下図(1)(2)参照)

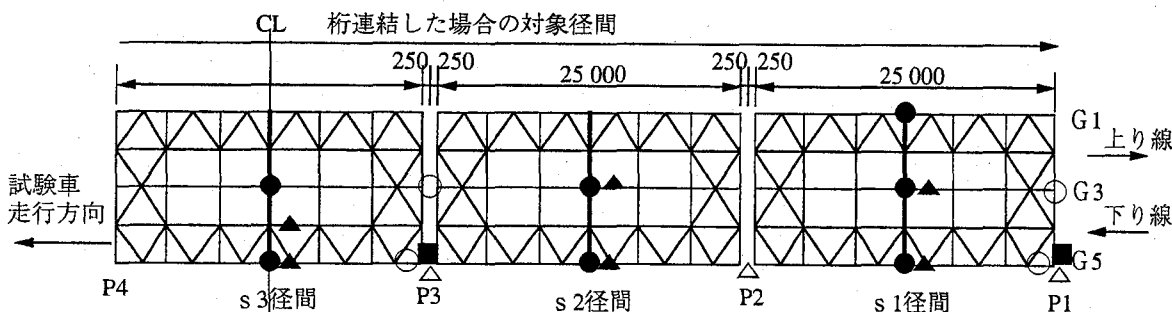
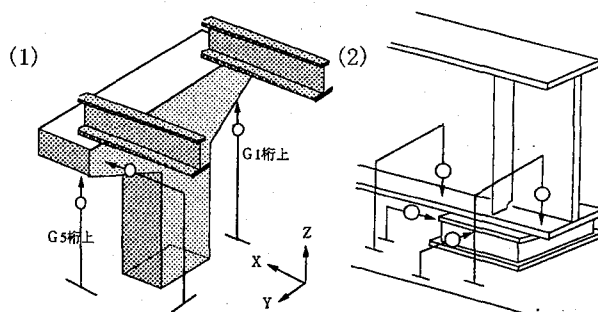


図-2 (b) 連続径間における測点配置

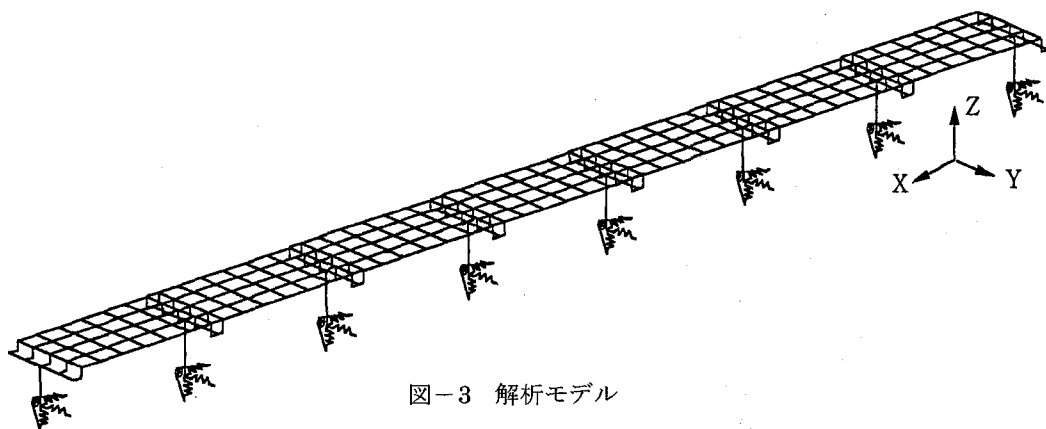


図-3 解析モデル

3. 解析手法

3. 1 解析モデル

解析モデルは、実験時の対象橋梁を忠実にモデル化するために立体骨組み構造とした。主桁のモデル化については床版や地覆剛性を含め、質量については主桁質量に地覆や舗装の質量も考慮した。なお、図-3 に全体構造系の解析モデルを示すとともに、支承、橋脚部のモデル化の詳細図を図-4 に示す。解析モデルでは、主桁や橋脚の主部材は中立軸の位置を表わしており、主桁と橋脚との中立軸のくい違いをオフセット部材を用いて考慮した⁸⁾。実際には対象径間の両端部の橋脚上には、前後の径間の上部構造重量が載荷されているため、対象径間前後の径間も考慮している⁹⁾。さらに、橋脚下端の境界条件については、地盤ばねを考慮した¹⁰⁾。

主桁の連結部材のモデル化については、主桁端部の剛性と同等な棒部材を用いることとし、非連結時には車両が走行するための継手部の連続性を保たせるために、連結時に比べて剛性の小さい棒部材を用いた。

弾性支承のモデル化については3軸方向の線形ばねでモデル化し、解析に用いたばね定数について、単純桁時の天然ゴム系の積層ゴム支承の場合には、支承単体での履歴曲線の傾きを用いることにした。また、桁連結時の免震支承である高減衰積層ゴム支承の場合には、車両走行による振幅レベルを考慮して、図-5 に示す免震支承単体の水平方向バイリニアモデルの1次勾配を用いることにした。

3. 2 固有値解析

試験車が橋上を速度約 10km/h 以下で徐行した時に得られた弾性支承および橋脚の変位挙動やスパン中央でのたわみを解析値と比較することにより、解析における剛性を確認し、さらにサブスペース法により固有値解析を行った¹¹⁾。固有値解析では、解析ケースとして表-1 に示すような地盤ばね、弾性支承および主桁の連結、非連結をパラメータとして解析した。地盤ばね定数については、示方書Ⅳ（下部構造編）により算出した値を用いることにした^{12) 13)}。また、鋼製支承のモデル化については、弾性支承部のばね部材をピン部材に置き換えて解析した。

