

# 同一形式の橋梁群を対象とした列車走行時の振動特性

Vibration properties of bridges of same structure under train passing

貝戸清之\*, 松岡弘大\*\*

Kiyoyuki Kaito, Kodai Matsuoka

\*工博, 大阪大学准教授, 大学院工学研究科 地球総合工学専攻 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘 2-1)

\*\*工修, 大阪大学, 大学院工学研究科 地球総合工学専攻 (同上)

In this study, the authors identified the vibration characteristics (natural frequency and vibration modes) of a 24-span steel railway bridge that has been used for 86 years, through a passing train test and an impulse hummer test. The 24 spans have the same structure and are used under the same loading condition and almost the same environmental condition. Identified vibration characteristics (up to 70Hz for 12 modes) were compared, and it was found that there are no significant differences in vibration characteristics among the 24 spans and even after 86 years of operation, vibration characteristics can be kept homogeneous through appropriate maintenance.

*Key Words: 24-span railway bridge, passing train load, vibration properties*

キーワード: 24 連鉄道橋, 走行列車荷重, 振動特性

## 1. はじめに

社会基盤構造物の保有性能や劣化・損傷の定量的評価,あるいは振動特性の同定を目的として数多くの振動モニタリングが実施されている<sup>1)</sup>.そのような中で,近年,著者等は鉄道橋を対象として,走行列車荷重を用いた振動モニタリング手法を提案している<sup>2)</sup>.振動モニタリングの高度化および実用化を図るためには,1)継続的に取得したモニタリング指標の時間的な変動を考慮し異常時点を検知する時間的意思決定問題,2)同質の橋梁群が有するモニタリング指標の変動を考慮し要監視橋梁を抽出する空間的意思決定問題,の2つを解決することが重要となる.このとき,いずれの意思決定問題に着目するにせよ,基本的には振動特性の相対比較を通して,何らかの異常を検知することが重要となる.相対評価である以上,構造条件<sup>3)</sup>,計測条件<sup>2)</sup>や環境条件<sup>4)</sup>による振動特性の変動を明らかにし,それらと検知すべき異常とを区別する必要がある.さらに,空間的意思決定問題では,そのような構造,計測,環境条件の影響を除外してもなお残存する橋梁間の振動特性の相違(異質性)を評価することが重要である.そのためには,同一条件下において長期間供用された橋梁群を対象とした振動モニタリングを実施して,振動特性の相対比較を行う必要が

生じるが,著者等の知る限り,部材レベルではなく,橋梁全体系を対象とした実験的研究は皆無である<sup>5)6)</sup>.

以上の問題意識のもと,本研究では供用開始後86年が経過した24連の鋼鉄道橋を対象として,列車走行試験およびインパルスハンマー試験を実施し,振動特性(固有振動数,振動モード形)の同定を行う.対象橋梁群は同一の構造形式を有し,同一の荷重条件とほぼ同様の環境条件の下で供用されており,24連の振動特性を相対的に比較することで,長期供用下における振動特性の変動範囲を明らかにすることが可能となる.以下,2)で振動計測の概要を示す.3)で24連のうちの1連を対象として,詳細な振動計測,同定を実施する.4)で全24連の振動特性を同定するとともに,振動特性の相対比較する.

## 2. 対象橋梁と振動計測の概要

### 2.1 対象橋梁群

本研究では,1924年(大正13年)に建設された24連の2主I桁鋼鉄道橋(便宜的に起点側から $b_1, b_2, \dots, b_{24}$ と呼称)を対象とする.図-1に対象橋梁の概要を示す.24連は全て同一の構造形式(達第540号<sup>7)</sup>)を有している.1連の径間は22.25mであり,24連で534mの河

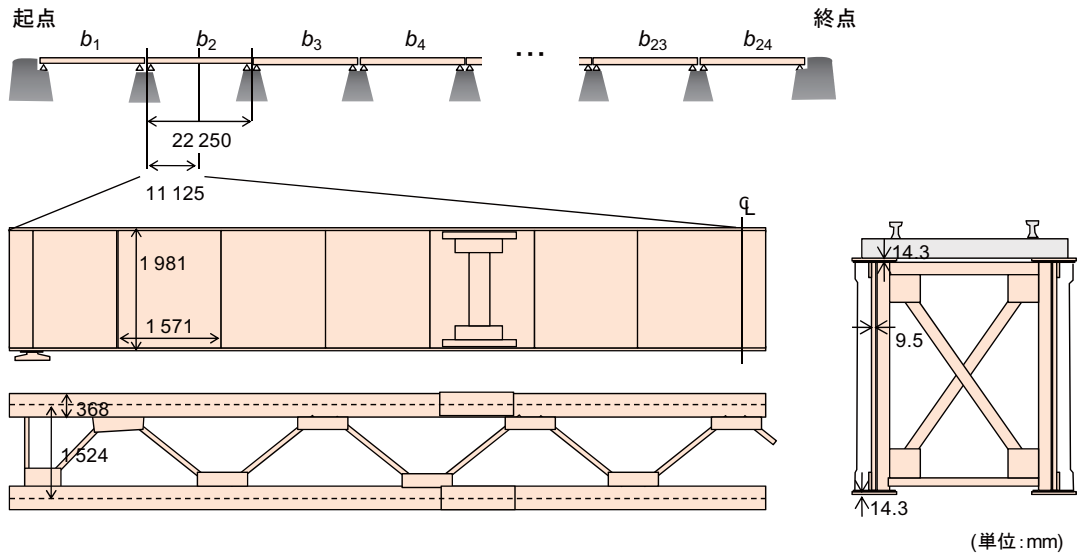
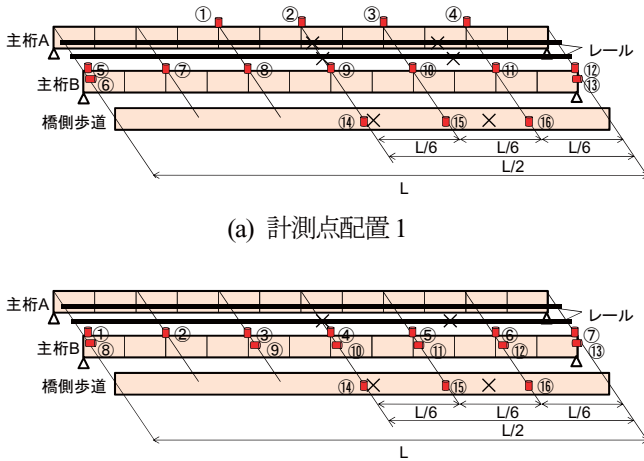


