

# 大和川橋梁振動実験

大阪第三建設部 設計課 福岡 悟  
 同部 同課 林 秀 侃  
 計 画 部 計画第一課 西岡 敬 治  
 ((前)大阪第三建設部 設計課)

## まえがき

大和川橋梁は、高速湾岸線の一部として昭和57年9月1日に供用開始した。大和川橋梁の一般図を図-1に示すが、本橋は立地条件上大和川を非常にきつい斜角(約24度)で渡河するという線形のため、中央径間が355mの長大斜張橋となった。斜張橋は美観、経済性、施工性にすぐれている反面、耐震、耐風安定性に問題があり、特にその動力学的挙動に対し十分な配慮が必要とされている。したがって、本橋においても昭和49年度から種々の研究および模型実験等を実施し調査段階から耐

震、耐風安定性上の問題を検討してきた。<sup>1)</sup>

そして、その設計時に仮定された動的性状に関する諸数値および模型実験時の諸定数の妥当性を検証し、大和川橋梁の安全性を確認することを目的として実橋を用いた振動実験を昭和57年8月に行った。<sup>2)</sup>

その結果、大和川橋梁の振動特性はほぼ設計時のそれに一致しており、安全性が認められた。ただ対数減衰率は模型実験時の仮定値より小さいことが明らかになった。

本論文はこの実験結果を報告するものである。

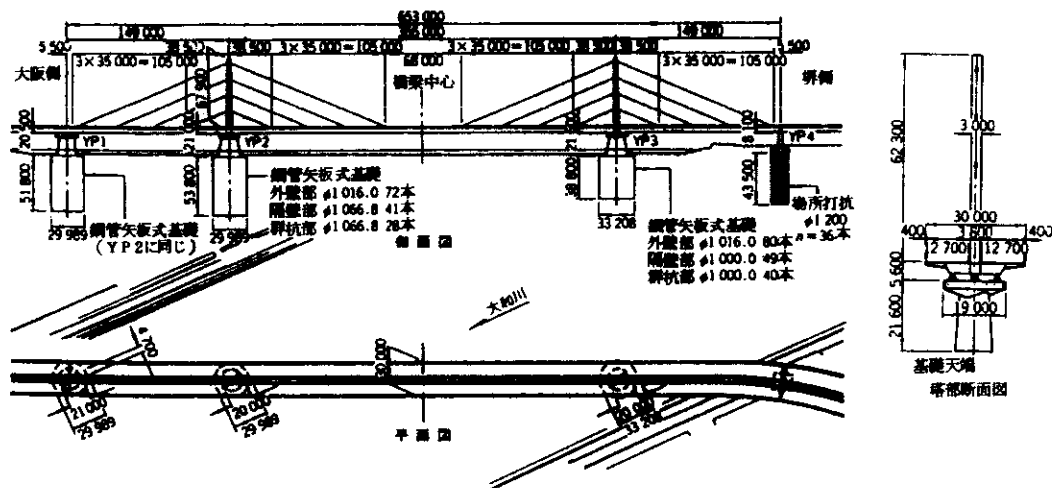


図-1 大和川橋梁一般図

# 1. 振動実験の概要

## 1-1 予備実験

大和川橋梁のように長周期の固有周期を有する構造物の振動実験を行う場合、加振方法が大きな問題となる。そこで、本実験に先立ち加振方法について検討した。

従来、構造物の加振方法としては、人力加振法、引き綱法、起振機を用いる方法が一般的である。このうち、人力加振法、引き綱法は重量の軽い小規模な構造物に適すが長大橋梁には不適當である。一方、起振機による方法は末広大橋、六甲大橋等でも用いられているが、この方法は回転数（振動数）の自乗に比例した起振力を得ることが特徴であるが、本橋のように固有周期が長周期の場合、低速回転となり大きな起振力を得ることは容易でない。また、大型起振機になると設置する仮設備だけでも大規模なものとなり、供用開始を直前に控えた本橋には不可能であった。