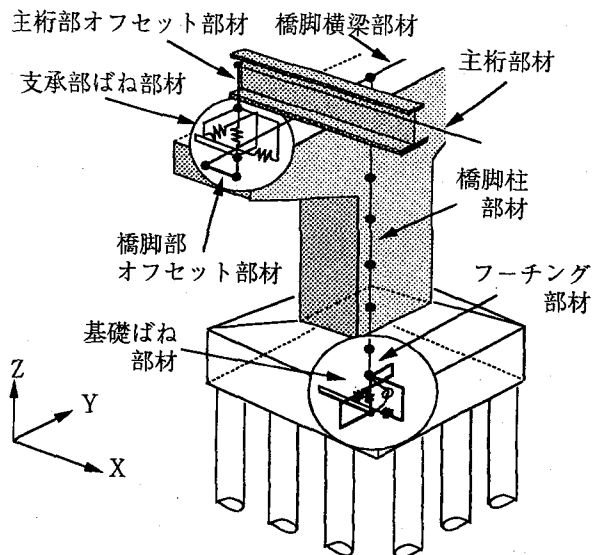


図-4 支承・橋脚部の詳細図

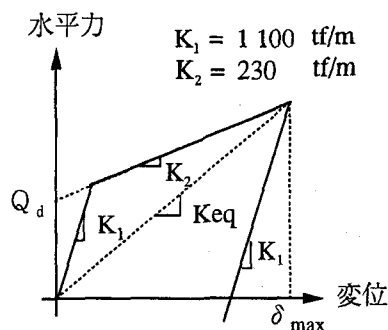


図-5 免震支承のバイリニアモデル

表-1 解析ケース

	解析ケース					
	A	B	C	D	E	F
橋脚下端（地盤ばね）	○	○	○			
（剛支持）				○	○	○
弾性支承（初期剛性）	○		○	○		○
鋼製支承		○			○	
桁連結径間	○			○		
単純径間		○	○		○	○

3.3 車両走行による動的応答解析

車両走行による応答解析では、図-6 に示すような前軸、後軸のばね上、ばね下を考慮した3軸の車両モデルを用いて、実測の路面凹凸を考慮して直接積分法のNewmark β 法 ($\beta=1/4$) により、車両-橋梁系の運動方程式を逐次積分して応答値を求めた^{14) -16)}。

なお、解析に用いた各部材の減衰定数は、文献¹⁾と実験データをもとにして、上部構造の鋼構造部では $h=2\%$ 、下部構造部では $h=5\%$ 、さらに弾性支承部では $h=4\%$ とした。

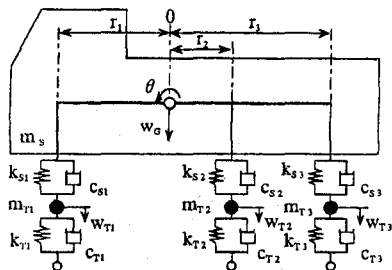


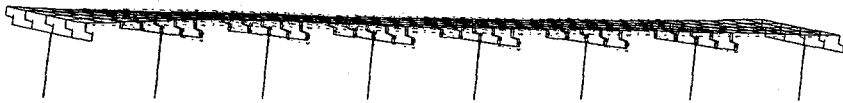
図-6 車両モデル

4. 実験・解析結果

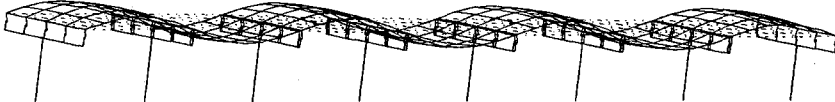
4.1 固有振動数の比較

単純桁高架橋の鋼製支承を弾性支承に交換した場合とその後に、その単純径間を含む5径間分を桁連結して連続構造とした、それぞれの場合について、実測値と解析値の固有振動数の比較を表-2に示す。

(a) 上部構造の橋軸直角方向モード



(b) たわみ1次モード



(c) ねじれ1次モード

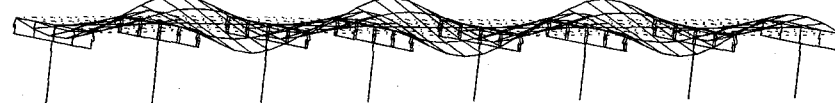


図-7 モード図

表-2 固有振動数の比較

鋼製支承（単純桁）			弾性支承（単純桁）			弾性支承（連続構造）			モード形状	
解析値		実験値	解析値		実験値	解析値		実験値		
地盤ばね （ケースB）	剛支持 （ケースE）		地盤ばね （ケースC）	剛支持 （ケースF）		地盤ばね （ケースA）	剛支持 （ケースD）			
						1.9	2.4	2.3～2.4	上部橋軸直角方向モード（図－7(a)）	
2.8	3.5	3.6	2.8	3.5	3.5				橋脚のロッキング振動	
		3.8～4.0			3.8～4.0			4.0～4.2		
4.8	4.9	4.5～4.6	4.7	4.8	4.4～4.5	4.8	4.9	4.6～4.7	たわみ1次（図－7(b)）	
								4.9～5.0		
5.3	5.3	……	5.3	5.3	……	5.3	5.3	5.1～5.2	ねじれ1次（図－7(c)）	

(単位: Hz)

また、その表に対応した連続径間時のそれぞれのモード図を図-7に示す。なお、このモード図には連結径間前後の径間も考慮されている。

この表から、地盤ばねを用いた解析ケースでは、橋脚ロッキング振動が実測に比べて小さく、むしろそのばね定数を無限大にして、剛支持とした解析ケースの方が実測に近いといえる。本橋の場合、地盤がかなりかたい場所であることを考慮すると、車両走行による微小振動領域では、地盤ばね定数は無限大に大きな値を用いてもよいと言える。よって、車両走行による動的応答解析においては、橋脚下端の支持条件を剛支持として解析する。

実験や解析から基本的には桁連結により連続構造としても、たわみ1次の振動数はそれほど変化していないことが分かるが、4.9~5.0Hzにおいてはモード形状は明らかではないが、新たな振動成分が出現していることから、連続桁になったことによる新たな振動モードが生じたものと考えられる。また、単純桁時に卓越していた3.5Hz付近の橋脚ロッキング振動は、連結後にはその卓越がなくなっており、さらに2.3~2.4Hzに新たな振動モードが生じているのが分かる。