図-1 対象橋梁群の概要



(a) 計測点配置 1  
(b) 計測点配置 2  
図-2 計測点配置 (詳細計測用)

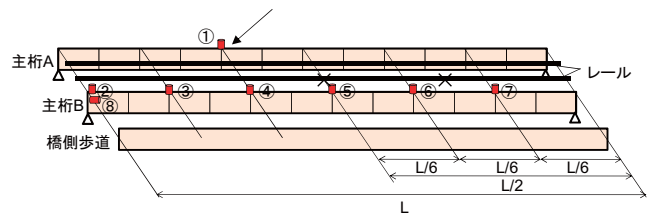


図-3 計測点配置 (全橋計測用)

川橋梁群を形成している。橋梁は単線上路橋で床版は設置されていないが、片側に点検用の橋側歩道が設置されている。橋梁中のほとんどの接合は、フランジと腹版の接合なども含め、ほとんどにリベット接合が採用されている。これら一連の橋梁は、計測を実施した 2010 年時点で供用開始後 86 年が経過しており、現在も供用中である。なお、これ以降、「連」という呼称を使用せず、「橋梁」という呼称で統一することを断っておく。

対象橋梁群はすべて同一路線に存在するために、供用開始から現在に至るまでの荷重条件はいずれの橋梁も同様である。また、架設位置が海岸から数 km の地点であったために、飛来塩分の影響が懸念されたが、このような環境条件も当然のことながら全橋梁において同様であると考えられる。一方で、長期供用によって、各橋梁にはリベットの緩みや腐食といった若干の劣化が点在するものの、その程度は部分的かつ軽度であった。供用開始から 86 年が経過していることを考えると、管理状態は非常に良好であるといえる。上記のように、多

少の劣化状態の相違は確認できるものの、大規模な損傷や、支承の異常などは確認できなかった。したがって、各橋梁に固有の要因(異質性)が存在しなければ、いずれの橋梁でも振動特性は均質であると考えられる。

## 2.2 振動計測の概要

2.1 で述べた 24 連鋼鉄道橋の振動特性を把握するために、加速度応答の計測を実施した。1. で述べたように、本研究では加振源として走行列車を利用する。さらに、列車走行試験による同定結果との比較を目的として、インパルスハンマー試験も実施した。はじめに橋梁  $b_3$  を任意の 1 橋梁として抽出(以下、代表橋梁と記載)し、詳細な加速度計測(以下、詳細計測と記載)を実施する。収録した加速度応答から振動特性を同定し、その基本的特徴を踏まえたうえで、全橋梁の加速度計測(以下、全橋計測と記載)を実施することとした。

図-2 には詳細計測における 2 パターンの計測点配置を示している。いずれも 16 台の加速度計を主桁を中心

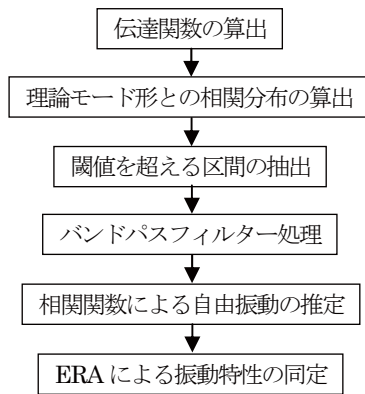


図-4 ERAの適用に際した事前処理(列車走行試験)

に設置した。図-2(a)は主桁の鉛直振動に、図-2(b)は水平振動に、それぞれ着目している。なお、対象橋梁の加速度応答には、本研究の目的である主桁の固有振動成分の他に、片側のみに設置された橋側歩道の振動成分も混入していることが懸念されたために、橋側歩道にも数点の計測点を設けている。一方で、全橋計測においては、詳細計測とこれに基づいて同定した代表橋梁  $b_3$  の振動特性を考慮したうえで、1橋梁に設ける計測点数を8点に削減して実施することとした。全橋計測での各橋梁の計測点配置を図-3に示す。特に主桁の鉛直振動に着目した計測点配置としている。各計測点で計測した加速度応答はADボードを介してサンプリング周波数2kHzでノートPCに収録される。なお、1kHz以上の周波数応答はアンチエイリアシングフィルターを用いて除去している。計測に用いる加速度計はすべて圧電型加速度計(感度:  $6.42\text{pC}/(\text{m}/\text{s}^2)$ )とした。これらの加速度計は、鉛直方向を計測する場合は上フランジ上部に、水平方向の場合はウェブ上部に、それぞれ絶縁体を介して磁石により固定した(図-3)。