そこで、図-2 に示すようなカウンターウェイトによる周期加振法を考案した。この方法は橋梁

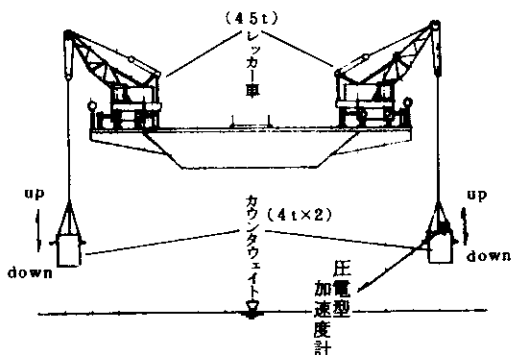


図-2 カウンターウェイトによる周期加振

上に止めたレッカー車からカウンターウェイトを吊下げ、周期的に上昇-下降を繰り返し、橋梁に加振力を与える方法である。大和川橋梁を加振するのに必要なカウンターウェイトの重量はエネルギー法（レイリー法）により計算した。すなわち、振幅が発達するためにはカウンターウェイトを上昇-下降する1サイクル中に得る加振エネルギー

ギーが減衰エネルギーより大きくなければならないという条件より計算するもので、大和川橋梁の中央径間中央で3cmのたわみを得るためには、7.4tのカウンターウェイトを1mの振幅で正弦的に上下運動をさせれば良いことになる。そこで、実験では2台のレッカー車にそれぞれ4t（計8t）のカウンターウェイトを吊した。また、加振の効率を最大にするためには図-3 に示すように加振すれば良い。すなわち、実測の変位波形をモニタ

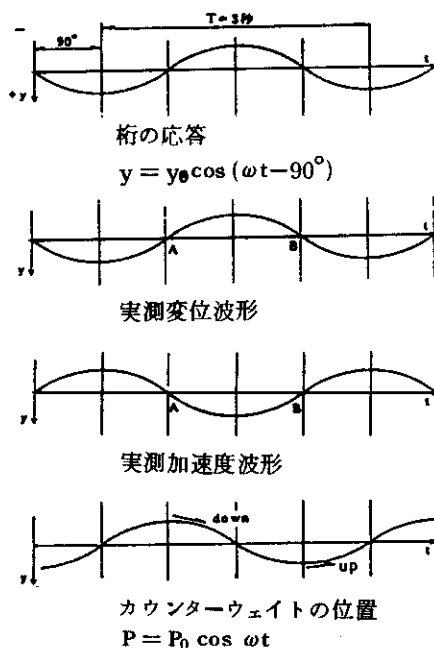


図-3 加振要領

ーアウトし、変形波形が⊕→⊖に変わるA点でカウンターウェイトを下降させ、逆に変位波形が⊖→⊕に変わるB点でカウンターウェイトを上昇させれば良い。

上述の加振方法の妥当性を確認するために実橋で加振してみたが、実際の加振ではカウンターウェイトの運動が正弦的でなかったこと、および加振方法が図-3 に示すようには理想的にならなかったこと、また2台のレッカー車の上下運動が必ずしも同位相でなく、極く僅かにずれること等の原因で計算通りの振幅は得られなかった。しかし、

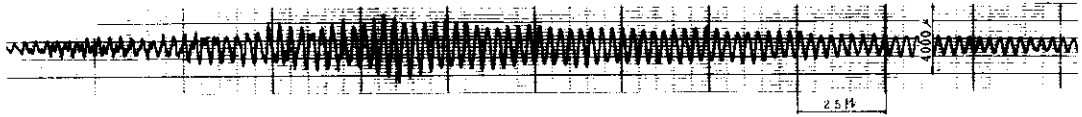


図-4 スパン中央曲げ加振時の振動変位波形

図-4に示した振動変位波形をみると振幅の成長状況および加振停止後の減衰状況がよく現出されており、カウンターウェイトによる周期加振法の妥当性は確認できた。

## 1-2 実験項目

### (1) 周期加振実験

カウンターウェイトの上昇-下降により橋梁に周期的に鉛直外力を与えて共振させ、ある程度の振幅が成長した後、加振を停止することによって生ずる自由減衰振動から橋梁の固有振動数、固有振動モード、対数減衰率を求めた。

さらに、図-5に示すように、加振位置を中央径間 $L/2$ 点とすることにより対称振動を、 $L/4$ 点で逆対称振動を発生させた。また、2個のカウンターウェイトの上昇-下降を同位相とすることにより曲げ振動を、逆位相とすることによりねじり振動を発生させた。

