

# 供用開始後 86 年が経過した 24 連鋼鉄道橋の振動特性とその変動要因に関する統計的考察

松岡弘大<sup>1</sup>・貝戸清之<sup>2</sup>・石井秀和<sup>3</sup>

<sup>1</sup>学生会員 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 (〒 565-0871 吹田市山田丘 2-1)

E-mail: k-matsuoka@civil.eng.osaka-u.ac.jp

<sup>2</sup>正会員 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 吹田市山田丘 2-1)

E-mail: kaito@ga.eng.osaka-u.ac.jp

<sup>3</sup>正会員 株式会社ビーエムシー (〒 261-7125 千葉市美浜区中瀬 2-6 WBG マリブウエスト 25 階)

E-mail: ishii@hashimori.jp

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通して、振動特性(固有振動数、振動モード形)の同定を実施した。24 連は全て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いる。同定した振動特性(70Hz までの 12 モード)を相対的に比較した結果、24 連の振動特性に明確な差異は確認できず、供用開始後 86 年が経過しても適切な維持管理のもとにおいては振動特性はなお均質であることが判明した。さらに、列車走行試験により同定した振動特性と、構造諸元や列車諸元との関係を統計的に分析した結果、レールジョイントに近い計測点ほど振動モード形のモード振幅が有意に増加すること、その影響度はモードごとに異なることを明らかにした。

**Key Words :** 24-span steel railway bridge, passing train load, vibration characteristics, identification

## 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、**2.**で詳述するように時間的および空間的意思決定問題を解決しなければならない。このとき、両者のうち、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、計測条件や環境条件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ことが必要である。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。

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。また、列車走行試験より同定した振動特性と、橋脚高さ、軌道の偏量、レールジョイントの位置などの構造諸元や、列車速度、列車種別、車両編成数や進行方向などの列車諸元との関係を統計的に分析することで、これらの要因が振動特性の差異に及ぼす影響について考察する。以下、**2.**で本研究の基本的な考え方を述べ、**3.**で振動計測の概要を示す。**4.**で 24 連のうちの 1 連を対象として、詳細な振動計測、同定および走行列車荷重の影響について分析する。**5.**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を通して、その変動範囲と構造諸元や列車諸元との関係を統計的に分析する。

## 2. 本研究の基本的な考え方

### (1) 継続的モニタリング

振動モニタリングは目的に応じて、1) 1 回の振動計測によって保有性能や損傷を絶対評価する手法と、2) 継続的な振動計測を通してそれらを相対評価する手法

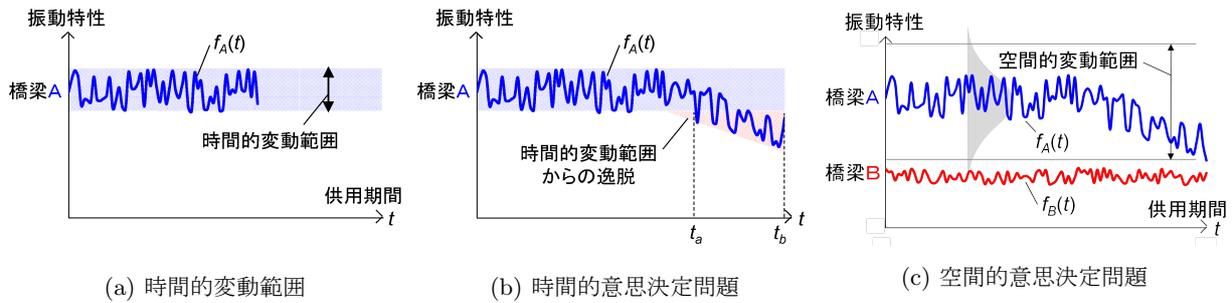


図-1 モニタリング指標の変動と意思決定問題

に大別することができる<sup>2)</sup>。このうち、後者の振動モニタリング（以下、継続的モニタリングと記述）は、団塊的に老朽化が進む社会基盤構造物を効率的に維持管理していくための一方法論として実用化が期待されている。本研究においても、継続的モニタリングに着目して、これ以降の議論を進めるものとする。継続的モニタリングの特徴は、保有性能の低下や損傷の発生・進展とともに変動すると考えられる振動特性を継続的に計測することによって、それらの日常の変動範囲からの逸脱を捉えようとする点にある。

継続的モニタリングの実用化を見据える上で、ハードウェア面での課題に加え、ソフトウェア面での課題も残っている。特に本研究ではソフトウェア面での課題に着眼するが、ここで開発の方向性を整理しておきたい。既述したように、継続的モニタリングでは、評価指標となる振動特性の時間的変動を捉えることが重要となる。図-1(a)にはこのことを概念的に示している。いま、構造物 A に対する健全性の評価指標として振動特性（例えば、固有振動数）を継続的にモニタリングしていると考え、 $f_A(t)$  は振動特性の時系列を表す。この間、構造物 A には損傷・劣化等の異常が発生していない。しかし、それでも  $f_A(t)$  は、構造条件、気温や湿度等の環境条件や、加振源となる荷重に代表される計測条件の相違により、一定範囲内で変動する。したがって、はじめに環境条件や計測条件の相違による振動特性の変動範囲を定量的に評価することが重要である<sup>3)</sup>。つぎに図-1(a)の直後からの振動特性の変動を図-1(b)に示す。振動特性は、時点  $t_a$  で初めてその時間的変動範囲から逸脱し、同図の最終時点  $t_b$  では明らかに何らかの異常が生じていることが理解できる。時間的変動範囲を確定的に設定できるような場合であれば、時点  $t_a$  で構造物 A に異常が生じたと判断することができる。しかし、振動特性の時系列そのものが不確実性を有する確率過程であるために、時間的変動範囲を1度逸脱したからといって直ちに異常と判断することは適切な意思決定ではない。しかし、最終時点  $t_b$  では判断が遅すぎる。時点  $t_a$  から  $t_b$  の間のどの時点で異常検

知に対する判断を下すかという意思決定問題が存在する。これを時間的意決定問題と定義する。以上の議論では特定の構造物 A のみを対象としてきたが、実際には構造物 A と同一構造形式で、同一の荷重条件、ほぼ同一の環境条件のもとで供用されている多数の構造物が存在する。これらの振動特性についても整理すると、図-1(c)のような振動特性分布がどの時点においても形成される（図にはある1時点における振動特性分布を例示）。振動特性分布の中で、対象構造物の相対的な位置づけを評価することも重要な課題である。同図に示す  $f_B(t)$  では、当該構造物 B の振動特性そのものの時間的変動は相対的に大きくない。しかし、同様の条件下にある構造物群で構成される振動特性分布を確認すると、構造物 B はある閾値で評価される信頼区間（空間的変動範囲）の外側に位置している。したがって、当該構造物の振動特性の時間的変動範囲にかかわらず、構造物 B は重点監視対象となるべき構造物であることが理解できる。これを空間的意決定問題と定義する。このように、継続的モニタリングを実施するためには、時間軸と空間軸に沿った2つの意決定アルゴリズムを構築する必要がある。

## (2) 走行列車荷重を用いた振動モニタリング

貝戸等<sup>2)</sup>は走行列車荷重を利用した振動モニタリング手法を提案している。走行列車荷重は毎日定刻に、ほぼ均一な速度と荷重を持つ加振源を利用できるという点で、継続的モニタリングに望ましい性質を有する。ここでは、走行列車荷重は非正常性を有する入力荷重ではあるものの、広範囲に卓越した周波数成分を有する入力荷重であるために、複数の振動モードを励起することが可能であること、実供用下にある橋梁の動的挙動を把握できることなどの利点を実証的に指摘している。その一方で、計測条件、特に荷重の変動の影響を明確にするために、列車の走行速度や走行方向を可変パラメータとした列車走行試験を実施している。その結果、それらが固有振動数や振動モード形に及ぼす影響は概ね5%程度であることを示した。さらに、計測し

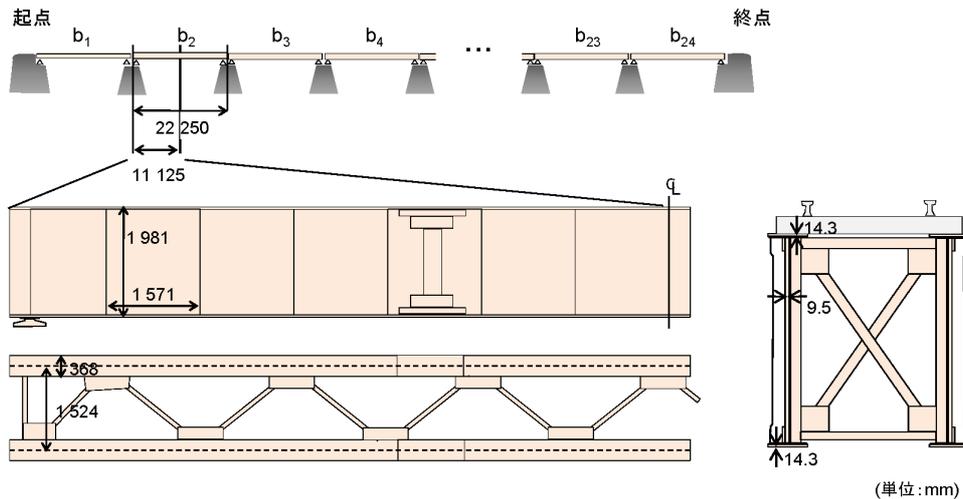


図-2 対象橋梁群の概要



図-3 対象橋梁群の概観

際の研究開発においては、これらの意思決定問題は順序を問わず、個々を独立に検討することが可能である。しかし、鉄道の営業線での振動計測の実施が極めて困難であることも事実であり、このことが当該分野における学術研究の蓄積を難しくしている理由となっている。今回は、1時点に限定した振動計測ではあるが、同一条件下にある24連の鋼鉄道橋の振動計測の機会を得た。これらの振動特性の相対比較を通して、空間的意思決定問題を検討し、今後の発展を見据えた基礎的情報を提供する。