列車走行試験に関しては、当該路線を走行する営業列車を利用した。採用した列車は詳細計測の各計測点配置でそれぞれ4本、全橋計測では各橋梁で4本~5本とした。走行列車に関しては、列車速度:  $20\sim 65\text{km}/\text{h}$ 、車種: 4種類、車両編成数: 2種類(1両もしくは2両編成)に加え、進行方向(上り・下り)の情報を取得している。なお、全橋計測は、これら4つの条件が同様の走行列車を各橋梁で1回以上計測している。また、インパルスハンマー試験では、図-2、図-3に×印で示す位置で5回ずつ衝撃加振を実施した。振動計測は2010年10月21日から23日の3日間で実施した。

### 2.3 振動特性の同定手法

収録した加速度応答から固有振動数やモード減衰比、振動モード形といった振動特性を同定するために、本研究ではサブスペース法の一つであるERA(Eigensystem Realization Algorithm)を採用する。ERAでは、加速度応答といった出力応答のみから振動特性を同定すること

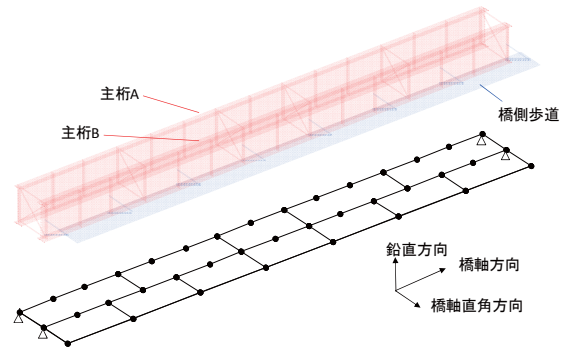


図-5 固有値解析モデル

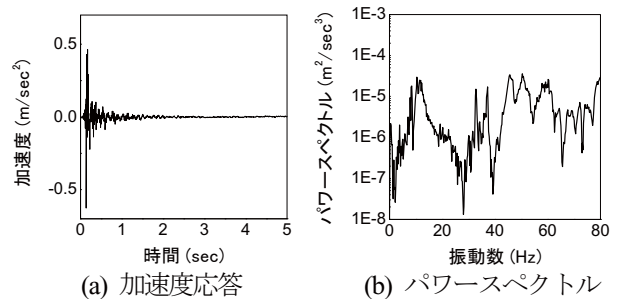


図-6 加速度応答(インパルスハンマー, 計測点5)

が可能であり、近年は社会基盤構造物への適用事例も増加している<sup>8)~11)</sup>。ERAの詳細は、Juang and Pappa<sup>12)</sup>に詳しい。当該手法は、構造物を線形時不変系システムとして捉えることで、最小実現の考え方にに基づきシステムの特性として振動特性を推定する。抽出した特性値が構造物の振動特性であるかどうかを評価するための精度指標もいくつか提案されている<sup>8)</sup>。本研究では精度指標として可制御性に関するMAC値を採用する。

適用に際しては、出力応答のみから振動特性を同定するERAの性質上、自由振動応答を用いる必要がある。インパルスハンマー試験結果への場合には、衝撃加振後の応答を自由振動応答と仮定することでERAを直接的に適用することが可能である。一方で、列車走行試験では、走行列車の加振成分<sup>13)</sup>が混入していることから、多少の事前処理が必要となる。具体的には、伝達関数と理論モード形の相関を利用し、振動モード形が励起されている振動数区間を同定するとともに、当該区間を通過帯域とするフィルタリング処理によって加振周期に起因した振動成分を低減した加速度応答を抽出する。さらに相関関数を利用して自由振動応答を算出することでERAの適用が可能となる。列車走行試験結果を用いた振動特性の同定の流れを図-4に示す。なお、伝達関数を用いた振動モード形の算出方法については、参考文献<sup>2)</sup>に詳しい。本研究でも基本的には同様の考え方に基づいているが、区間同定を目的としている点に相違がある。

### 2.4 解析手法

上記の手法により同定した振動特性の妥当性を確認

表-1 代表橋梁の同定結果 (詳細計測)

モード 次数	インパルスハンマー試験					列車走行試験			解析 固有振動数 (Hz)
	固有振動数		モード減衰比		鉛直-水平比	固有振動数		鉛直-水平比	
	平均(Hz)	変動係数	平均	変動係数		平均(Hz)	変動係数		
1	8.2	0.010	0.027	0.463	1.1	8.2	0.056	1.3	8.0
2	10.1	0.016	0.035	0.300	1.8	9.8	0.058	2.6	—
3	15.3	0.007	0.017	0.680	3.0	15.2	0.028	2.5	15.0
4	20.7	0.005	0.016	0.363	0.7	20.3	0.012	0.9	19.8
5	22.6	0.006	0.029	0.592	1.2	22.4	0.027	2.1	21.4
6	32.6	0.007	0.018	0.633	1.0	32.3	0.015	1.6	—
7	38.5	0.004	0.010	0.303	0.5	38.6	0.008	0.9	38.7
8	44.5	0.006	0.017	0.328	1.5	44.7	0.015	2.1	44.4
9	53.1	0.007	0.011	0.350	2.9	53.3	0.007	2.0	53.9
10	57.4	0.006	0.010	0.363	1.8	58.5	0.006	1.9	58.0
11	63.3	0.012	0.005	0.446	0.7	63.2	0.010	0.9	63.1
12	66.9	0.004	0.010	0.376	1.3	67.4	0.008	3.0	68.1