### (2) 試験車走行実験

橋梁上に走行条件を規定した試験車を走行させることによって強制振動を与え、固有振動数、対数減衰率、衝撃係数を求めた。

試験車として周期加振実験に用いた45t吊りレッカー車2台、20t吊りレッカー車2台を使用し表-1に示す走行パターンで走行させた。表中、測定ケースは測定計器の配置ケースを表している。

なお、並行走行および連行走行の場合、測定対象振動（曲げ1次、ねじり1次）の理論周期に合う共振車頭間隔で走行させた。

### (3) その他の実験

周期加振および試験車走行等の強制外力を受けない状態での橋梁振動（常時微動）から、橋梁の固有振動数を求めた。また、周期加振実験、走行試験に用いるレッカー車およびカウンターウェイトの振動特性を計測し、橋梁振動への影響、加振力の推定を行った。

## 1-3 測定計器の配置および測定方法

長周期振動の周波数の検出計器としては、0.3 Hz 付近で4倍程度に感度を向上させた微振動計を主として使用し、さらに補助的にサーボ型加速度計を配置した。また、試験車のパネ上、パネ下振動およびカウンターウェイト、レッカー車の振動測定には圧電型加速度計を用いた。

微振動計およびサーボ型加速度計は、主桁、塔、ケーブルに着目して、できるだけ高次の振動モードまで測定可能なようにケース数を、載荷ケースに合わせて図-6に示す3ケースとした。

このうち、ケース1は低次の曲げ振動に着目したものであり、中央径間に密に配置している。ケース2は逆に高次の曲げ振動を対象として大阪側側径間と中央径間片側に配置している。ケース3はねじり振動に着目し、中央径間の上流側および下流側に配置している。また、各ケースとも塔頂上、各ケーブル中央にも計器を設置しケーブルの振動を測定した。

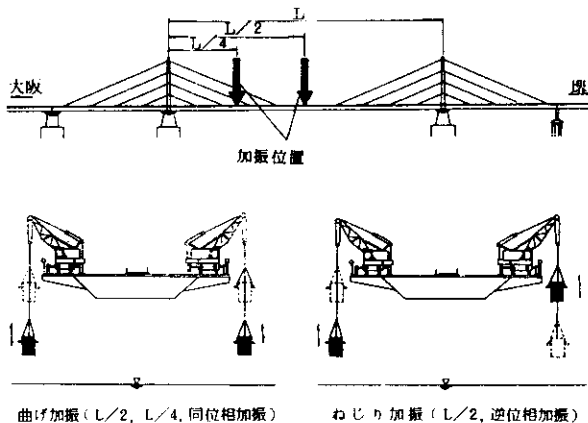


図-5 周期加振実験

表-1 試験車走行パターン

走行パターン	走行速度 km/h	共振車間隔: L		備考
		測定 ケース	車間(m)	
4台並行走行	20	Case 1, 2, 3	10.8 m	重量 (t) 自重 前軸 後軸 6.2 6.2 18.8 18.8
	40		32.6 m	
4台並行走行	20	Case 2, 3	16.8 m	6.4 7.5 7.8
			Case 3	
	40	Case 3	32.6 m	6.7 7.5 7.2
			Case 3	
1台単独走行	20			
	40			

測定は各受振器からの出力を延長コードにより橋梁上に設けた測定本部に引き込み、各増幅器を介しデータレコーダーに記録するとともに、オシロスコープ、レクチグラフを用いて現場でモニターアウトさせ、記録状況のチェックを行った。