表中で点線とした単純径間のねじれ1次振動成分については、橋脚のロッキング振動がかなり卓越していたために、ねじれ1次振動モードとして分離できなかった。

また、単純径間時の3.8~4.0Hz、連続径間時の4.0~4.2Hzの振動成分については、ともにモード形状が特定できなかったが、橋脚まで含めた高架橋全体系におけるモードであると考えられる。

なお、単純桁時の橋脚が橋軸直角方向に倒れるロッキング振動や、連結時の上部構造全体が橋軸直角方向に振動するモードについては、以下でも詳しく述べることにする。

4. 2 弾性支承を用いた場合

ここでは、単純桁高架橋の鋼製支承の代わりに弾性支承を用いた場合の、支承部と橋脚部の変形挙動の違いや橋脚上およびスパン中央での加速度応答の違いについて示すことにする。

(1) 支承部の挙動

重量 20tf(196kN)の試験車が走行車線を約 40km/h で走行したときの P 1 橋脚上 (図-8 参照) G 1 桁の可動支承における橋軸および橋軸直角方向の実測での変位波形に 5Hz の lowpass filter を施した波形をそれぞれ図-9(a)、(b)に示す。これより、鋼製支承時には可動支承部における橋軸方向の変位がほとんど生じていないことが分かる。ゆえに、約 20 年の供用年数を経た BP 支承の場合には、通常の車両走行状態では可動支承が橋軸方向に変位していないものと考えられる。一方、鋼製支承時に対応して弾性支承時の橋軸および橋軸直角方向の支承部上側と下側の相対変位 (図-2 参照) をそれぞれ図-10(a)、(b)に示す。なお、これらの図の符号については、図-11(a)、(b)に示す。図-10(a)より、まずはじめに試験車が P 2 橋脚上に接近した際には桁自身に押されることにより、P 1 側の支承はマイナス方向 (図-11(a)参照) に変位しはじめる。次に、車両がスパン中央まで進んだ際には、(下フランジ下面から中立軸までの距離) × (たわみ角) の距離だけマイナス方向に変位し、さらに P 1 橋脚上に車両が載荷するとプラス方向に変位している。

また、図-9(b)より鋼製支承時の場合の橋軸直角方向の支承部上側と下側の相対変位は、当然のことながら変位がほとんど見られないのに対して、弾性支承時には橋軸方向の約半分程度の振幅量が見られる。この変位挙動は、図-11(b)に示すように、車両が橋脚上に載荷された場合、橋脚の張り出し梁 (車両載荷側) はたわむが、一方の主桁は橋脚の倒れに追従せずに変位しない。よって、支承部上側と下側の相対変位では、あたかもマイナス方向に変位したかのようにになっている。

さらに鉛直方向では、鋼製支承時は約 0.01~0.03mm 程度変位していたものが、弾性支承時の場合には約 0.15mm 程度となっている。これは、鋼製支承と弾性支承との鉛直方向の剛性の違いにより差が生じたものと考えられる。以上の、鉛直と橋軸方向の変位挙動から橋軸直角回りの回転変位については、鋼製支承時には支承は鉛直方向にほとんど変位せず回転支点となっているが、弾性支承時には、図-11(a)に示すようにゴムの圧縮変位によって桁全体が沈み込んで回転していることが分かる。

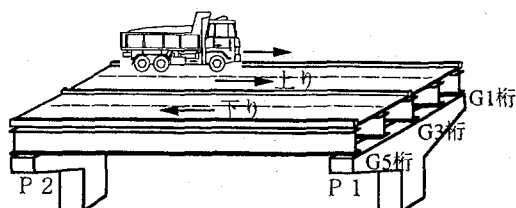


図-8 車両走行状況

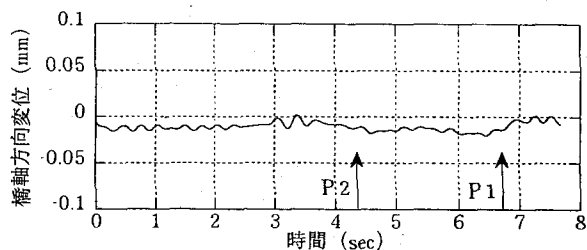


図-9(a) 鋼製支承時の橋軸方向変位 (実測)

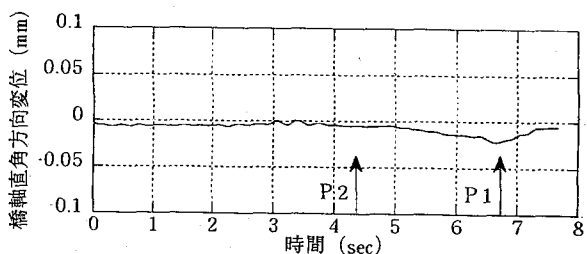


図-9(b) 鋼製支承時の橋軸直角方向変位 (実測)

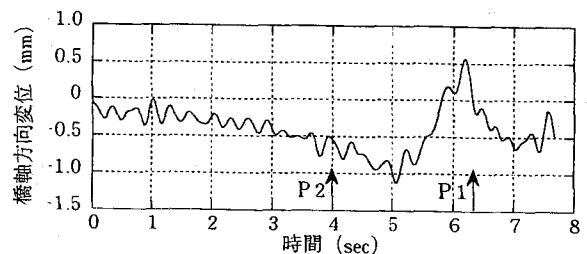


図-10(a) 弾性支承時の橋軸方向変位 (実測)

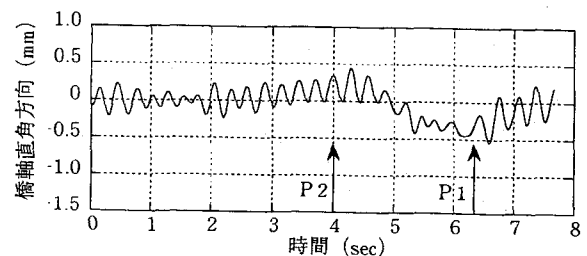


図-10(b) 弾性支承時の橋軸直角方向変位 (実測)