た加速度応答の切り出し位置の影響についても考察を加え、走行列車荷重を用いた振動モニタリングに関する体系的な方法論を提示している。

さらに、橋梁全体系の振動特性を対象とした研究以外では、松岡等<sup>4)</sup>は部材固有の振動モードを対象として、ラーメン高架橋の床版部材の振動特性の同定を列車走行試験により実施している。列車の高速化が進展する中で、橋梁全体としての振動よりも部材単独の振動が卓越するケースが存在し得ることを実験結果を踏まえて指摘した。さらに、これまで未検討であった開床式橋梁を対象して、列車走行試験を通して振動特性を明らかにした研究事例も蓄積されている<sup>5)</sup>。

以上の既往の研究は、これまで着目されることがなかった走行列車荷重に焦点を当て、振動モニタリングにおける加振源としての可能性を検討した基礎的研究といえる。その検討過程の中で、2.(1)における第1課題(時間的変動範囲の評価)の一部については既述したとおり、実験的に検証を行っている。しかしながら、時間的および空間的意思決定問題の重要性については指摘がなされているものの、具体的な検討には至っていない。2.(1)では説明の都合上、時間的意思決定問題を述べ、空間的意思決定問題に言及した。しかし、実

### (3) 鉄道橋と振動特性分布

明治から昭和初期にかけての急速なネットワーク整備のために、同一の構造形式を有する鉄道橋が大量に架設された<sup>6),7)</sup>。また、それらの橋梁は供用開始後50年以上が経過した現在であっても供用されている場合が少なくない。同一の構造形式を有する橋梁群の振動特性は、理論的にはすべて同一であるが、現実には様々な要因により差異が生じる<sup>8)-11)</sup>。橋梁群の振動特性に影響を及ぼす因子として、劣化<sup>12),13)</sup>や構造的異常<sup>14)</sup>の他に、環境条件<sup>15)</sup>や荷重条件<sup>2)</sup>、さらにはこれらで説明できない橋梁固有の要因(異質性)が存在すると考えられる。劣化や構造的異常が発生した橋梁を抽出するためには、橋梁群が有するこれらの振動特性分布(変動範囲)を事前に把握しておくことが重要となる。

橋梁が固有に有する振動特性の変動範囲について議論するためには、同一の構造形式を有し、かつその他の影響因子に関する条件が同様な複数の橋梁の振動特性を比較する必要がある。また、それらの条件が異なる場合には振動特性に及ぼす影響を明らかにしたうえで、なお残存する振動特性の異質性(空間的変動範囲)を評価することが重要となる。しかしながら、このような橋梁群の空間的変動範囲に関する研究は、コンク

表-1 対象橋梁に対する目視点検と簡易調査の結果

橋梁 番号	河床から橋脚天端 [mm]		偏軌量 [mm]	レールジョイント位置 [mm] (起点から)	リベット緩み		断面欠損
	起点側	終点側			ラテラル	対傾構	
b <sub>1</sub>	5,165	8,015	—	2,850	0	0	
b <sub>2</sub>	8,965	10,747	—	1,900	0	0	
b <sub>3</sub>	10,747	11,112	-7	950	0	0	
b <sub>4</sub>	11,062	11,157	6	50	0	0	
b <sub>5</sub>	11,107	10,912	3	無し	0	1箇所 1本	
b <sub>6</sub>	11,322	10,469	-13	22,150	0	0	
b <sub>7</sub>	10,869	11,859	-8	21,250	0	1箇所 3本	
b <sub>8</sub>	10,869	11,859	14	20,300	0	1箇所 1本	
b <sub>9</sub>	11,559	11,554	6	19,350	0	0	
b <sub>10</sub>	11,204	10,463	53	18,400	0	2箇所 4本	
b <sub>11</sub>	10,813	10,872	87	17,450	0	2箇所 4本	上フランジ
b <sub>12</sub>	10,922	11,497	77	16,450	0	0	
b <sub>13</sub>	10,647	11,053	44	15,420	0	0	
b <sub>14</sub>	11,053	12,042	27	14,670	0	0	
b <sub>15</sub>	11,092	11,305	32	13,670	0	1箇所 3本	上フランジ
b <sub>16</sub>	11,505	11,811	33	12,770	1箇所 3本	2箇所 7本	
b <sub>17</sub>	11,761	11,867	18	11,820	0	4箇所 12本	上フランジ・腹版
b <sub>18</sub>	12,017	11,922	8	10,870	5箇所 18本	0	
b <sub>19</sub>	11,572	12,313	22	10,020	0	3箇所 7本	
b <sub>20</sub>	11,413	12,536	41	9,070	0	2箇所 6本	
b <sub>21</sub>	12,386	11,213	61	8,220	1箇所 3本	2箇所 6本	
b <sub>22</sub>	12,663	13,062	66	7,100	0	1箇所 1本	
b <sub>23</sub>	13,262	9,428	75	6,250	0	0	
b <sub>24</sub>	8,828	5,948	17	5,350	0	0	

リート橋脚<sup>16)</sup>や鉄道ラーメン高架橋<sup>12),17)</sup>, 側壁<sup>18)</sup>という部材レベルを対象とした数例が存在するものの、橋梁全体系を対象として十分に検討されているとは言い難い。特に、今後、維持管理の重要性が増すと予測される供用開始後50年以上が経過した橋梁群の振動特性の空間的変動範囲に関する検討は、筆者らの知る限り見当たらない。

### 3. 対象橋梁と振動計測の概要

#### (1) 対象橋梁の概要

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<sub>1</sub>, b<sub>2</sub>, …, b<sub>24</sub>と呼称)を対象とする。図-2に対象橋梁の概要を、図-3に対象橋梁群の概観を示す。24連は全て同一の構造形式(達第540号<sup>19)</sup>)を有している。1連の径間は22.25mであり、24連で534mの河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、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上に存在するために、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、各橋梁には若干の劣化が点在する。また、橋脚高さや、レールジョイントの位置、軌道の偏心量(偏軌量)などの条件も橋梁ごとに異なっている。各橋梁の状態は計測に先立って実施した目視点検と簡易調査により把握している。各橋梁で相違が見られた項目とその概要を表-1に示す。なお、表中に記載している断面欠損は腐食によるものであり、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、多少の条件、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) 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

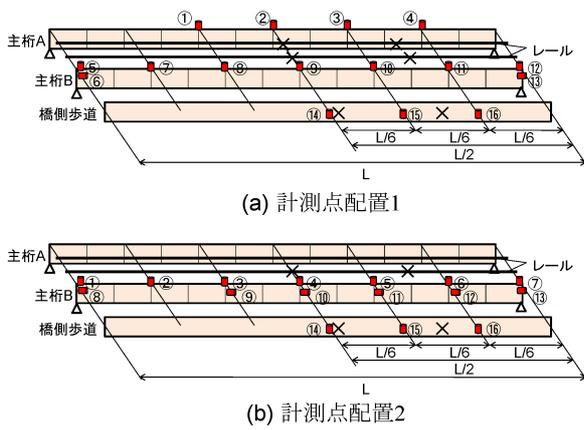


図-4 計測点配置 (詳細計測用)

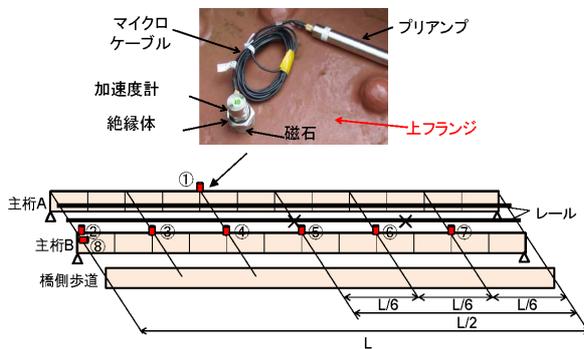


図-5 計測点配置 (全橋計測用)