## 2. 実験結果および考察

### 2-1 固有振動数

大和川橋梁の固有振動数を周期加振実験、試験車走行実験、常時微動実験の3種の実験データをパワースペクトル分析することにより求めた。

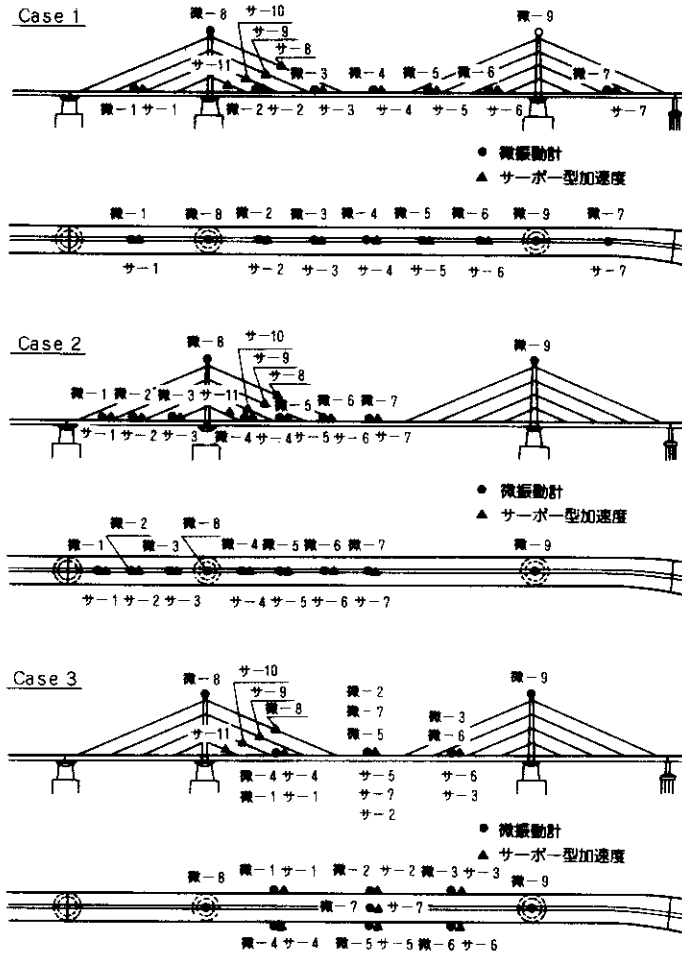


図-6 測定計器配置図 (本実験)

解析結果の代表例として図-7にパワースペクトル図を示す。

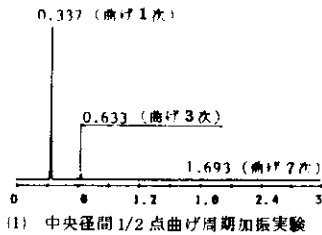
(1) 周期加振実験から求めた固有振動数

周期加振実験のうち表-2に示す加振方式により固有振動数を求めた。

中央径間 1/2 点曲げ加振実験より、0.337 Hz

表-2 周期加振実験における解析項目

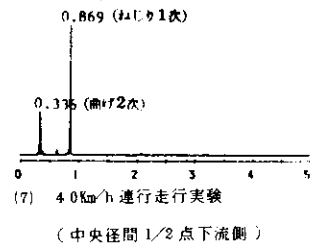
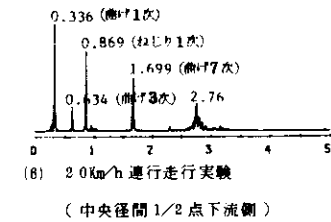
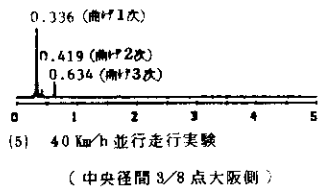
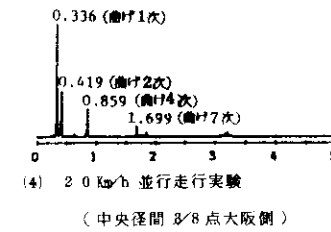
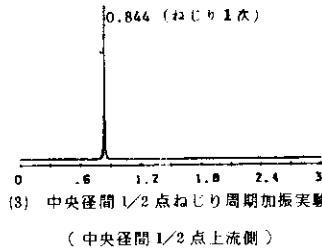
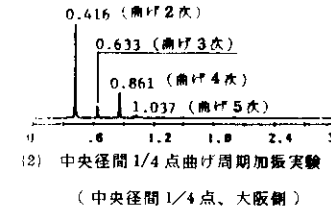
周期加振実験	加振方式	測定ケース	測定対象振動
	スパン中央曲げ加振実験	case 1	対称曲げ振動
	1/4 スパン曲げ加振実験	case 2	逆対称曲げ振動
	スパン中央ねじり加振実験	case 3	対称ねじり振動



0.633 Hz、1.037 Hz、1.693 Hz の曲げ振動を得たが、これらの固有振動数は理論解析結果<sup>3)</sup>(表-4 参照)との比較から、それぞれ1次、3次、5次、7次の対称曲げ振動であることが分かり、特に曲げ1次(0.337 Hz)が卓越している(図-7(1))。

また、中央径間 1/4 点曲げ加振実験からも曲げ1次~曲げ6次の振動が得られ、特に曲げ2次(0.416 Hz) 曲げ4次(0.861 Hz)の逆対象振動が卓越している(図-7(2))。