注) 変動係数は(標準偏差)/(平均)を、鉛直-水平比は(鉛直方向の振動モード形の最大値)/(水平方向の振動モード形の最大値)をそれぞれ表す。

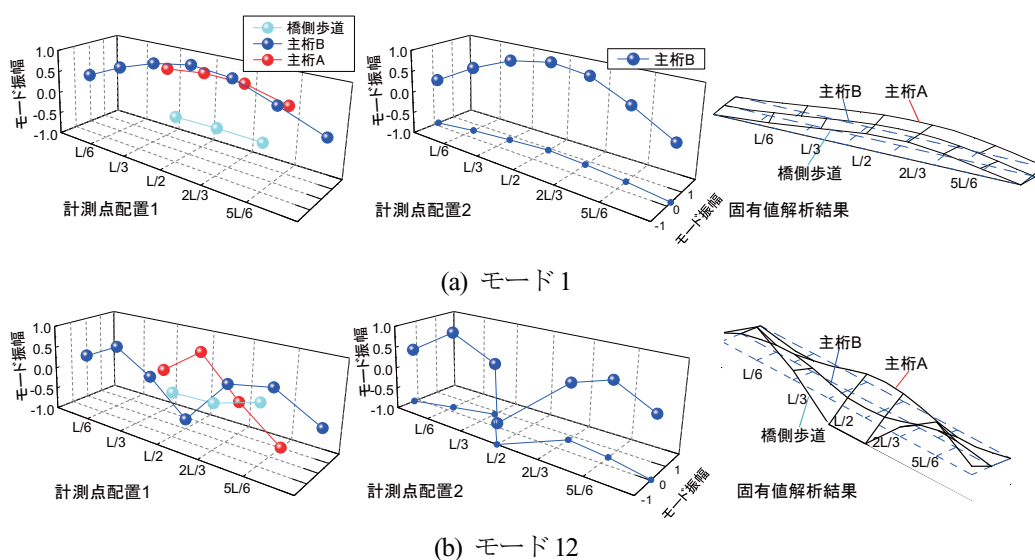


図-7 振動モード形 (インパルスハンマー試験)

するために、対象橋梁の固有値解析<sup>14)</sup>を実施する。固有値解析においては、主桁と対傾向、および橋側歩道を梁要素でモデル化している。なお、対傾向、および橋側歩道と主桁の連結には十分に剛な梁要素を用いている。主桁の断面諸元は図-1に示す通りとし、添接板やレールの質量、剛性については考慮していない。固有値解析モデルを図-5に示す。

### 3. 代表橋梁の振動特性

#### 3.1 インパルスハンマー試験

列車走行試験に先立ち、インパルスハンマー試験を実施した。一例として、図-2(a)の計測点配置1において、主桁B側のレール(径間中央)をインパルスハンマーで衝撃加振した際の計測点5の加速度応答とパワースペクトルを図-6に示す。加速度応答の時系列から、加振時に最大振幅を記録し、次第に減衰していく自由振動応答

を確認できる。最大振幅に違いはあるが、いずれの計測点でも同様の傾向が見られた。また、パワースペクトルからは10Hz付近に複数のピークが存在するとともに、30Hzから35Hz付近、40Hzから60Hzの広い振動数帯域でピークを確認することができる。このような傾向は水平振動に着目した計測点配置2でも同様であり、鉛直・水平方向が連成した振動モードが励起されていると推測される。

つぎに、各計測点で得られた加速度応答を用いて、ERAにより固有振動数、モード減衰比、振動モード形の同定を行った。計測点配置1、および計測点配置2の同定結果のうち、固有振動数とモード減衰比を表-1に整理する。なお、表中の変動係数は、計測点配置1および2で実施した全インパルスハンマー試験の同定結果の標準偏差を平均で除した値を示す。鉛直-水平比は、計測点配置2で同定した振動モード形の鉛直方向の最大値を水平方向の最大値で除した値である。表中には、MAC



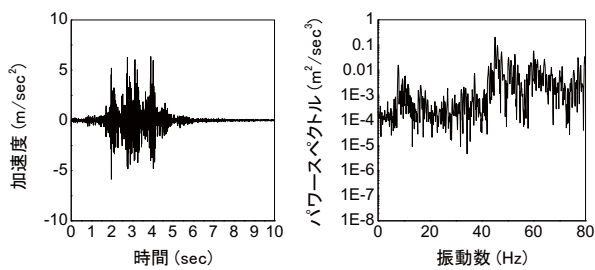


図-8 加速度応答 (走行列車, 計測点5)

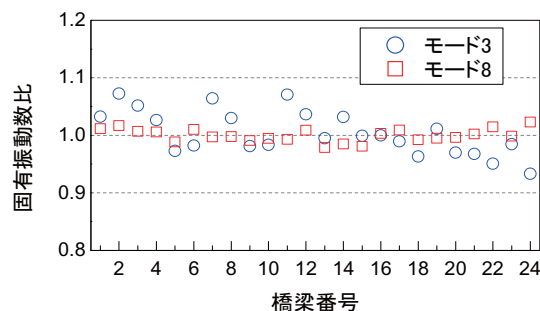


図-10 固有振動数 (全橋計測: 列車諸元固定)