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(以下、代表橋梁と記載)として抽出し、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-4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に設置した。図-4(a)は主桁の鉛直振動に、図-4(b)は水平振動に、それぞれ着目した計測点配置となっている。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-5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ローパスフィルタの一種であるアンチエイリアシングフィルタを用いて除去している。計測に用いる加速度計は、列車走行時の大振幅に対応するために、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-5)。

以上の振動計測システムを用いて、走行列車荷重、およびインパルスハンマーによる衝撃荷重により励起された橋梁の加速度応答を計測した。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-4、図-5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。

### (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>20)-22)</sup>。ERAの詳細は、Juang and Pappa<sup>23)</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基づきシステム特性として振動特性を推定する。具体的には、特異値分解を利用した主成分分析によりノイズ成分を縮減させたうえで、固有値解析によりシステム特性行列を算出する。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>20)</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。

具体的な同定手順としては、1) 時系列データからハンケル行列を生成する。2) ハンケル行列を特異値分解する。3) 特異値分解で得られる特異値行列の対角項の中から、十分に小さいものを0として、特異値行列を再構成する。4) 最小実現の考え方に基づき、システム特性行列を求める。5) 特性行列のうち、状態マトリクスを複素固有値解析することで、固有値および固有

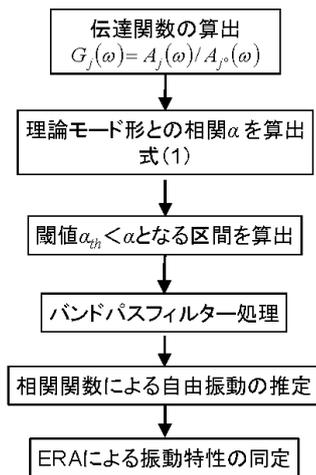


図-6 ERA の適用に際した事前処理 (列車走行試験)

ベクトルを算出する。6) 得られた固有値と固有ベクトルは、固有振動数、モード減衰比および複素振動モード形に対応しており、離散時間から連続時間への変換、数理モデルから物理モデルへの変換を行うことで、時系列応答から、非比例減衰系の振動特性として固有振動数、モード減衰比、複素振動モード形を同定する。7) 以上により得られた振動特性に対して、可制御性に関する MAC 検定を行い、ノイズ成分を削除する。

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の場合は、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>24)</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を用いたフィルタリングによって加振周期に起因した振動成分を低減したのち、相関関数を利用して自由振動応答を算出する。列車走行試験結果を用いた振動特性の同定の流れを図-6 に示すとともに、事前処理の方法を以下に示す。

$i$  次の固有振動数を  $\omega_i$ 、振動モード形を  $\Phi_i$  と表記する。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。任意の計測点  $j$  におけるスペクトル関数を  $A_j(\omega)$ 、また基準計測点  $j_0$  におけるスペクトル関数を  $A_{j_0}(\omega)$  とすると、伝達関数  $G_j(\omega)$  は  $A_j(\omega)/A_{j_0}(\omega)$  として表される。伝達関数  $G_j(\omega)$  は、 $i$  次の固有振動数近傍 ( $\omega \rightarrow \omega_i$ ) で、基準計測点の伝達関数  $G_{j_0}(\omega) = 1$  とした振動モード形  $\Phi_{i,e}$  を示す。実測結果の伝達関数から求めた振動モード形  $\Phi_{i,e}$  と理論上の振動モード形  $\Phi_{i,r}$  を比較することで、橋梁の固有振動成分が励起さ

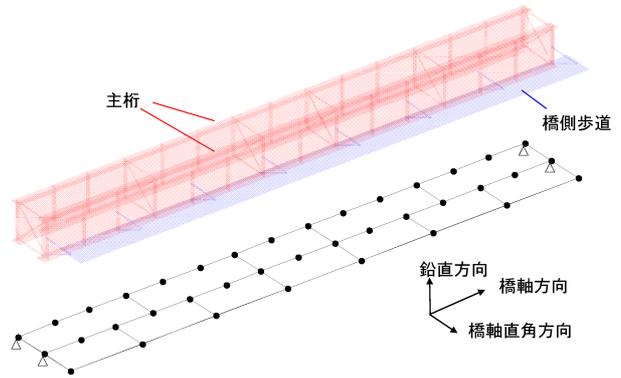


図-7 固有値解析モデル

れている振動数分布を算出することが可能となる。両者の一致性を評価する指標については、相関係数

$$\alpha = \frac{COV(\Phi_{i,e} \times \Phi_{i,r})}{\sqrt{VAR(\Phi_{i,e}) \times VAR(\Phi_{i,r})}} \quad (1)$$

を利用することができる。

以上により、走行列車の規則的加振の影響を抑えたうえで、相関係数が閾値  $\alpha_{th}$  を上回る値を示す最大振動数と最小振動数により定義される区間をフィルターの通過帯域として設定することができる。計測した時系列応答に対して、上記手順を踏むことにより、固有振動成分を主成分とした時系列応答を得ることが可能となる。また、得られ時系列応答に対して相関関数を計算することで、列車走行時の応答から自由振動応答を算出する。以上により、走行列車試験結果に対して ERA を適用することが可能となる。

#### (4) 解析手法

同定した振動特性の妥当性を確認するために、対象橋梁の固有値解析<sup>25)</sup>を実施する。固有値解析では、主桁と対傾構、および橋側歩道を梁要素としてモデル化している。なお、対傾構、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。また、主桁の断面諸元は図-2 に示す通りとしている。部材単位での振動特性などより詳細な振動モードを把握するためには添接板やレールの質量、剛性を考慮する必要があると考えられる。しかしながら、本研究の同定対象は主桁の全体モードであるとともに、実測応答に基づく実証的分析が主要な目的であることから、添接板やレールの質量、剛性を考慮していない簡易的なモデルを採用した。固有値解析モデルを図-7 に示す。

表-2 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				鉛直-水平比	列車走行試験			解析 固有振動数 (Hz)
	固有振動数 平均 (Hz) 変動係数		モード減衰比 平均 変動係数			固有振動数 平均 (Hz) 変動係数		鉛直-水平比	
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

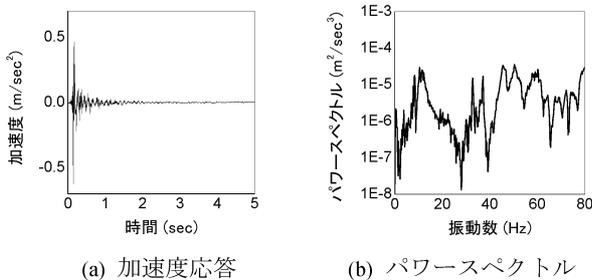


図-8 加速度応答 (インパルスハンマー試験, 計測点 5)

#### 4. 代表橋梁の振動特性 (詳細計測)

##### (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-4(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-8 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-2 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 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-2 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が, 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, モード 2, およびモード 6 については本研究の固有値解析では算出されておらず, 部材レベルでの振動に起因した振動モードであると考えられる. また, 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-9 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

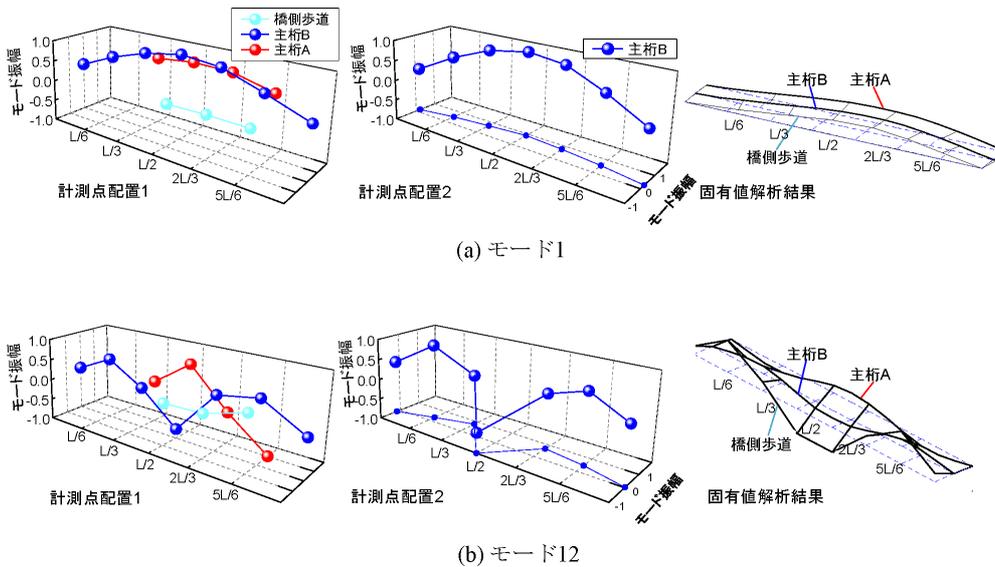


図-9 振動モード形 (インパルスハンマー試験)