一方、ねじり加振実験では0.844 Hzの振動のみが検出された。これは原波形の位相観察、理論解析結果との比較によりねじり1次振動であることが分かる(図-7(3))。



( ) : 測定位置

図-7 パワースペクトル図

(2) 試験車走行実験から求めた固有振動数  
 試験車走行実験のうち、表-3に示した4走行パターンから固有振動数を計算した。

表-3 試験車走行実験における解析項目

試験車走行実験	走行パターン		測定ケース	測定対象振動
	並行走行	20km/h		
		40km/h		
	連行走行	20km/h	Case 3	曲げ振動 ねじり振動
40km/h				

20 km/h並行走行実験では曲げ1次～曲げ8次振動が得られ、特に曲げ1次、2次、4次、7次振動が卓越している(図-7(4))。一方、40km/h並行走行実験では曲げ1次、2次、3次といった低次の曲げ振動が卓越している(図-7(5))。

連行走行実験では曲げ1次～曲げ7次、ねじり1次、2次の振動が検出されており、特に曲げ1次とねじり振動が卓越している(図-7(6))。

また、これらの振動数とは別に2.75Hz、3.1Hz付近にも卓越した振動が存在しているが、これはそれぞれ対称ねじり振動(次数不明)と試験車のバネ上振動による強制振動と推定される。40km/h走行では20km/h走行と異なり、低次の振動がより顕著に卓越している(図-7(7))。

一方、試験車走行実験時のランニングスペクトル分析の結果の一例を図-8に示す。

この図より、低次の曲げ振動は試験車が大阪側ジョイントを通過した時点で発生するが、スパン中央通過時にはさほど大きな振幅とはならず、むしろ大阪側ジョイントを通過した後、大きな振幅となっていることがわかる。このことは車両のバネ上の強制振動によって直接低次の曲げ振動が励起されるのではなく、バネ上振動数に近い高次の振動が励起されエネルギーを蓄えていき、試験車が和歌山側ジョイントを退出すると同時に、この高次の振動エネルギーが低次の振動エネルギーに移行することにより、低次の曲げ振動が励起されるものと推定される。

(3) 常時微振動から求めた固有振動数

常時微動実験のパワースペクトル分析からも曲げ1次～曲げ5次、ねじり1次の固有振動数が検出されており、特に曲げ1次振動が卓越している。

(4) 理論値との比較

(1)～(3)の3実験から求めた固有振動数を理論値とともに表-4に示した。

これより曲げ振動では3～14%、ねじり振動に関しては16～19%実測値の方が理論値より高い値を示している。これは高欄、地覆等の付属物が橋梁の剛性に寄与し、実質の剛度が増加した

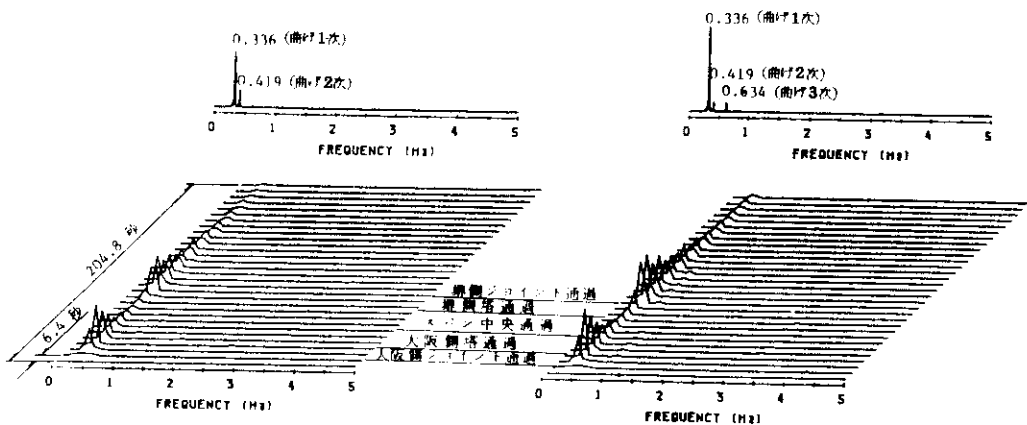


図-8 ランニングスペクトル図(並行走行40km/h)