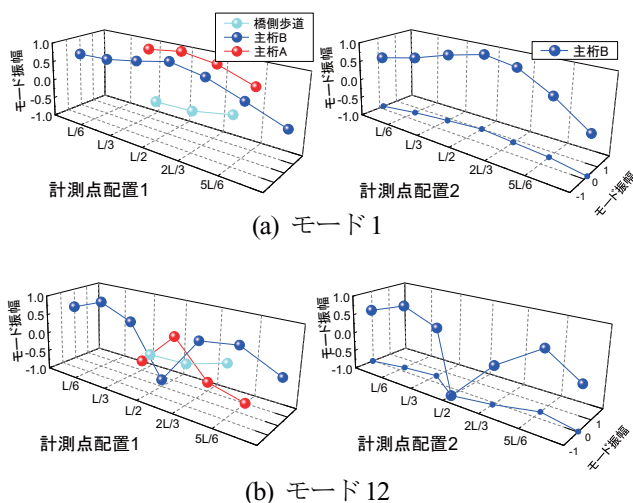


図-9 振動モード形 (列車走行試験)

値が 0.98 以上で、いずれの計測においても同定できた 12 モードに対する同定結果を示している。固有振動数は 8.2Hz から約 70Hz までの広い振動数帯で同定可能であった。モード減衰比はモード 2 が最大で 3.5% となっている。固有振動数の変動係数は最大でも 1.6% となっており、試験ごとの変動はほとんど存在しない。一方で、モード減衰比の変動係数は最大で約 70% となっており、既往の研究でも指摘されているように、固有振動数と比較してモード減衰比は各試験の変動が大きいことがわかる。つづいて、鉛直-水平比を見ると、モード 4、モード 7 などは鉛直-水平比が 1 を下回っており、水平方向と鉛直方向が連成した振動モードも一部確認できるが、モード 3 など鉛直方向が主成分となる振動モードの方が多い。さらに、表-1 には、固有値解析により算出した固有振動数を併記している、インパルスハンマー試験で同定した固有振動数と良好に一致している。なお、これらの振動モードとは別に、橋側歩道の振動モードが 3.5Hz 付近に存在した。

同定した振動モード形の例として、モード 1 とモード 12 の同定結果を固有値解析結果とともに図-7 に示す。なお、計測点配置 1 には橋側歩道、主桁 B および主桁 A の鉛直方向の振動モード形を、計測点配置 2 には主桁 B の水平と鉛直方向の振動モード形を示している。なお、振動モード形は最大値が 1 となるように基準化している。また、計測点配置 2 の橋側歩道の振動モード形は計測点

配置 1 とほぼ同様であったために省略している。モード 1 に着目した場合、両主桁で同位相のサイン半波が励起されているとともに、計測点配置 2 では主桁 B で水平方向にもサイン半波が励起されている。さらに、モード 12 では計測点配置 1 で両主桁で逆位相の 3 次モードが、計測点配置 2 の主桁 B では水平方向の 3 次モードが、それぞれ励起されていることが見て取れる。いずれのモードも、固有値解析により算出した振動モード形と同様の形状を示している。

### 3.2 列車走行試験

計測点配置 1 において列車が 56km/h で通過した際の計測点 5 の加速度応答を図-8 に示す。図-8 より列車進入による振幅の増大と列車通過後の減衰波形を見て取れる。また、パワースペクトルからは 10Hz 付近と 45Hz 付近に卓越成分を確認できるとともに、インパルスハンマー試験と比較してスペクトル振幅が大きい。さらに、インパルスハンマー試験と異なり走行列車の連行荷重に起因する無数の卓越成分を確認できる。

各計測点で得られた加速度応答を用いて、ERA により固有振動数、振動モード形の同定を行った。モード減衰比については、連行荷重の影響によりその同定結果がほぼ 0 となるために本研究では同定対象外とした。同定結果のうち、固有振動数の平均値、鉛直-水平比と変動係数を表-1 に整理する。なお、表中の平均値および変動係数の算出に用いた走行列車の速度は 50km/h から 70km/h の範囲であった。表中には、いずれの計測でも同定できたモードを示している。インパルスハンマー試験と同様に 12 のモードが同定可能であった。また、列車走行試験から同定した振動モードの鉛直-水平比はインパルスハンマー試験と比較して大きくなっており、鉛直方向の振動が卓越傾向にあることがわかる。

同定した振動モード形の例として、前節と同様にモード 1、モード 12 の同定結果を図-9 に示す。インパルスハンマー試験と同様に、モード 1 では、両主桁が鉛直方向に同位相で励起されるサイン半波を確認できるとともに、主桁 B に関しては水平方向にも 1 次モードが励起されている。また、モード 12 では、両主桁で鉛直方向に逆位相の 3 次モード、主桁 B で水平方向に 3 次モードが励起されている。