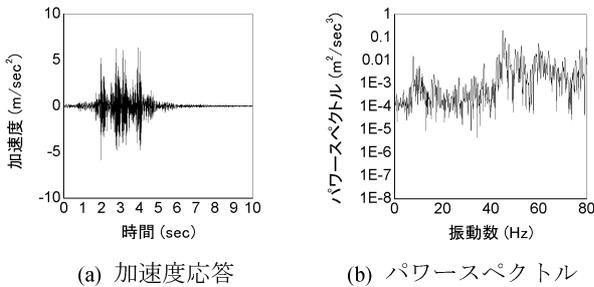


図-10 加速度応答 (列車走行試験, 計測点 5)

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(ねじれ)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。

## (2) 列車走行試験

前節と同様に計測点配置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-10に示す。加速度応答の時系列から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大きなスペクトル振幅が励起されている。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-2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。また、同定に際しては波形の切出し位置に留意しているが、これについては4.(3) a)で詳しく説明する。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-11に示す。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(ねじれ)モードが励起されている。なお、図-11に見られるように、列車走行試験より同定した振動モード形においては、レールジョイント付近でモード振幅が増加する場所が見られた。この影響については5.(3)で改めて詳述する。

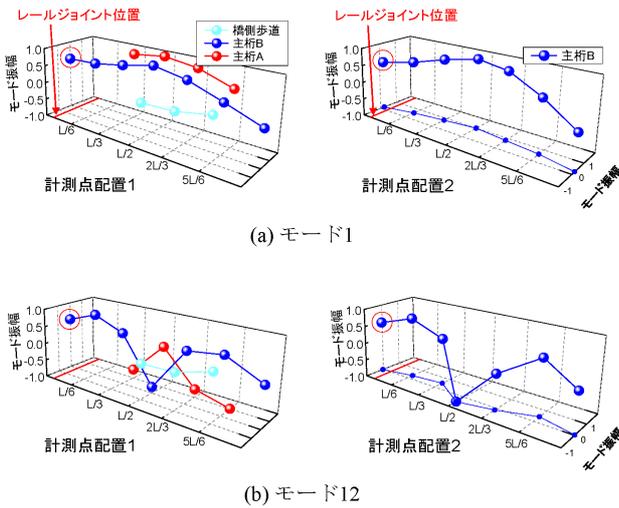


図-11 振動モード形 (列車走行試験)

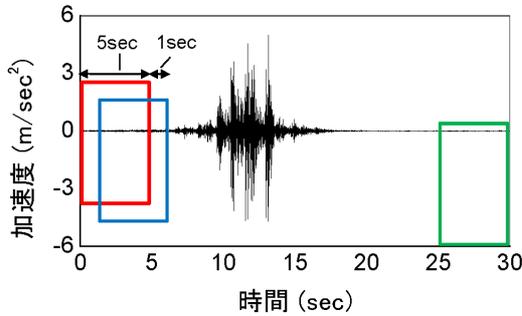


図-12 加速度応答の切り出し方法

### (3) 走行列車荷重の影響分析

走行列車荷重作用下における加速度応答を用いて振動特性の同定を行う場合には、貝戸等<sup>2)</sup>が指摘するように、1) 加速度応答が非定常であること、2) 列車の速度、種別、車両編成数や進行方向が異なること、が同定結果に及ぼす影響を把握しておくことが重要である。以下では、1) に関連して加速度応答の切り出し位置が同定結果に及ぼす影響を、2) に関連して列車諸元が同定結果に及ぼす影響を分析する。

#### a) 加速度応答の切り出し位置の影響

4.(2) の同定では、加速度応答のうち、列車が橋梁上を通過している5秒間を切り出した。切り出し長さは、径間長や列車速度などを勘案しながら、必要なハンケル行列を構成するという観点から決定する。なお、ハンケル行列は本研究で対象とした12モードを同定可能なサイズとして  $800 \times 100$  を採用した。一方で、同一の切り出し時間であっても、列車走行時の加速度応答のいずれの部分の切り出し位置によって、切り出し波形に占める常時微動成分、過渡応答成分などの混入率が変化し、同定結果が変動することが報告されている<sup>2)</sup>。この影

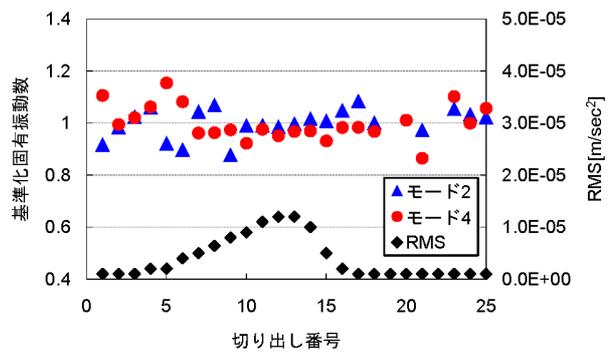


図-13 加速度応答の切り出し位置が振動特性に及ぼす影響

響を改めて確認するために、以下の手順で分析を行う。

図-12 に示すような加速度応答に対して、5秒間の波形の切り出しを行う。はじめに、図中の赤囲み(始点を便宜的に  $t$  とする。本事例では  $t$  は時間軸上の0と一致)で示すような切り出しを行い、振動特性の同定を行う。つぎに、赤囲みから1秒だけ移動した青囲み部分(始点は  $t+1$ )に着目し、同様に振動特性を同定する。この操作を繰り返して、最終的に緑囲み部分(始点は  $t+25$ )までの25ケースに対して同定を行う。

全12モードの同定結果のうち、変動の最も小さいモード2と最も大きいモード4を例として図-13に示す。なお、同図のそれぞれの固有振動数は平均が1となるように基準化した値である。また、同図には切り出し区間ごとに算出した加速度応答の移動RMSも示している。いずれのモードであっても、RMSが小さい区間(切り出し番号1~10, 15~25)では10%近くの変動が存在するものの、RMSが大きい切り出し番号11~14付近では非常に安定した同定結果が得られていることがわかる。このような変動は文献<sup>2)</sup>と同様に、列車進入および退出によって構造系が変化すること、RMSが小さい場合はノイズ成分が卓越することが主な原因であると考えられる。なお、その他の振動モードについてもRMSが大きい切り出し番号で安定した固有振動数が取得可能であることを確認している。

これらの影響を最小限に抑えて振動特性を同定するために、本節で実施したように切り出し開始位置を移動させ、移動RMSを算出したうえで、RMSが最大となる切り出し波形を同定対象とした。なお、4.(2)の同定はこの手順に従い実施した。また、次節以降も切り出し波形の選定は同様の手順に従って行う。

#### b) 列車諸元の影響

列車の速度、種別、車両編成数や進行方向加振源として利用した走行列車の速度、種別、車両編成数や進行方向などの諸元と、同定した振動特性との関係について述べる。図-14には例として、列車種別と固有振動

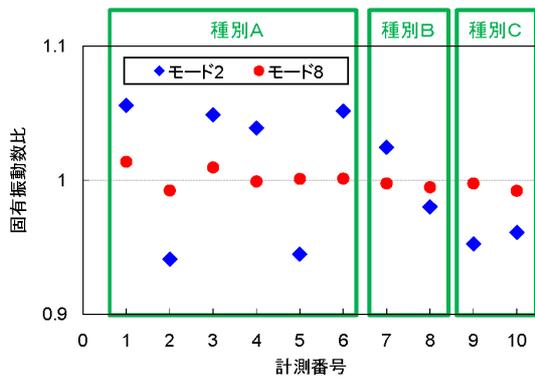


図-14 列車種別と振動特性の関係

数の関係を示す。図中には、固有振動数のばらつきが最も大きいモード2と最も小さいモード8を、各モードの固有振動数の平均値が1となるように標準化して記載している。列車種別と固有振動数の間に明確な関係性を確認することができない。その他の列車諸元(列車速度、車両編成数、進行方向)についても、固有振動数との相関係数が絶対値で0.5以下であることを確認している。以上により、列車走行荷重を利用した場合の同定結果に及ぼす列車諸元の影響は小さいことがわかる。

#### (4) 固有振動数の比較

インパルスハンマー試験と列車走行試験の同定結果を比較する。表-2の固有振動数の平均値と変動係数を改めて図-15に示す。図-15にはインパルスハンマー試験で同定した各モードの固有振動数を1としたときの、両試験における固有振動数と変動係数を示している。固有振動数に着目した場合、特にモード6以下の低次モードで、列車走行試験の固有振動数が低い値となっている。一方、モード7からモード12の比較的高次のモードでは列車走行試験とインパルスハンマー試験の固有振動数はほぼ同様の値を示している。また、変動係数は、モード次数が低いほど列車走行試験の方がインパルスハンマー試験より大きくなっている。低次モードで列車走行試験の固有振動数がインパルスハンマー試験よりも低くなる理由には列車質量の影響があげられるが、その影響は最も大きいモード2で約3%であった。また、低次モードにおける変動係数の増加は、列車の加振周期の影響が考えられる。列車走行時における橋梁の加速度スペクトルには、列車の加振周期の影響により線スペクトル状のピークが一定の振動数間隔で出現する(図-10)。固有振動数の同定に際しては、3.(3)に示した事前処理によりこの影響を低減しているものの、完全に除去することは困難である。したがって、同定結果は走行列車に起因する線スペクトルの影