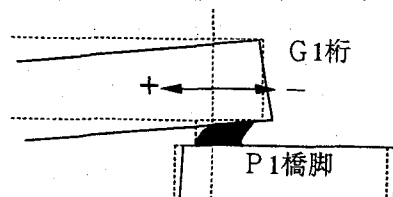


図-11(a) 橋軸方向の支承変位

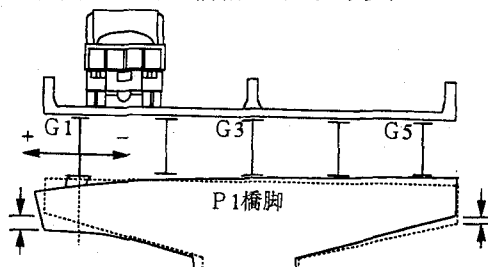


図-11(b) 橋軸直角方向の支承変位

(2) 橋脚部の挙動

試験車が走行車線を鋼製支承時に 20km/h、弾性支承時に 40km/h で走行したときの鋼製支承時と弾性支承時の P 2 橋脚(図-8 参照)の橋軸方向の変位波形を図-12(a)、(b)に示す。これを見ると、図-12(a)に示した鋼製支承時には、先に述べたように鋼製の可動支承が橋軸方向に変位していないために、その反力を受けて、この橋脚が代わりに橋軸方向に変位しているのが分かる。

一方、図-12(b)に示した弾性支承の場合には、変位量が小さくなっていることから、図-13に示すように弾性支承により主桁が橋軸方向に可動しやすくなったことで橋脚の負担が小さくなったといえる。

また、橋脚の張り出し梁先端の鉛直方向変位については、弾性支承時、鋼製支承時ともにほとんど変わらず、試験車が走行車線を走行した際の G 1 桁側(図-8 参照)において、1.4mm 程度の変位量が生じていた。

図-14(a)、(b)に示したものは、試験車が走行車線を約 60km/h で走行した際の、鋼製支承時と弾性支承時の P 2 橋脚天端における橋軸直角方向の加速度レベル計により得られた加速度波形のスペクトルである。これより、鋼製支承時、弾性支承時ともに 3.5~3.6Hz に大きな卓越振動成分が見られるが、これは橋軸直角方向に橋脚がロッキング振動しているためと考えられる。

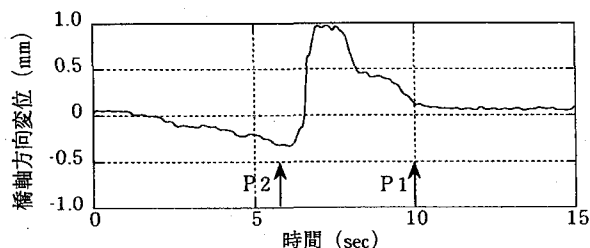


図-12(a) 鋼製支承時の橋脚の橋軸方向変位 (実測)

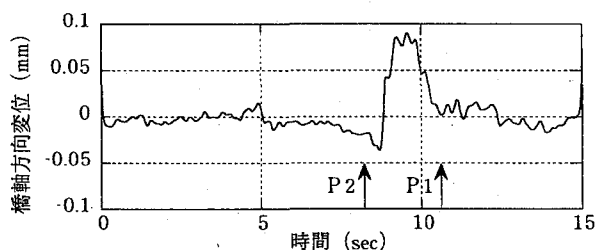


図-12(b) 弾性支承時の橋脚の橋軸方向変位 (実測)

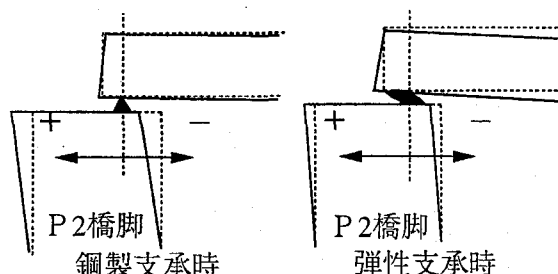


図-13 橋脚の橋軸方向の変位挙動

このロッキング振動は解析においても卓越しており、図-14 に対応したスペクトルを図-15(a)、(b)にそれぞれ示す。

<実測>

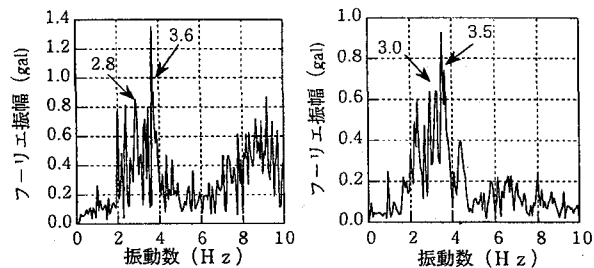


図-14(a) 鋼製支承時

(b) 弾性支承時

<解析>

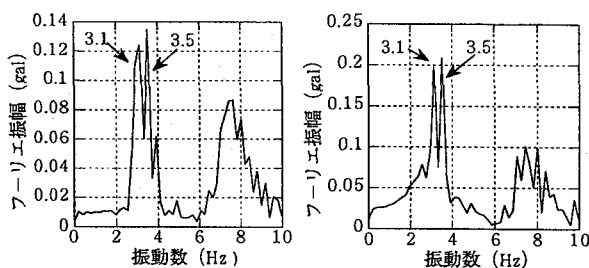


図-15(a) 鋼製支承時

(b) 弾性支承時

(3) スパン中央部の挙動

解析において車両が走行車線を約 40km/h で走行したときの鋼製支承時と弾性支承時のスパン中央における鉛直方向の加速度波形を図-16(a)、(b)に示す。

この解析による両方の波形を比較してみても、弾性支承に交換したことによる振幅量の大きな変化は見られないように、実験においても振幅量に大きな変化は見られなかった。

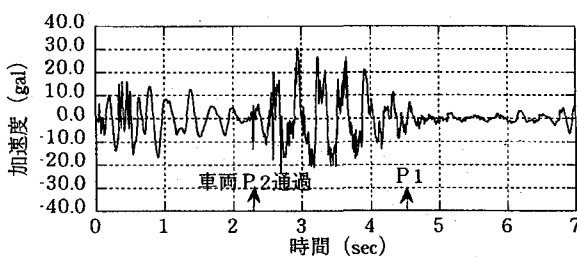


図-16(a) 鋼製支承時のスパン中央の加速度 (解析)