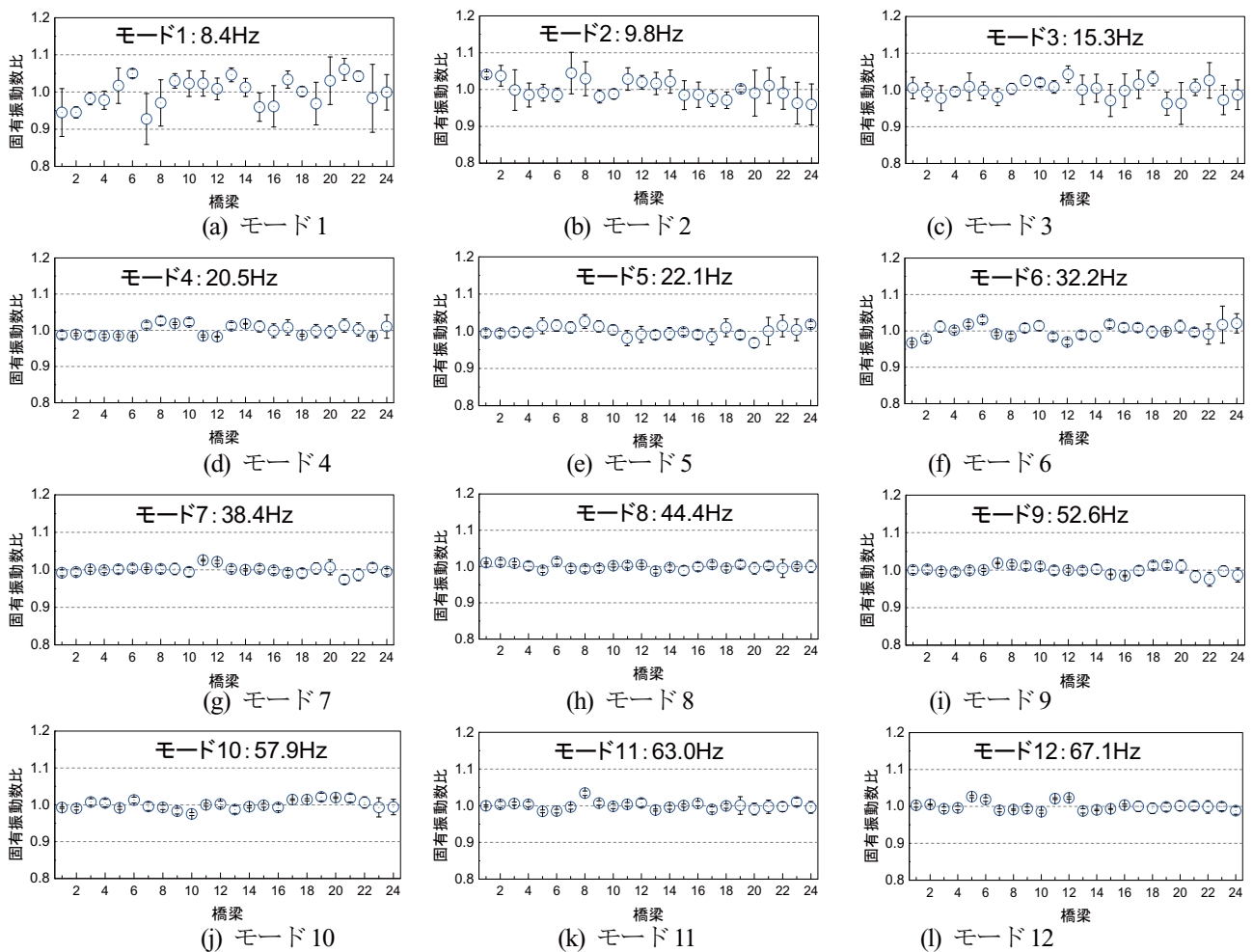


図-11 固有振動数 (全橋計測：列車走行試験)

## 4. 対象橋梁群の振動特性

### 4.1 固有振動数の相対比較

図-3の計測点配置のもとで、全24橋に対して列車走行試験を実施し、加速度応答の計測および振動特性の同定を行った。計測した個々の加速度応答は、図-8と同じ傾向であったので掲載を割愛する。なお、インパルスハンマー試験に関しては3.1と特段の相違がなかったために、本論文では主に列車走行試験のみに着目して、以降の議論を進めることとする。

全24橋に対して、それぞれ4~5回の列車走行試験を行った。はじめに、列車諸元(加振条件)を可能な限り統一した上で、全24橋の振動特性を相対的に比較する。加振源として利用した列車は営業列車であったので、本試験のために同一の列車速度で列車を走行させることはできなかったが、橋上を通過する際の列車速度は概ね50km/h~63km/hの範囲であった。列車種別、車両編成数と進行方向に関しては、24橋で同一のものを選定することが可能であった。各橋梁で同定した固有振動数の例として、橋梁間での変動が最大であったモード3と最小であったモード8を図-10に示す。なお、図-10の縦軸には、各橋梁の固有振動数を全橋梁の平均が1となるよ

うに基準化した固有振動数比を採用している。橋梁ごとの変動が最大であったモード3では、その変動範囲は7%程度となっている。一方で、変動が最小であったモード8においては、その変動範囲は最大でも3%程度であることが確認できる。この結果から、24橋の固有振動数の変動範囲はモードにより異なるものの、最大でも7%程度であることがわかる。なお、列車速度と各橋梁で同定した固有振動数との間に相関がないことをすべてのモードで確認している。表-2と比較すると、代表橋梁を対象とした列車走行試験の変動範囲と同程度である。以上より、24橋は86年が経過した現時点においても、それらの固有振動数はほぼ均質であると推察できる。一方で、走行列車荷重を用いた振動モニタリングによる空間的意思決定に際しては、固有振動数が10%以上低下するような橋梁を検出対象としなければならない。