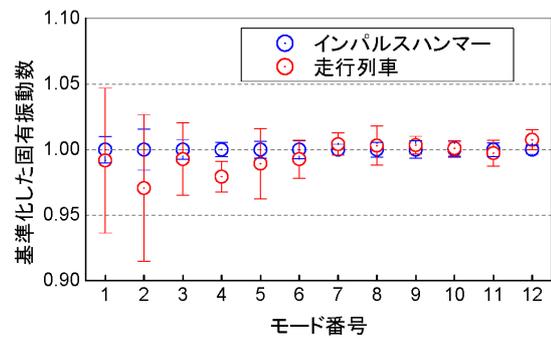


図-15 加振方法の相違が固有振動数に及ぼす影響

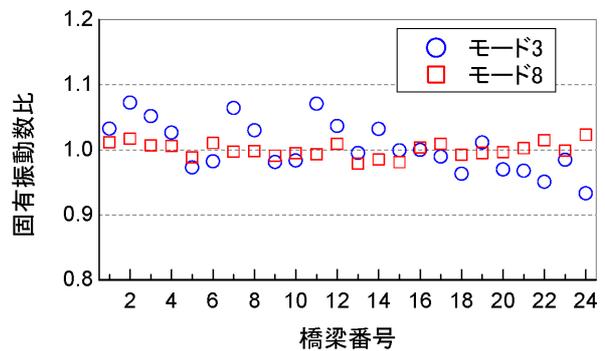


図-16 固有振動数(全橋計測:列車諸元固定)

響を受け変動する。線スペクトル状のピークは等間隔であるために、固有振動数の小さい低次モードほど相対的に大きな影響を受け、ばらつきが大きくなっていると考えられる。

列車質量の影響については、本研究で同定に利用した列車走行中の5秒間においても同一ではなく、変動している。すなわち、列車質量を橋梁への付加質量と考えた場合、列車の車軸が載荷している場合にのみ橋梁の固有振動数に影響を及ぼすとともに、各モードへの影響の大きさは載荷場所により異なる。そのような列車質量の影響を実測結果から把握するためには、系の非定常性を考慮可能な振動特性の同定手法が必要となる。これについては、本研究の範囲を大きく超えるために、今後の検討課題としたい。なお、このような列車質量の影響を考慮せずに同定した列車走行時の固有振動数であっても、特に高次モードにおいてはインパルスハンマー試験と同程度に固有振動数を評価可能である。したがって、本研究のように複数橋梁の振動特性に関する相対的比較が目的である場合には、この列車質量の影響は本質的な問題とならない。

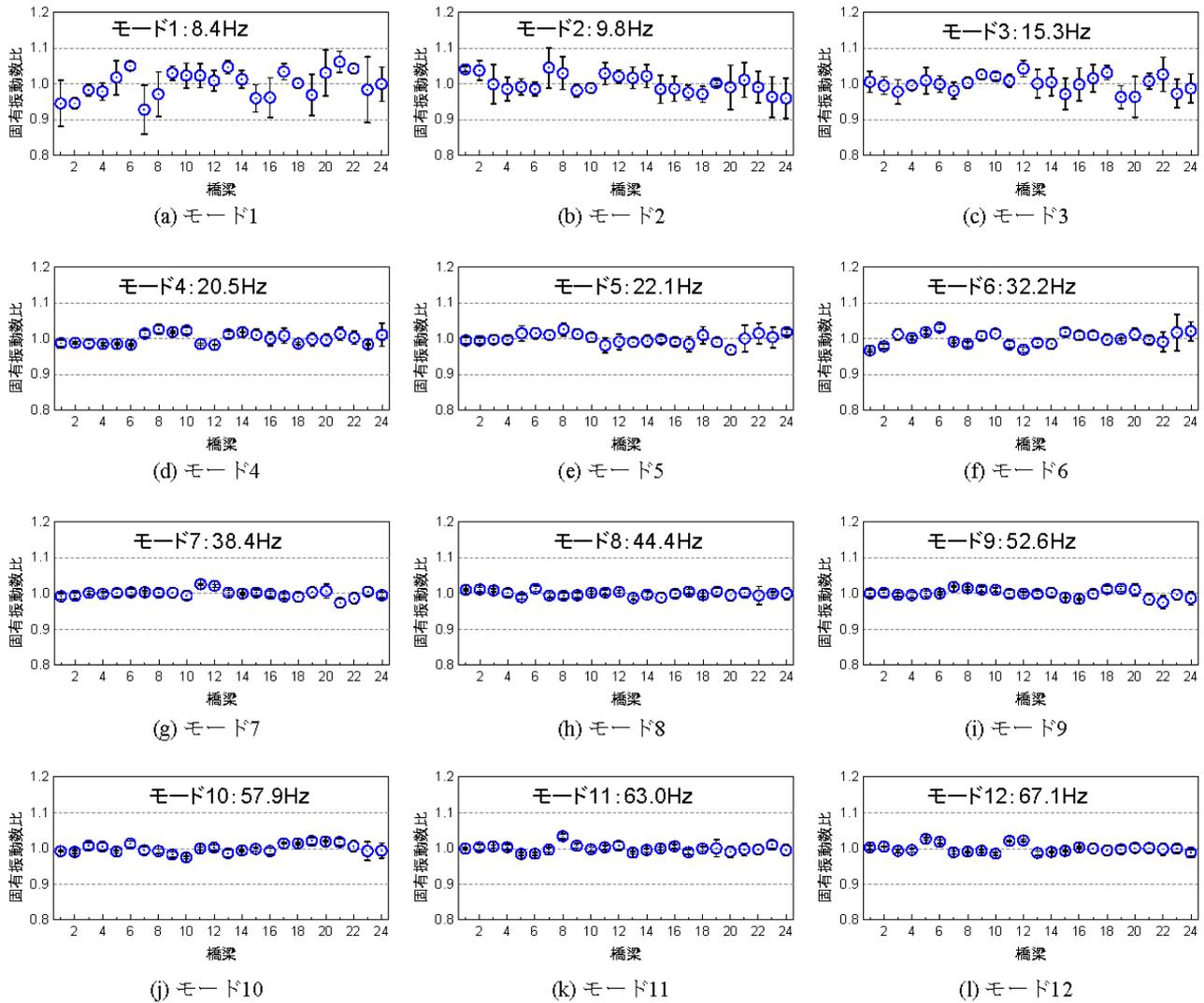


図-17 固有振動数 (全橋計測：列車走行試験)

## 5. 対象橋梁群の振動特性 (全橋計測)

### (1) 固有振動数の相対比較

図-5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-10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4.(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-16に示す。なお、図-16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

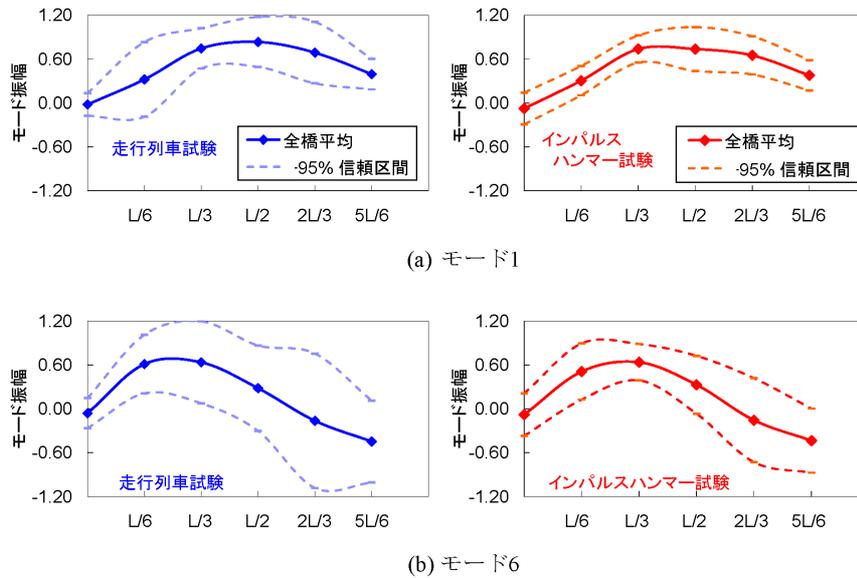


図-18 主桁 B の振動モード形 (全橋計測)

均質であると推察できる。

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-17 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 4. 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くなっているが、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。これは、4.(4) にて述べた、高次モードではモード質量と加振周期の影響が小さいという考察を裏付ける結果となっている。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-17 に示した固有振動数と表-1 に示した目視点検結果との関係性を、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。

## (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-18 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-18(b) に示すモード 6 の 2L/3 地点が最大となっている。