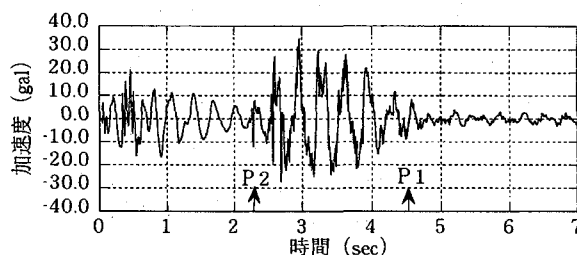


図-16(b) 弾性支承時のスパン中央の加速度 (解析)

次に、解析において車両が10km/hで徐行した時の鋼製支承時と弾性支承時のスパン中央での鉛直たわみ波形を図-17に示す。実験では、この変位を計測していないが、解析によるこれらの波形を比較すると、弾性支承時の方が若干変位量が大きくなっている。これは、弾性支承時の場合には、両端ともに橋軸方向に弾性支持されているために、橋軸方向の拘束が小さくなり、さらにオフセット部材により、主桁端部における回転拘束が小さくなったために、鉛直方向にたわみやすくなったと考えられる。

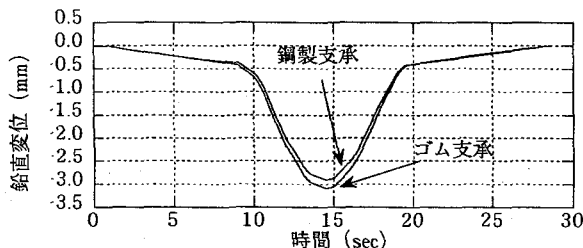


図-17 スパン中央の鉛直たわみの比較 (解析)

4. 3 桁連結した場合

弾性支承に交換した単純桁高架橋を5径間分連結した場合の、支承部と橋脚部の変形挙動の違いや橋脚上およびスパン中央での加速度応答の違いについて実測値と解析値を比較する。

(1) 支承部の挙動

試験車が走行車線を約40km/hで走行した際のP3橋脚、s3径間側のG5桁 (図-18参照)の支承部、橋軸および橋軸直角方向の変位波形を図-19(a)、(b)に示す。さらに、図-19(a)、(b)に対応して、図-20(a)、(b)に解析における支承部の変位波形を示す。なお、各波形の符号は、図-21(a)、(b)に示している。

これより、図-20(a)に示した桁連結した場合の解析における支承部の橋軸方向の変位挙動は、連続桁の支承に近い挙動を示しているが、図-19(a)に示した実験時の波形と比較してみると、車両がs2径間上からP3橋脚にかけて走行し、対象としている支承をプラス方向 (図-21(a)参照)に押している部分での変位挙動に相違があることが分かる。これは、2つの支承が一体となって、弾性支持していることによる影響がでていると考えられる。

さらに、この影響は橋軸直角方向の変位波形にも見られ、解析による波形と相違している。よって、弾性支承部のモデル化として3軸方向の線形ばねを用いたことは、構造全体系の挙動にはそれほど影響しないが、支承部付近の損傷問題を扱う場合など、局所的な挙動を表わす場合には他のモデルの検討が必要と言える。

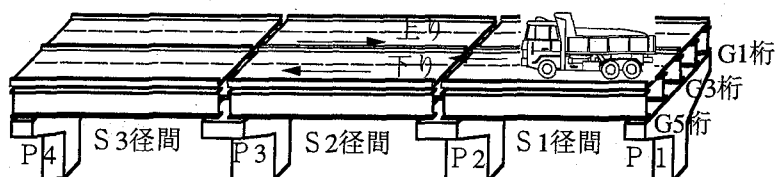


図-18 車両走行状況

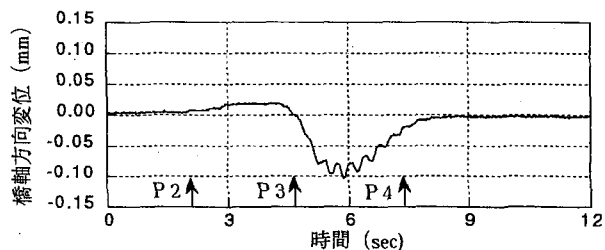


図-19(a) 橋軸方向の変位 (実測)

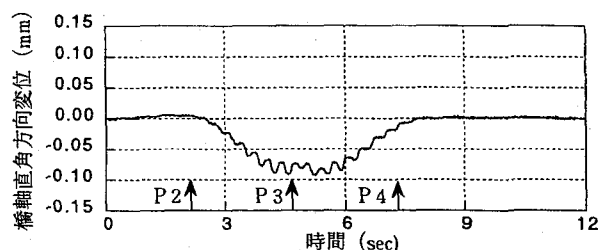


図-19(b) 橋軸直角方向の変位 (実測)

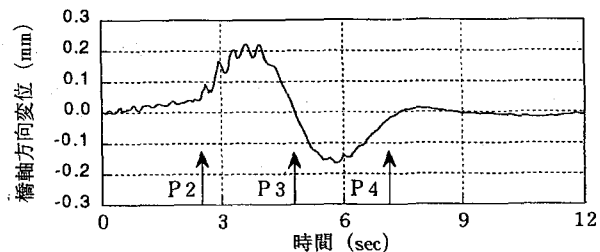


図-20(a) 橋軸方向の変位 (解析)

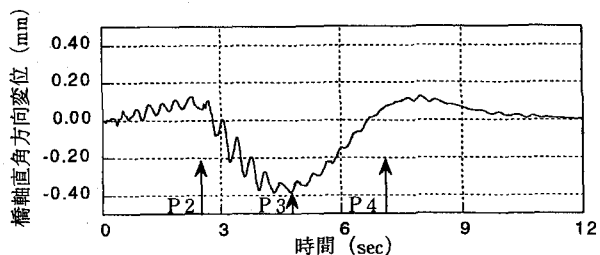


図-20(b) 橋軸直角方向の変位 (解析)