つぎに、24橋に対して同定した固有振動数をモードごとに図-11にまとめる。なお、同図中には固有振動数の平均値を記載する。さらに縦軸には各モードの固有振動数の平均値が1となるように基準化した固有振動数比をとっている。図中のエラーバーは各橋梁の変動係数を示している。いずれの橋梁においても3.の同定結果と同様に12個の振動モードを同定可能であった。全橋梁での

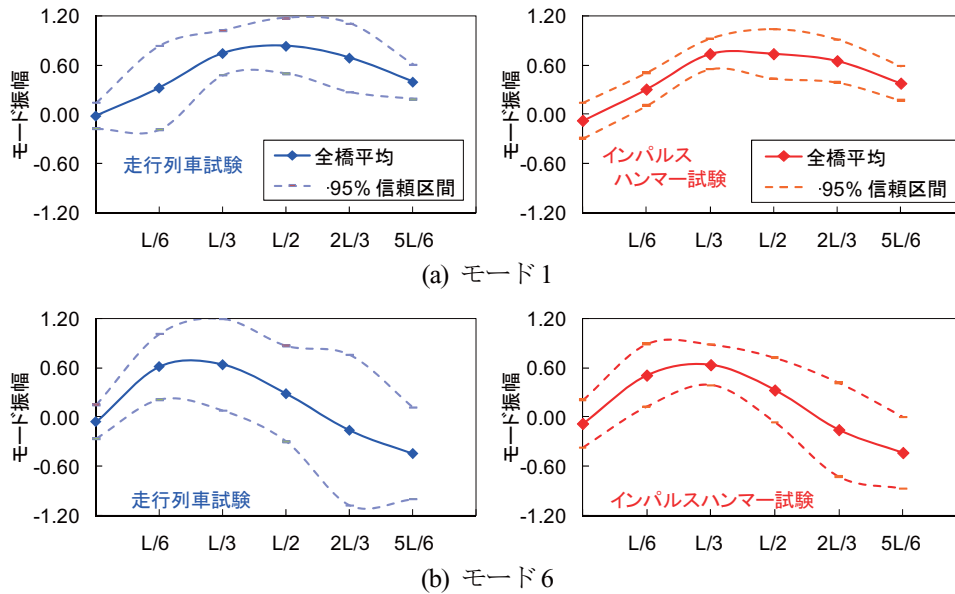


図-12 振動モード形 (列車走行試験)

固有振動数の変動はモード1で最大8%程度となっており、高次モードになるほど橋梁間の変動が小さくなる傾向が見て取れる。実際に、エラーバーで表される変動範囲はモード1やモード2の低次モードでは、インパルスハンマー試験と比較して数倍大きいですが、モード7以上の低次モードではインパルスハンマー試験と同程度の精度が確保されていることを確認している。高次モードではモード質量と加振周期の影響が小さいことに起因すると考えられる。なお、特定の橋梁が一貫して特異値を示す(変動係数が大きい)などの特徴は見られない。このことから、24連は列車走行下という実働状態であっても、その振動特性は非常に均質的であるといえる。

なお、図-11に示した固有振動数と目視点検により把握した劣化や橋脚高さなどの関係性を、相関分析により検討したが、いずれの振動モードにおいても、各点検項目との相関係数は絶対値で0.5以下であった。また、インパルスハンマー試験で同定した振動特性を対象として同様の分析を実施したが、こちらの場合もほとんどのモードで相関係数が絶対値で0.5以下であったことを報告しておく。

#### 4.2 振動モード形の相対比較

各橋梁で実施した4~5回の列車走行試験に基づいて同定した振動モード形について述べる。同定した振動モード形は全12モードであった。はじめに、モードごとに橋梁間の振動モード形の変動を調べる。各橋梁で同定した振動モード形の平均値をモードごとに算出する(以下、個別平均振動モード形)。さらに、各モードの個別平均振動モード形に対して、平均値と分散を求める。このときの平均値を以下、全橋平均振動モード形と呼ぶ。個別平均振動モード形と全橋平均振動モード形の算出に用いたサンプル数は4~5と24と少ないものの、全橋

平均振動モード形がサンプル数の増加に伴って正規分布に従っていくことは中心極限定理により保証される。

図-12には一例として、各モードの全橋平均振動モード形を代表してモード1とモード6の全橋平均振動モード形(主桁B)および95%信頼区間を示す。なお、同図には比較のために、インパルスハンマー試験より同様に算出した全橋平均振動モード形を併記する。全橋平均振動モード形は両試験でほぼ同様であることがわかる。なお、全橋平均振動モード形は、他の振動モード形でも両試験で同様の形状を示していた。一方で、ほとんどの計測点で、列車走行試験から同定した振動モード形の95%信頼区間はインパルスハンマー試験と比較して大きいことがわかる。また、列車走行試験から同定した振動モード形の95%信頼区間は計測点により多少異なることが見て取れる。各橋梁の振動モード形の変動は図-12(b)に示すモード6の2L/3地点が最大となっている。

この他の傾向として、列車走行試験で同定した振動モード形では、レールジョイント付近の計測点でモード振幅が増幅する傾向があることを確認した。レールジョイントの位置と列車走行時の振動モード形との関係については今後の課題としたい。