(3) 振動モード形とレールジョイント位置の関係

a) 分析方法と前提条件

任意の橋梁  $b_k (k = 1, \dots, K)$  で実施した,  $l^k (l^k = 1, \dots, L^k)$  番目の列車走行試験を考える. このとき, 同定された計測点  $j (j = 1, \dots, J)$  における  $i (i = 1, \dots, I)$  次モードのモード振幅を  $\phi_{ij}^{l^k}$  と表現する. 一方で, 橋梁  $b_k$  の  $j$  点における  $i$  次の基準振動モード形を  $\psi_{ij}^{\circ}$  と定義する (基準振動モード形は全橋で同一である). ここで, 各橋梁において同定されたモード振幅と, 基準モード振幅との間には,

$$\phi_{ij}^{l^k} = \psi_{ij}^{\circ} + \theta_j^{l^k} + \varepsilon \quad (2)$$

が成立すると仮定する. 式中,  $\theta_j^{l^k}$  は

$$\theta_j^{l^k} = \mathbf{x}_j^{l^k} \boldsymbol{\beta}'_j \quad (3)$$

と定義する. ここで,  $\mathbf{x}_j^{l^k}$  は計測点  $j$  の特性変数  $x_j^{l^k, m} (m = 1, \dots, M)$  を要素とする行ベクトルであり, 振動モード形に影響を及ぼすと考えられる要因 (橋脚高さ, 偏軌量, レールジョイント位置, 列車速度など) である. また  $\boldsymbol{\beta}_j$  は未知パラメータであり,  $\beta_j^m (m = 1, \dots, M)$  を要素とする行ベクトルである. なお, 記号「'」は転置操作を表す. さらに, 式 (2) 中の  $\varepsilon$  は確率誤差項であり, 平均 0, 分散  $\sigma^2$  の正規分布に従う確率変数であるとする. 以上より, 特性変数で表される各種要因  $x_j^{l^k, m}$  の影響は  $\beta_j^m$  を介して  $\theta_j^{l^k}$  に集約化される形で振動モード形  $\phi_{ij}^{l^k}$  に反映される. また, 式 (2) と式 (3) から明らかのように, 未知パラメータ  $\boldsymbol{\beta}$  と分散項  $\sigma^2$  の推計問題は,

$$(\phi_{ij}^{l^k} - \psi_{ij}^{\circ}) = \mathbf{x}_j^{l^k} \boldsymbol{\beta}'_j + \varepsilon \quad (4)$$

という線形回帰式の回帰係数の推計問題に帰着される. 当然ながら, 振動モード形に及ぼす各種要因の影響を統計的に分析するための手法は数多く存在する. しかし, 本研究では最も単純な手法によって, まずは大局的な視点で要因を分析し, 分析結果に応じて方法論を高度化させていくことが重要であると考えている.

b) 分析結果

5.(3) a) の線形回帰式に対して最尤法<sup>26)</sup>を用いて, 未知パラメータの推計を行った. 橋脚高さ, 偏軌量, レールジョイントからの距離, リベット緩みの有無, 断面欠損の有無, 走行列車の速度, 車両編成数, 進行方向などを特性変数の候補として, それらを単独あるいは組み合わせで, 複数回の推計を実施した. 最適モデルの決定には実データとモデルの適合尺度となる AIC<sup>27)</sup>,

$$AIC = N \log(2\pi\hat{\sigma}^2) + N + 2M \quad (5)$$

を基準とし, AIC 最小のモデルを最適モデルとした. なお,  $N$  は総サンプル数である. 各特性変数の候補における対数尤度と AIC を表-3 に示す. レールジョイントからの距離のみを特性変数として採用したケース (赤

表-3 特性変数の候補と AIC

特性変数の候補	対数尤度	AIC
定数項のみ	-3254.5	6513.1
橋脚高さ	1685.3	-3366.5
偏軌量	-862.7	1729.3
RJ からの距離	8740.6	-17477.3
リベット緩みの有無	3986.4	-7968.9
断面欠損の有無	1910.1	-3816.2
走行列車の速度	-1933.1	3870.3
車両編成数	-1869.6	3743.2
進行方向	-2670.5	5344.9
橋脚高さ+RJ からの距離	8740.8	-17475.7
リベット緩み+RJ からの距離	8741.4	-17476.8
断面欠損の有無+RJ からの距離	8740.3	-17474.7
リベット緩み+断面欠損の有無	4646.9	-9287.8

注) RJ はレールジョイントを表す

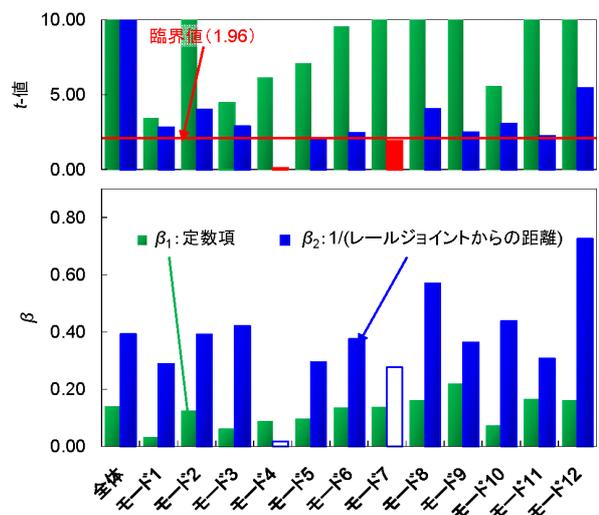


図-19 レールジョイントが振動モード形に及ぼす影響

字) が最も AIC が小さいことから, 最適モデルと決定することができる. したがって, 以下では特性変数をレールジョイントからの距離に限定して議論を進めることを予め断っておく.

はじめに基準振動モード形には, レールジョイントが無い橋梁  $b_5$  の同定結果を用いて,

$$\psi_{ij}^{\circ} = \frac{\sum_{l^5=1}^{L^5} \phi_{ij}^{l^5}}{L^5} \quad (6)$$

と定義する. これにより, 未知パラメータ以外の変数, すなわち同定された振動モード形のモード振幅  $\phi_{ij}^{l^k}$ , 基準モード形のモード振幅  $\psi_{ij}^{\circ}$ , 特性変数  $\mathbf{x}_j^{l^k}$  は既知となる. 任意の橋梁の特定の計測点に着目すると, 1 回の列車走行試験を通して, モードごとに  $\Xi_{ij} = (\phi_{ij}^{l^k}, \mathbf{x}_j^{l^k})$  の情報サンプルを得る. 今回の振動計測では, 橋梁数が橋梁  $b_5$  を除く 23 橋梁, 計測点が全 17 点, 各橋梁に対する列車走行試験の実施回数が 4~5 回, 同定されたモード数が 12 であったために, 最終的に獲得した情報サンプルは総数 10,662 であった.

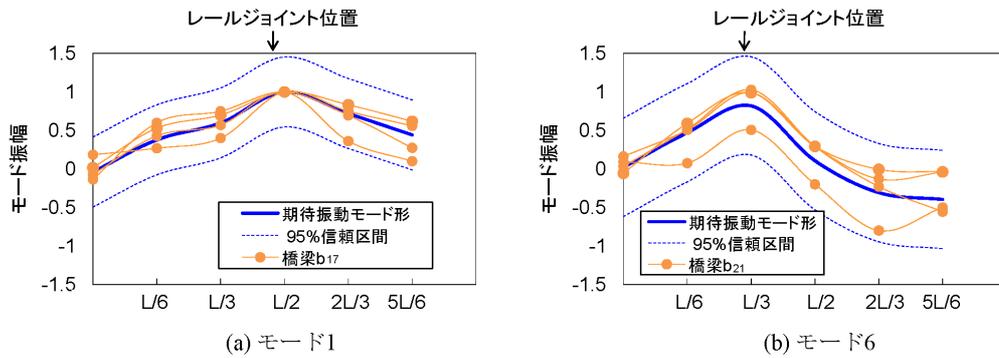


図-20 推定結果と同定モード形の比較

実際の推計に際しては、 $x_j^{l_k,1}$  は常に1をとる定数項とし、 $x_j^{l_k,2}$  にレールジョイントからの位置に関する指標を用いた。レールジョイントの位置に関する指標として、レールジョイントの位置が近いほど大きく影響を及ぼすように、レールジョイントから対象計測点までの距離の逆数（以下、レールジョイント距離）を利用した。また、 $x_j^{l_k,2}$  に関しては最終的に、最大値が1となるように基準化を行っている。

推計結果を図-19に示す。なお、図-19には、未知パラメータ $\beta$ とともに、各 $\beta$ に対する $t$ -値を示している。図中の最左に全振動モード形に対する分析結果を示しているが、定数項( $\beta_1$ )が0.14、レールジョイント距離に関する係数( $\beta_2$ )が0.39となっている。また、 $t$ -値はそれぞれ42.55、11.07となっている。上述したように $\beta$ は同定された振動モード形と基準振動モード形との相違に対する特性変数の寄与、後者は特性変数の寄与が有意か否かを表す指標である。 $t$ -値に関しては、採用しようとする特性変数が有意でないという帰無仮説が有意水準95%で棄却される臨界値が1.96である。 $\beta$ の推計値( $\beta_1 = 0.14$ ,  $\beta_2 = 0.39$ )に対する $t$ -値は既述したようにそれぞれ42.55、11.07と絶対値で臨界値を上回るために、帰無仮説は有意水準95%で棄却され、これらの特性変数は振動モード形に有意な影響を及ぼすと判断される。レールジョイント距離の推計値 $\beta_2 = 0.39$ は正であることから、レールジョイントの位置に近いほど振動モード形のモード振幅が増加する傾向にあることがわかる。