ためと考えられる。

一方、各実験間の固有振動数を比較してみると曲げ振動に関してはほとんど同じ値を示している。

しかし、ねじり1次振動では周期加振実験から得られた振動数が他の実験から得られた値に比べ3%程度小さくなっている。これは加振用レッカ一車(総重110t)が付加質量として働き、この

影響を大きく受けたためと思われる。

### 2-2 対数減衰率

対数減衰率は周期加振実験の自由減衰振動波形と試験車走行実験のパワースペクトル曲線より求めた。その結果を表-5に示すが、この表から次のことがわかった。

表-4 大和川橋梁の固有振動数

振動モード	次 数	固有振動数 (Hz)			理論値との比較			
		周期加振 実験 (A)	試験車走行 実験 (B)	常時微動 (C)	理論値 (D)	(A) / (D)	(B) / (D)	(C) / (D)
曲 げ 振 動	1	0.337	0.336	0.340 ~0.346	0.319	1.06	1.05	1.08
	2	0.416	0.419	0.416 ~0.434	0.372	1.12	1.13	1.14
	3	0.633	0.634	0.621 ~0.639	0.584	1.08	1.09	1.08
	4	0.861	0.859	0.861 ~0.873	0.838	1.03	1.03	1.03
	5	1.037	1.035	1.014 ~1.043	0.992	1.05	1.04	1.04
	6	1.320	-	-	1.237	1.07	-	-
	7	1.693	1.699	-	1.619	1.05	1.05	-
	8	-	1.855	-	1.815	-	1.02	-
ね じ り 振 動	1	0.844	0.869	0.861 ~0.873	0.727	1.16	1.19	1.19
	2	-	1.674	-	1.440	-	1.16	-
	3	-	-	-	1.771	-	-	-
	4	-	-	-	2.233	-	-	-

表-5 大和川橋梁対数減衰率一覧

振動モード	次 数	周期加振実験		試験車走行実験			
		自由減衰振動波形から求めた対数減衰率	パワースペクトル(half power method)から求めた対数減衰率	中央径間測点	側径間測点	中央径間測点	側径間測点
曲 げ 振 動	1	0.022~0.024 (0.022~0.023)	0.022~0.023 (0.023)	0.051~0.055	0.049~0.051		
	2	0.030~0.031	0.033~0.035	0.024~0.032	0.030~0.032		
	3	-	-	0.040~0.064	0.034~0.040		
	4	0.029~0.031	0.026~0.029	0.026~0.036	0.023~0.028		
	5	-	-	-	-		
ね じ り 振 動	1	0.011~0.013 (0.013~0.016)		0.013~0.018			
	2	-		0.013~0.019			

但し( )内の値は振動加速度波形より求めたものである。

2種類の方法から求めた値を比較すると、曲げ1次振動を除きほぼ同じ値を示している。曲げ1次振動で差がみられたのはパワースペクトルの周波数の分解能が荒く、最大ピーク値の $1/2$ に相当する周波数を補間法により求めたためと考えられる。したがって、曲げ振動に対する対数減衰率は $\delta = 0.02 \sim 0.04$ の範囲にあり、全橋模型風洞実験時に仮定した対数減衰率 $\delta = 0.03 \sim 0.05$ より若干小さくなっている。また、ねじり振動に対しては $\delta = 0.01 \sim 0.02$ とかなり小さくなっている。

対数減衰率は、振幅の増大と共に顕著に増大する傾向にあるが、今回の実験では最大で6mm（片振幅）程度しか加振できなかったため実測値の範囲からはその傾向が見られず、振幅の大小による対数減衰率の変化は見られなかった。また、微振動計とサーボ型加速度計から得られた対数減衰率にもほとんど差は見られなかった。

### 2-3 固有振動モード

周期加振実験時における各微振動計位置の応答変位を振動の位相を考慮してプロットした各次数の固有振動モードを図-9に示すが、理論値と実測値は高次の振動モードまでよく一致している。

### 2-4 衝撃係数

活荷重は橋面の不陸、車輛の加減速、前後車輛との協同作用等種々の理由によって静荷重よりも大きな影響を与え、次式で計算される衝撃係数*i*をもってその度合を表わす。

$$i = (Y_{Dmax} - Y_{Smax}) / Y_{Smax} \quad (1)$$

式(1)中、 $Y_{Smax}$ 、 $Y_{Dmax}$ はそれぞれ静的最大たわみおよび動的最大たわみであり、 $(Y_{Dmax} - Y_{Smax})$ は振動変位波形から求める。