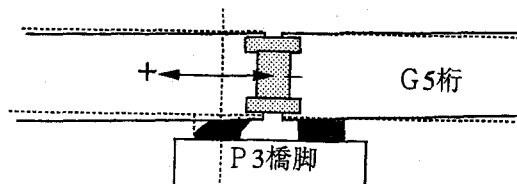


図-21(a) 橋軸方向の支承変位

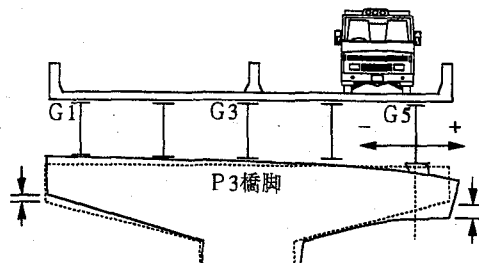


図-21(b) 橋軸直角方向の支承変位

(2) 橋脚部の挙動

桁連結後に試験車が走行車線を約 60km/h で走行した際の、P 1 橋脚上の G 3 桁(図-18 参照) 支承上の主桁(図-22(a)) と支承下の橋脚天端(図-22(b)) の加速度波形に 20Hz の lowpass filter を施し、各々を比較したものを図-22(a) (b) に示す。さらに、各波形の右横にはその波形のスペクトルも示した。図-22(c) に測点の配置を示す。

まず、橋軸方向では車両がジョイントに乗り上げた際の衝撃波が、支承下の方が増幅していることが分かる。両方のスペクトルから、3.0Hz 付近の車両のばね上振動数、主桁のたわみ 1 次およびねじれ 1 次振動数がともに励起している。さらに、モードは確認できていないが、支承上の 6~10Hz 付近に励起している振動数が支承下においては、その励起が小さくなった。

次に、橋軸直角方向に着目して見ると、支承上下では振幅量にそれほど差がない。両方のスペクトルを比較して見ると、ともに 3.0Hz 付近の車両のばね上振動数と 2.3Hz の橋軸直角方向モードが大きく励起している。また、支承上での 10Hz 以上の振動数領域が支承下においては、その励起が小さくなっている。

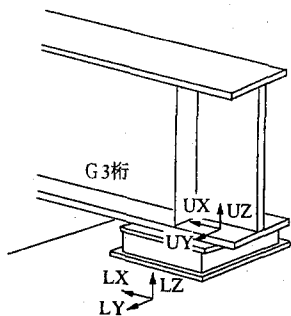
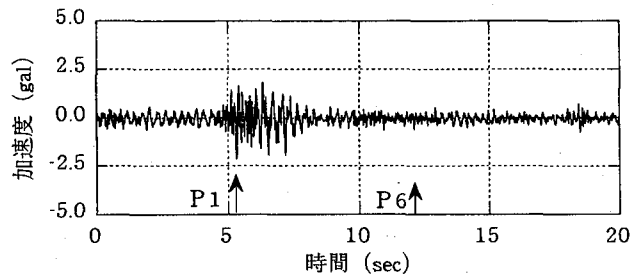
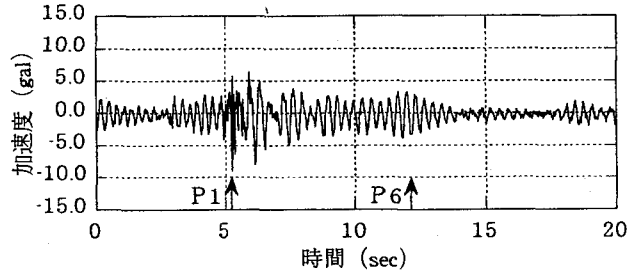


図-22(c) 測点状況

<橋軸方向 (UX) >



<橋軸直角方向 (UY) >



<鉛直方向 (UZ) >

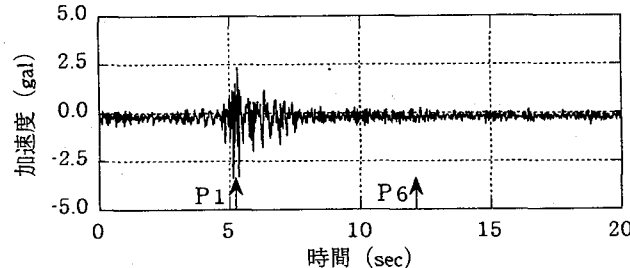
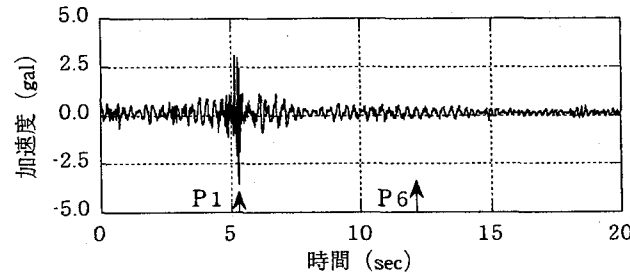
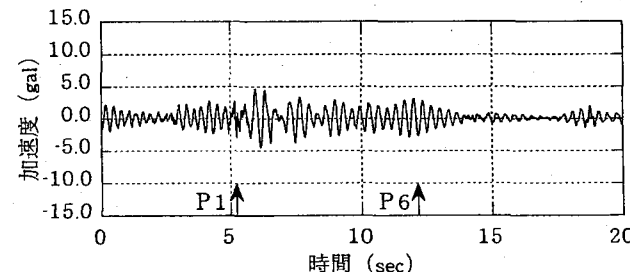