つぎに、振動モード形に及ぼすレールジョイント距離の影響を振動モードごとに分析する。分析結果は図-19に記載している。図-19より振動モードごとにレールジョイントの位置が振動モード形に及ぼす影響が異なることがわかる。特に、モード8、モード12では $\beta_2$ が大きな値を示している。一方で、モード4、モード7では、 $t$ -値が1.96を下回っており、振動モード形に有意な影響を及ぼさないと判断される。図-20は推計結果と

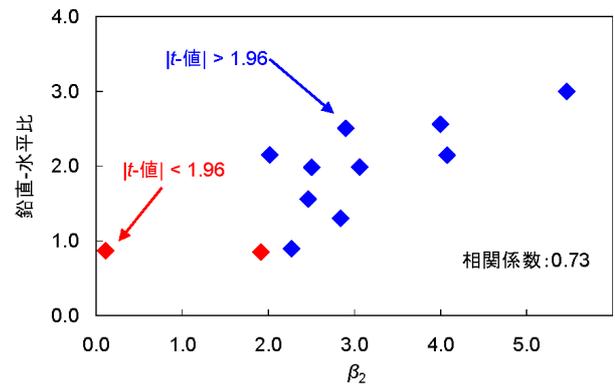


図-21 鉛直-水平比と振動モード形へのレールジョイント距離の影響度の関係

各橋梁で同定した振動モード形の関係をモード1、モード6について示している。なお、図-20には、各橋梁を代表して、それぞれのモードで腹の位置がレールジョイントに最も近接していた橋梁 $b_{17}$ と $b_{21}$ の同定結果を記載している。同図より、推定値より算出した期待振動モード形(青線)ではレールジョイント位置の近傍でモード振幅が増幅しているとともに、同定結果(橙)の傾向を表現できていることがわかる。

モードごとの影響度合の相違について考察する。図-21には、各振動モードの鉛直-水平比と振動モード形へのレールジョイント距離の影響度を表す $\beta_2$ の関係を示している。鉛直-水平比は鉛直方向の最大モード振幅を水平方向の最大モード振幅で除した値であるために、この値が大きい場合は水平方向と比較して鉛直方向のモード振幅が大きい振動モードとなる。同図より両者の間には正の相関関係を見ることができ、振動モード形へのレールジョイント距離の影響度が大きいモードは、鉛直-水平比も大きくなる傾向にあることが理解できる。

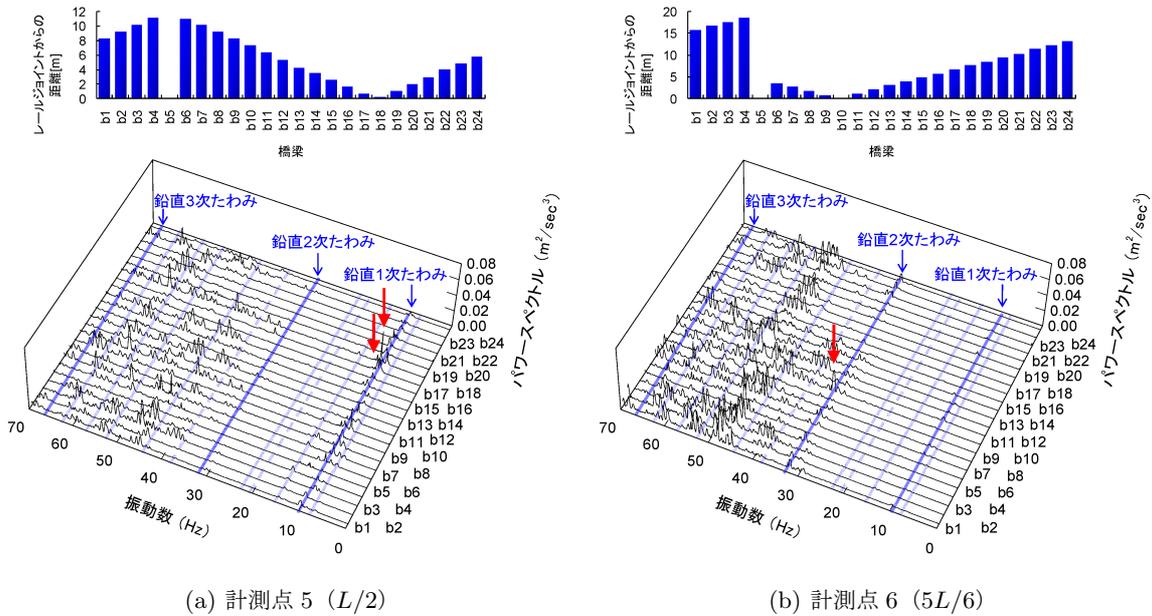


図-22 各モードのスペクトルとレールジョイント位置の関係

(4) スペクトルとレールジョイント距離の関係

振動モード形は1つの橋梁における各計測点間の振幅に関する相対的な関係を表す指標である。本節ではレールジョイント距離と励起される振幅に焦点を当てた分析を行う。特に、固有振動数付近で励起されるスペクトル振幅とレールジョイント距離の関係に着目する。図-22には、全橋梁の列車通過時のパワースペクトルを示す。鉛直1次たわみモード(モード2)と鉛直3次たわみモード(モード12)で振動モード形の腹に位置する計測点5, 鉛直2次たわみモード(モード6)で振動モード形の腹に最も近い計測点である計測点6の列車走行時のパワースペクトルを示している。なお、列車に起因する変動を低減するために、図-16と同様に速度、車両種別、車両編成数、進行方向が同様の列車が走行した際の時系列応答を用いている。パワースペクトルには同定した固有振動数を青線とともに示している。ここでは比較的単純な鉛直方向の梁たわみモードに着目することとする。さらに、図示している計測点とレールジョイントまでの距離を各図の上方に記載している。

図-22(a)のレールジョイントからの距離を見ると、計測点5は橋梁b17と橋梁b18においてレールジョイントと近接していることがわかる。つぎに、図-22(a)のパワースペクトルを見ると、鉛直1次たわみ(モード2)が同定された10Hz付近に各橋梁で卓越成分を確認できる。また、橋梁b17と橋梁b18は他の橋梁と比較して大きなパワースペクトル振幅を有しており、レールジョイントが振動モード形の腹の付近に存在するこ

とで、当該モードが大きく励起されていることがわかる。このような傾向は図-22(b)に示す鉛直2次たわみ(モード6)でも確認することができる。図-22(b)の計測点6は、橋梁b10でレールジョイントと最も近接する。鉛直2次たわみ(モード6)が同定された固有振動数付近のパワースペクトル振幅を確認すると、橋梁b10では他の橋梁と比較して大きなモード振幅が励起されている。さらに、レールジョイントが存在しない橋梁b5においてはこれらの振動モードの固有振動数付近に卓越成分を確認できない。このことから、橋梁の固有振動数付近のスペクトル振幅の卓越に、レールジョイントが影響していることが推察される。一方で、鉛直3次たわみ(モード12)では上述した2モードと同様の傾向を見ることはできない。特に、40Hzを超えるような高周波数帯については卓越成分に一定の傾向を確認できないことから、このような高周波数帯ではレールジョイントがスペクトル振幅の卓越に及ぼす影響が小さいと考えられる。また、40Hz以下の低周波数帯においても水平方向に卓越するモード振幅を有するモード(図中の薄青点線)、単純な梁の鉛直振動では表せないモード(図中の薄青線)では、レールジョイントの位置とスペクトル振幅の間に明確な関係を確認できなかった。これらについては、列車のレールジョイント通過に伴って導入される加振力の方向、モード形状などが関係していると考えられるが、詳細については不明である。今後、理論解析、数値計算により、レールジョイントと振動モードの関係を分析していく必要があると考えられる。

## 6. 維持管理における振動モニタリング

本研究は、団塊的に老朽化が進む社会基盤構造物を効率的に維持管理していくための一方法論として継続的モニタリングに着目した。さらに、継続的モニタリングが抱える問題の中でも、特に空間的意思決定問題を取り上げ、その問題解決に資する基礎的情報の提供を目的として、同様の環境条件と荷重条件を有する同一形式の鋼鉄道橋群に着目し、それらの振動特性の比較・分析を実施した。一方で、現実の維持管理への適用においては多くの課題が残されていることも事実である。6. では、本研究の成果を踏まえて、空間的意思決定問題を含む継続的モニタリングの課題解決に向けた展望を述べる。