衝撃係数は中央径間1/2点および大阪側側径間1/2点に着目し、試験車走行実験の全走行パターンについて計算した。その結果を表-6に示す。

一方、道路橋示方書の算定公式による設計衝撃係数*i<sub>p</sub>*は

$$i_p = \begin{cases} 20 / (50 + 355) = 0.049 \text{ (中央径間)} \\ 20 / (50 + 149) = 0.100 \text{ (側径間)} \end{cases} \quad (2)$$

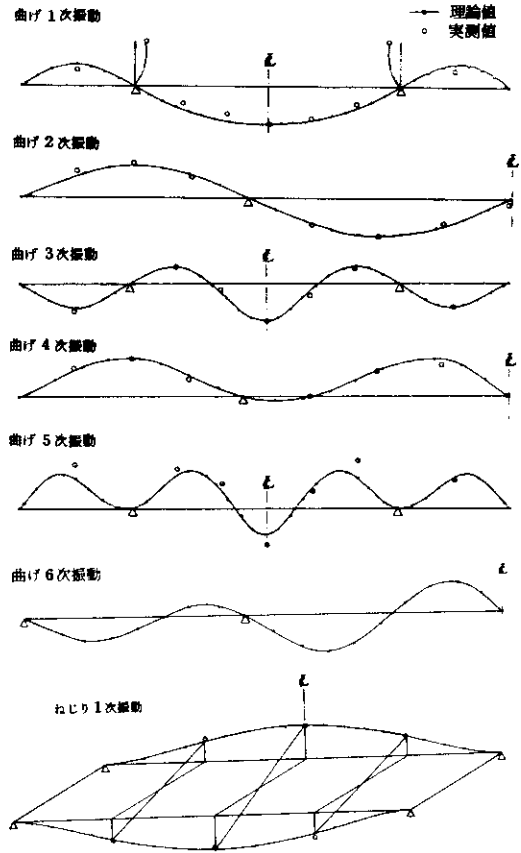


図-9 理論値と実測値による振動モードの比較  
であり、いずれの走行パターンでも実測値の方が下回っており十分安全側の値である。

また、実験結果より衝撃係数は走行速度と共に大きくなり、複数走行よりも単独走行の方が大きくなる傾向にある。さらに同一走行パターンで比較すると側径間の方が中央径間よりも約2倍大きな値を示している。

### 2-5 塔、ケーブルの振動

周期加振実験時の曲げ加振および試験車走行実験による塔の橋軸水平方向の振動特性は桁の振動特性と全く同じであった。ねじり加振については測定方向が橋軸水平方向のみであったため卓越した振動は検出されなかった。

ケーブルの振動については試験車走行実験（並行走行）の各ケーブルの振動加速度記録のパワー



表-6 大和川橋梁の衝撃係数

走行パターン	走行速度 km/h	実験ケース	中央径間 L/2 中央部		側径間 (大阪側) L/2 中央部			
			静的最大たわみ (mm)	衝撃係数		静的最大たわみ (mm)	衝撃係数	
				測定値	平均値		測定値	平均値
並行走行	20	Case 1	100.6	0.003	0.003	78.6	0.007	0.007
		Case 2		0.003			0.007	
	40	Case 1	97.2	0.014	0.015	74.8	0.029	0.029
		Case 2		0.015			0.028	
連行走行	20	Case 1	95.2	0.005	0.005	72.9	0.007	0.008
		Case 2		0.005			0.008	
	40	Case 1	82.6	0.011	0.011	56.6	0.016	0.016
		Case 2		0.011			0.016	
一台単独走行	20	Case 1	36.7	0.007	0.007	28.9	0.013	0.013
		Case 2		0.007			0.012	
	40	Case 1	36.7	0.017	0.017	28.9	0.033	0.033
		Case 2		0.017			0.033	

表-7 ケーブルと桁の卓越振動数 (加速度計による)