#### 5. おわりに

本研究では、供用開始後86年が経過した24連の鋼鉄道橋を対象に、列車走行試験およびインパルスハンマー試験を実施するとともに、固有振動数や振動モード形といった振動特性の同定を行った。列車走行試験から同定した固有振動数は、インパルスハンマー試験と比較して25Hz以下の低次モードで複数回実施した試験の平均が1%~3%程度低くなるとともに、試験ごとの変動が大きといった特徴を有することを確認した。さらに、本研



究では、同様の構造形式を有する 24 橋の鋼鉄道橋群を対象として同様の試験、および振動特性の同定解析を実施することにより、供用開始後 86 年が経過した鋼鉄道橋であっても、同様の構造形式を有し、環境条件、荷重条件が同じであれば振動特性に大きな変動はないこととともに、腐食による断面欠損やリベットの緩みといった軽微な損傷や橋脚高さや偏軌量といった構造条件、さらに走行列車の速度や進行方向といった列車諸元との関係性は見られなかった。

しかしながら、今後の課題として以下の検討項目があげられる。第一に、列車走行試験より同定した振動モード形に見られるレールジョイントの位置の影響の定量的に評価があげられる。本研究でも示したように、振動モード形のばらつきは決して小さくないことから、それらの変動を踏まえた評価手法を検討する必要がある。つぎに、列車重量が固有振動数に及ぼす影響をより詳細に検討する必要がある。特に本研究で対象とした鋼鉄道橋は床版を有していないことから、橋梁重量が比較的軽く、列車重量の影響が大きいと考えられる。分析に際しては列車通過時を定常と仮定して算出する平均的な振動特性のみならず、非定常性を考慮可能なモデル、もしくは推計手法を用いることで、列車（車軸）の位置と固有振動数の関係を明らかにすることが重要となる。さらに、本研究では同形式の橋梁群が有する振動特性の変動を明らかにした。また、既往の研究により列車速度を変化させた際の振動特性の変動が明らかとなっている。今後、気温や天候が振動特性に及ぼす影響を明らかにすることにより、振動特性の長期的な振動モニタリングにより取得した振動特性の日々の相対変化が日常の変動範囲であるのか橋梁の異常に起因した変動なのかを判定することが可能となる。最後に、本研究では橋梁全体の振動モードにのみ着目した分析を実施したが、部分的な腐食やリベットの緩みといった軽微な損傷を有する橋梁を橋梁群の相対比較により抽出することは困難であった。これを踏まえ局所的な部材単位での振動特性に着目し、橋梁群の相対比較による劣化や損傷を有する橋梁の検出可能性を検討する必要があると考えられる。

#### 参考文献

- 1) Los Alamos National Laboratory: A Review of Structural Health Monitoring Literature:1996-2001, LA-13976-MS, 2004.
- 2) 貝戸清之, 松岡弘大, 渡辺勉, 曾我部正道, 藤野陽三: 走行列車荷重下における鉄道橋桁の動的応答の特性

- とその利用, 土木学会論文集 F, Vol.66, No.3, pp.382-401, 2010.
- 3) 西村昭彦, 棚村史郎: 既設橋梁橋脚の健全度判定法に関する研究, 鉄道総研報告, Vol.3, No.8, 1989.
  - 4) B, Peeters. and G, De Roeck. : One year monitoring of the z24-bridge: environmental influences versus damage events, In Proceedings of IMAC 18, pp.1570-1576, 2000.
  - 5) 丸山直樹: 常時微動計測による鉄道ラーメン高架橋の等価固有周期の推定, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, 2009.
  - 6) 小林俊彦, 佐藤新二, 曾我部正道, 上野眞: 山梨実験線側壁ビームの固有振動数分布測定, 土木学会第 55 回年次学術講演会, I-B, No.112, 2000.
  - 7) 小西純一, 西野保行, 中川浩一: 大正・昭和前期における鋼鉄道橋の発達のその現況, 土木史研究, Vol.22, pp.257-267, 2002.
  - 8) 長山智則, 阿部雅人, 藤野陽三, 池田憲二: 常時微動計測に基づく非比例減衰系の非反復構造逆解析と長大吊橋の動特性の理解, 土木学会論文集, No.745, I-65, pp.155-169, 2003.
  - 9) 宮下剛, 石井博典, 藤野陽三, 庄司朋宏, 関雅樹: レーザー計測を用いた鋼鉄道橋の高速走行により発生する局部振動の把握と列車速度の影響, 土木学会論文集 A, Vol.63, No.2, pp.277-296, 2007.
  - 10) 宮下剛, 石井博典, 藤野陽三, 庄司朋宏, 関雅樹: レーザー計測を用いた鋼鉄道橋の高速走行により発生する局部振動の把握と列車速度の影響, 土木学会論文集 A, Vol.63, No.2, pp.277-296, 2007.
  - 11) 吉岡勉, 原田政彦, 山口宏樹, 伊藤信: 斜材の実損傷による鋼トラス橋の振動特性変化に関する一検討, 構造工学論文集, Vol.54A, pp.199-208, 2008.
  - 12) Juang, J. N. and Pappa, R. S.: Realization Algorithm For Model Parameter Identification and Model Reduction, *Journal of Guidance, Control and Dynamics*, Vol.8, No.5, pp.620-627, 1985.
  - 13) Fryba, L.: Vibration of Soilds and Structures under Moving Loads, *Noordhoff International*, 1972.
  - 14) 小松敬治: 機械構造振動学, 森北出版, 2009.
  - 15) 飯田恭敬, 岡田憲夫: 土木計画システム分析, 現象分析編, 森北出版, 1992.