図-22 (a) 支承上の加速度波形とそのスペクトル

<橋軸方向 (LX) >



<橋軸直角方向 (LY) >



<鉛直方向 (LZ) >

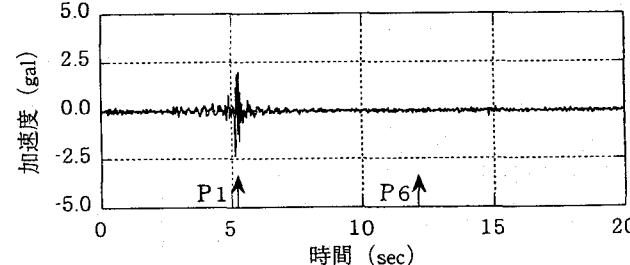


図-22 (b) 支承下の加速度波形とそのスペクトル

次に、鉛直方向に着目して見ると、車両がジョイントに乗り上げた際の衝撃波は、支承上下ともにほとんど差がないが、その後の減衰が支承下の方が大きいことが分かる。また、両方のスペクトルを比較すると、支承上下ともに、3.0Hz 付近の車両のばね上振動数、主桁のたわみ1次およびねじれ1次振動数が主に励起しているが、支承下においては全体的にスペクトルエネルギーが小さくなっているのが分かる。

以上から、支承下の橋脚天端上で得られた加速度波形においては、支承上に比べて3軸方向ともに10Hz以上の高周波成分が低減している。しかしながら、橋軸および橋軸直角方向の水平面内において、約5Hz以下の振動成分については、波形の振幅やスペクトルエネルギーがほとんど低減していないのが分かる。また、この橋軸直角方向モードである2.3Hzの振動数成分が励起するようになった要因としては、桁連結化による上部構造重量の増加や弾性支承化が考えられる。実際には、橋軸方向にもこのようなモードが出現すると考えられるが、橋軸方向には連結径間の前後にも隣接径間が連続しているために、このようなモードは励起しにくいと考えられる。

この橋軸直角モードは、解析でも励起していたが、図-23(a)(b)に示すように支承上に比較して、支承下ではスペクトルエネルギーが小さくなっているうえに、車両のばね下振動数と思われる10Hz付近の高周波成分がかなり卓越した結果となり、実験値と相違している。この点においても支承のばねモデルの検討が必要といえる。

次に、橋軸直角方向の支承上、下の加速度波形や支承部の変位波形から、弾性支承に起因する2.3Hzの橋軸直角方向振動モードの減衰定数を算出してみた。それによると、弾性支承上、下ともに $\delta=3\sim4\%$ であった。よって、車両走行による弾性支承の振動振幅レベルでの減衰定数は地震時から比較するとかなり小さいといえる。

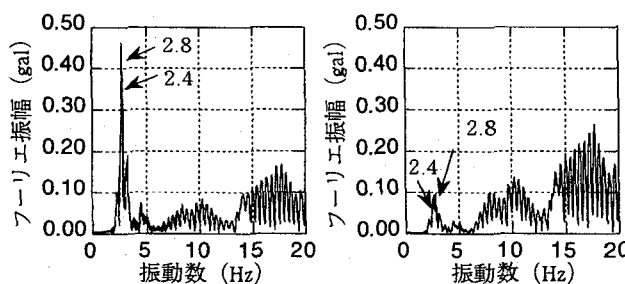


図-23(a) 支承上(解析) 図-23(b) 支承下(解析)

(3) スパン中央の挙動

試験車が走行車線を40km/hで走行した際の実測と解析におけるs1, s2, s3の各径間のG5桁(図-18参照)の鉛直たわみを比較したものを図-24(a), (b)に示す。

実験、解析において連結された端部の径間(s1径間)と中央径間(s3径間)における鉛直たわみを比較すると中央径間の変位量の方が若干小さくなっていることが分かる。これは、中央径間では両端の橋脚上で主桁が連

結されているために、たわみ角が低減されたためであると考えられる。

さらに、図-25(a), (b)に示した加速度波形は、試験車が走行車線を40km/hで走行した際のs3径間中央における実測と解析の加速度波形を比較したものである。これによると、継手部の段差を越える際の衝撃波形がかなり小さくなり、単純径間時の場合に比べて振動振幅も低減していることが分かる。

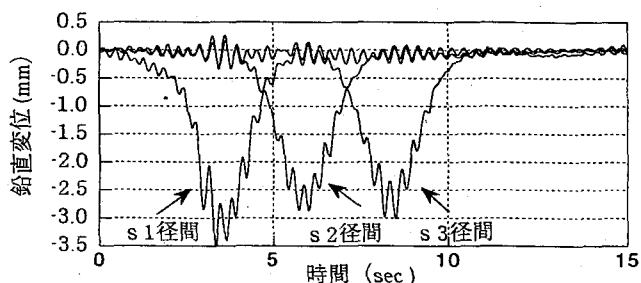


図-24(a) 連結後の各径間中央の鉛直たわみ(実測)

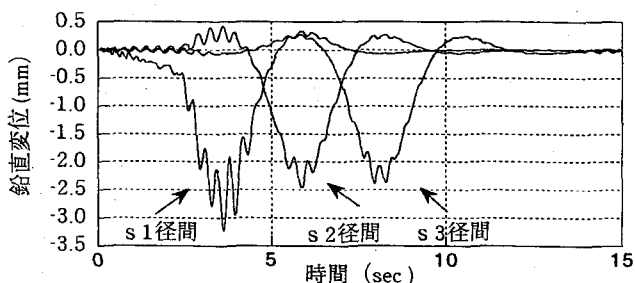


図-24(b) 連結後の各径間中央の鉛直たわみ(解析)

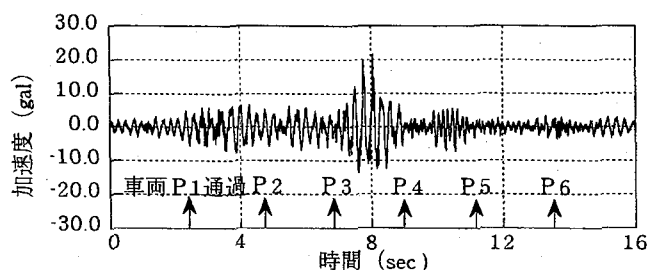


図-25(a) 連結後のs3径間中央の鉛直加速度(実測)

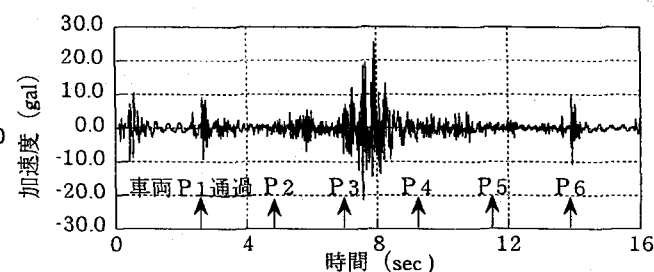


図-25(b) 連結後のs3径間中央の鉛直加速度(解析)