測 点		卓 越 振 動 数 (Hz)
ケーブル	最上段 (サー8)	0.73*, 2.21, 3.2, 3.7, 5.3
	上段 (サー9)	-
	下段 (サー10)	1.50*, 3.0
	最下段 (サー11)	2.5*~2.7
桁	最上段ケーブル定着点付近 (サー6)	0.33, 3.2付近
	上段ケーブル定着点付近 (サー1)	1.7~1.8, 3.3~3.5
	下段ケーブル定着点付近 (サー2, サ-5)	0.33, 1.7, 2.6, 3.2付近
	最下段ケーブル定着点付近 (サー3, サ-4)	1.7~1.8, 2.1, 3.3~3.5

スペクトル分析を行い卓越振動数を求めた。その結果を表-7に示す。

一般に数多いケーブルの中には桁の振動数に近い固有振動数を持つケーブルが存在し、これがいわゆるシステムダンパーとして作用し、構造全体の振動減衰に寄与すると言われている。しかし表-7からわかるように今回の実験で最も低い振動数でも最上段ケーブルの0.73 Hzであり、主桁の曲げ3次振動数 (0.633 Hz) よりも大きな値となっている。このため、低次の振動に対してはケーブルのダンピング効果は見られないと考えら

る。

### 3. 他の斜張橋との比較<sup>5),6)</sup>

今回の実験から得られた大和川橋梁の振動特性に関する諸定数と他の斜張橋の諸定数を比較し表-8~表-10に示す。

#### 3-1 固有振動数 (表-8)

大和川橋梁は他の斜張橋に比べ幅員で10m、径間長で一挙に100mも長大化しているため、曲げ振動、ねじり振動とも他橋より低い固有振動

表-8 斜張橋の固有振動数(実測値)の比較

橋名	尾道大橋	豊里大橋	荒川大橋	かもめ大橋	末広大橋	六甲大橋	大和川橋梁	
架設年	1967	1970	1970	1975	1975	1977	1982	
径間長(m)	85+215+85	80.5+216 +80.5	60.3+160 +30.6	100+240 +100	110+250 +110	80.35+220 +88.85	149+355 +149	
ケーブルの型式	放射型 (2面2段)	ファン型 (1面2段)	ハープ型 (1面2段)	マルチ型 (1面10段)	ファン型 (1面2段)	ファン型 (2面5段)	ハープ型 (1面4段)	
塔の型式	斜門形柱	逆V形	独立1本柱	独立1本柱	独立1本柱	斜門形柱	独立1本柱	
補剛桁の型式	I形2本主桁	逆台形箱桁		逆台形箱桁	逆台形箱桁	トラス	逆台形箱桁	
曲げ振動	1次	0.58Hz	0.52	0.75	0.47	0.47	0.94	0.34
	2	0.92	1.22	1.25	-	0.71	1.76	0.42
	3	1.38	1.92	1.91	0.99	1.07	2.42	0.63
	4	1.62	2.48	2.41	-	1.26	-	0.86
	5	-	3.33	2.83	1.46	1.62	2.68	1.03
	6	-	-	-	-	2.09	-	-
	7	-	-	-	-	-	3.37	1.70
	8	-	-	-	-	-	-	1.86
ねじり振動	1次	1.66	1.43	1.45	-	1.45	2.05	0.87
	2	2.94	3.25	2.80	-	2.89	3.92	1.67
	3	-	4.08	4.24	-	4.44	4.97	-
	4	-	-	-	-	-	-	-
ねじり1次振動数/曲げ1次振動数	2.86	2.75	1.93	-	3.09	2.18	2.56	

数を示している。また、ねじり1次振動数と曲げ振動数の比は2.56と他の斜張橋と平均的な値となっている。

大和川橋梁の対数減衰率はケーブル型式(ハープ形1面)、塔型式(独立1本柱)が同じタイプの荒川大橋、末広大橋の対数減衰率とほぼ同じ値を示している。しかし、他の構造型式の斜張橋に比べ小さな値となっている。

3-2 対数減衰率(表-9)

表-9 斜張橋の対数減衰率比較

橋名	尾道大橋	豊里大橋	荒川大橋	かもめ大橋	末広大橋	六甲大橋	大和川橋梁
曲げ振動	1次	0.05		0.024	0.076	0.031	0.023
	2	0.045		0.034		0.018	0.206
	3		0.051	0.051	0.083	0.018	0.066
	4		0.087			0.015	0.094
	5				0.056	0.012	
	6						
	7						0.081
	8						
ねじり振動	1次	0.035	0.071			0.016	0.067
	2	0.03	0.088			0.056	
	3						0.084
	4						