また、各波形のスペクトルを図-26(a), (b)にそれぞれ示す。これより、両者ともに約3.0Hz付近の車両のばね上の振動成分がかなり卓越しているが、実測4.7Hzのたわみ1次や5.2Hzのねじれ1次の振動数はよくシミュレートされているといえる。また、解析ではかなり6Hz

以上の振動成分が卓越しているが、これは実験に用いた車両のばね下条件などが異なっているためと考えられる。

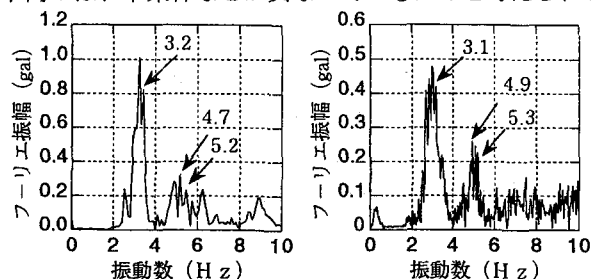


図-26(a) 実験値 図-26(b) 解析値
連結後のs3径間中央の加速度スペクトル

5. まとめ

本研究では、弾性支承化および桁連結構造を用いた既設高架橋を対象として、車両走行による振動実験を行い、支承部および橋脚部の変位に着目してその振動挙動を把握した。また、シミュレーションにより求めた解析値と実験値を比較して全体系での解析モデルの検討を行った。

本研究により明らかになった事項は次の通りである。

- (1) 固有値解析において得られた固有振動数は、本橋の振動実験により得られた値と比較的よい一致を示しており、本橋の橋脚まで含めた全体系でのモデル化について妥当性が確かめられた。
- (2) 弾性支承部のモデル化として、初期剛性で十分近似できるものの、局所的な変位挙動について実験値と比較すると、3軸方向の線形ばねでは精度よく表現できないことが分かり、検討の余地がある。
- (3) 実験や解析より、単純桁時と桁連結した連続桁時では、対応する振動モードの振動数に大きな変化が見られなかった。
- (4) 実験から、鋼製支承から弾性支承に交換したことにより、鋼製支承時に比較して、主桁が橋軸方向に変位しやすくなり、橋脚の橋軸方向変位が小さくなった。
- (5) 実験により、弾性支承を用いた場合、支承上の上部構造から支承下の下部構造へと振動が伝播する過程において、3軸方向ともに高周波の振動成分が低減していた。しかしながら、橋軸および橋軸直角方向の水平面内においての約5Hz以下の振動成分は、波形の振幅やスペクトルエネルギーがそれほど低減されていなかった。
- (6) 実験や解析から、既設単純桁高架橋を連続構造とすることで連結化した中央径間では、スパン中央のたわみや振動振幅が小さくなった。
- (7) 弾性支承は3軸方向ともに弾性支持しているため、本橋全体が橋軸直角水平方向に振動するモードが車両走行により励起することが分かった。

現場実験による確認が可能な範囲での解析モデルを検討したので、今後はさらに弾性支承や橋脚の挙動が非線形領域の場合を考慮して地震応答解析時のモデルの検討をしていく予定である。

最後に、阪神高速道路公団では高架橋の振動問題に対しても積極的にさまざまな取り組みを行っており、今回は弾性支承化と桁連結化による高架橋全体の振動特性の変化について検討した。協力頂いた関係者各位に心より謝意を表わします。今後いろいろと検討して、よりよい道路環境と橋梁環境を整備していくつもりである。

<参考文献>

- 1) (財) 土木研究センター：道路橋の免震設計法マニュアル（案），1992.
- 2) 山本悟司：既設橋梁の連続化，橋梁と基礎，Vol. 28，No. 8，pp. 163-166，1994.
- 3) 久保雅邦・梶川康男・岩津守昭・関本宏：既設の鋼単純桁の連結化による交通振動軽減対策工法の開発，振動制御コロキウム PART B 講演論文集，pp. 15-22，1991.
- 4) (財) 道路保全技術センター：既設橋梁のノージョイント工法の設計施工手引き（案），1995.
- 5) 梶川康男・新開正英・讃岐康博・村田幸一：都市内PC高架橋の環境振動軽減対策とアセスメント手法の適用，構造工学論文集，Vol. 41A，pp. 691-700，1995.
- 6) 徳田浩一・岩崎雅紀：支承の活荷重挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 41A，pp. 935-944，1995.
- 7) 長尾彰洋・佐藤弘史・今野久志：ゴム支承による交通振動軽減対策試験について，土木学会第50回年次学術講演会講演概要集，I-508，pp. 1016-1017，1995.
- 8) 梶川康男・大島信太郎：周辺環境への影響を考慮した高架橋の防振効果に関する一解析法，土木学会論文報告集，第341号，pp. 79-86，1984.
- 9) 小塚幹夫・横山功一・澤田憲文・金子学：高架橋の交通振動解析における境界条件の影響に関する検討，土木学会第46回年次学術講演会講演概要集，I-419，pp. 876-877，1991.
- 10) 澤田憲文・横山功一・金子学・久保雅邦：高架橋の交通振動解析における橋脚下端の支持条件の影響，土木学会第45回年次学術講演会講演概要集，I-351，pp. 732-733，1990.
- 11) 林川俊郎・角田興史雄・松井義孝：3次元連続高架橋の基本固有周期の算定について，構造工学論文集，Vol. 38A，pp. 743-753，1992.
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，IV下部構造編，1990.
- 13) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，1990.
- 14) 菊池文雄 訳：有限要素法の数値計算，科学技術出版社，1979.
- 15) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，1993.
- 16) 中島章典・津村直宜：車両・橋梁系振動問題のためのシミュレーション法についての一考察，構造工学論文集，Vol. 38A，pp. 781-788，1992.

(1996年9月6日受付)