5. において、86年という供用期間を経ても適切な維持管理がなされていれば、24橋の振動特性には有意な差異が確認できないことを明らかにした。しかし、これまでの目視点検を通して、リベットの緩みや腐食による断面欠損が検出されていることも事実である。橋梁全体系の振動特性というマクロな管理指標では、目視点検の対象となる部材の損傷というマイクロな事象に対する感度は決して高くない。継続的モニタリングの実用化に際しては、1) 時間的・空間的意思決定アルゴリズムの開発、2) 高密度、高感度のセンシングシステムの開発、を総合的に検討する必要がある。すなわち、前者はソフトウェア対策、後者はハードウェア対策として位置づけられるが、加えて両者はトレードオフの関係にある。本研究の結果を受けていずれかを高度化、深度化させる必要があるが、アセットマネジメントへの振動モニタリングの導入を目的とする場合には前者に重点をおいた開発がまずは必要であると考えられる。

時間的意思決定問題では2.(1)で述べたように、日常の変動範囲と損傷、異常による変動を区別するために、日常の変動範囲を明らかにしておく必要がある。特に温度は振動特性に大きく影響することが報告されている<sup>15)</sup>。本研究における実橋計測に際しては各試験時の温度情報を取得しており、別途分析を進めている。これについてはさらに広い範囲での計測結果を蓄積したうえで別の機会に発表することとしたい。一方で、空間的意思決定問題を解決するためには、対象とした24橋以外にも計測範囲を拡大し、大規模な損傷を有する橋梁や補修履歴を有する橋梁の振動特性を把握するとともに、それらの橋梁に対して継続的に振動特性を蓄積することで振動特性に関する標本分布を取得する必要がある。振動特性の時間的変動と空間的変動を把握した上で、日々観測される振動特性を確率変数としてとらえ、標本分布に対する、振動特性の変動の有意性を検定する手法を構築することが重要である。また、部

材損傷というマイクロな事象が振動特性に及ぼす影響は列車通過時の時系列応答の限定的な部分にのみ表れる可能性がある。したがって、局所的時間を対象に逐次同定が可能な手法を開発することも必要である。さらに、より精緻なモデルに基づく数値シミュレーション<sup>28)</sup>を援用することで振動特性と損傷の関係を網羅していく必要がある。以上のようなソフトウェア対策を講じることで、管理対象となる橋梁群に対するセーフティネットとして、ある程度老朽化した橋梁群(予防保全対策を講じるには時期が遅い橋梁群)を管理する場合には有効な手段となり得る。一方で、目視点検を補間する役割を担わせるためには、対象損傷を特定して、その損傷に対する感度が高い物理量を計測可能なセンサーの選定や配置などを含めたセンシングシステムの開発、ハードウェア対策も講じる必要がある。さらに、実用化を見据えると、例えば無線通信を利用したデータ回収方法の効率化や、最終的には橋梁通過時の列車の車両振動の利用などを視野に入れる必要がある。

## 7. 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い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を確認した。一方で、列車走行試験から同定した振動モード形には、レールジョイントの位置でモード振幅が増加する傾向が見られた。本研究ではレールジョイントの位置が列車走行試験から同定される振動モード形に及ぼす影響を統計的に分析することで、レールジョイントに近い計測点ほどモード振幅が増加する傾向にあること、その影響度は振動モードの鉛直-水平比と相関関係にあることを明らかとした。最後に、維持管理における振動モニタリングの適用を見据えた今後の課題と展望を述べるとともに、この中で本研究の成果の位置付けを示した。

謝辞：本研究における実橋振動計測に際して、舞鶴工業高等専門学校の玉田和也教授からご助力を賜った。ま

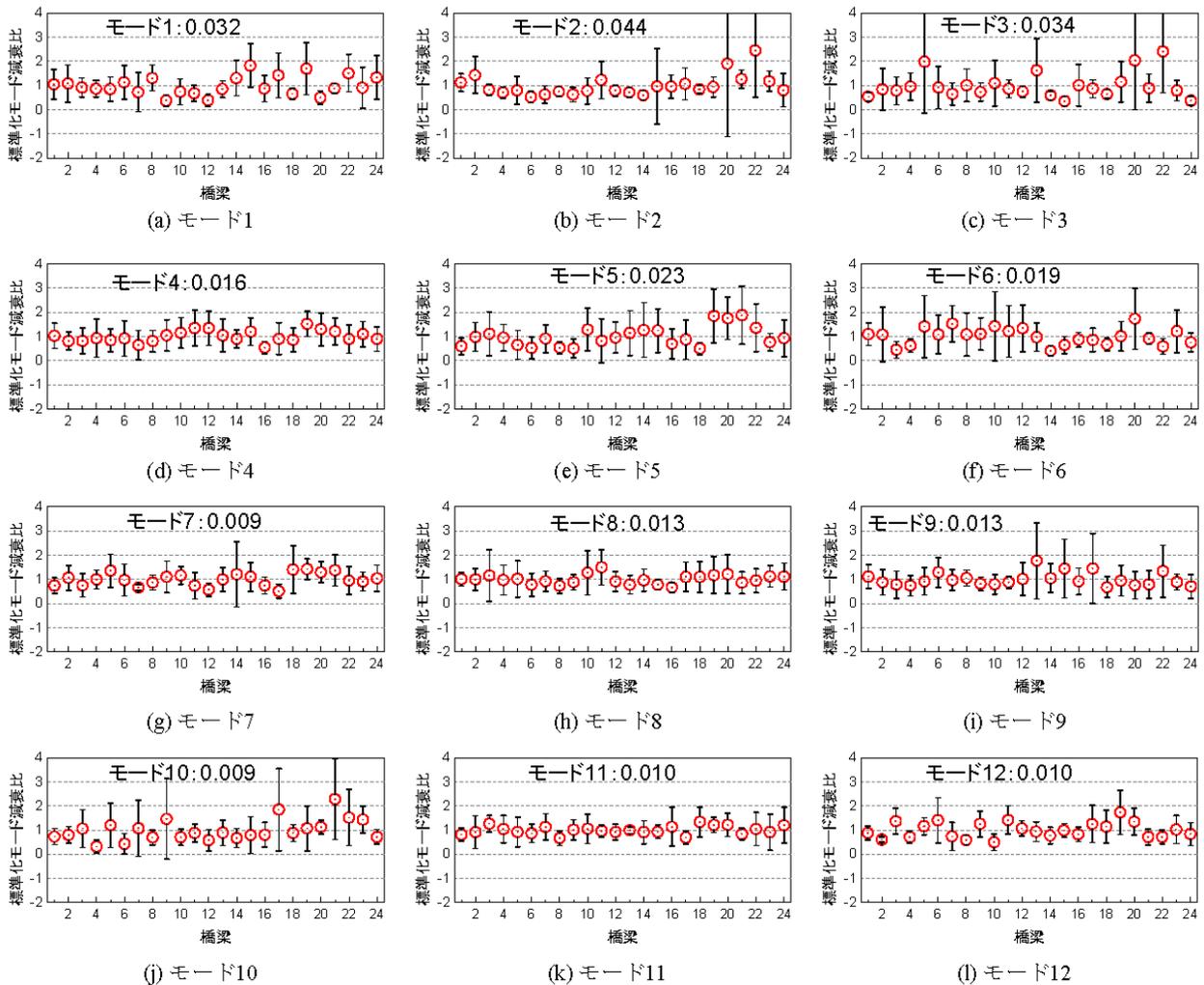


図-23 モード減衰比 (全橋計測：インパルスハンマー試験)

た本研究の一部は日本学術振興会「特別研究員奨励費」によって実施された。ここに記して感謝の意を表する。

### 付録 I 対象橋梁群のモード減衰比

本研究では、インパルスハンマー試験でのみモード減衰比の同定を実施した。列車走行試験との比較といった目的とは異なるものの、同一の構造形式を有し、同様の環境条件で86年という長期供用下にある鋼鉄道橋群のモード減衰比の変動に関する知見は貴重であることから、付録として以下でその結果を述べる。

同定した橋梁  $b_1 \sim b_{24}$  のモード減衰比をモード別に図-23にそれぞれまとめる。なお、図中のプロット、およびエラーバーは、固有振動数の場合と同様に、平均値と標準偏差を表している。まず、図中のエラーバーに着目すると、いずれの橋梁であっても詳細計測の場合と同様に非常にばらつきが大きいことが見て取れる。いずれの橋梁においてもモード減衰比の信頼性は、固

有振動数と比較して低いことがわかる。これを踏まえたうえで、各橋梁のモード減衰比を平均により比較する。モード3の  $b_{22}$  やモード10の  $b_{21}$  などでは、他の橋梁と比較して著しく大きなモード減衰比が同定されている。しかしながら、これらのモード減衰比はばらつきも他の橋梁と比較して大きい傾向にあり、モード減衰比の不安定性に起因した変動である可能性が高いと考えられる。さらに、モード減衰比においても、特定の橋梁が一貫して大きな値を示すなどの特徴は見られなかった。

### 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) 貝戸清之, 阿部雅人, 藤野陽三: 不確実性に起因する振動特性変化の定量化とその有意性検出手法, 土木学会論

- 文集, No.682/I-56, pp.399-414, 2001.
- 4) 松岡弘大, 貝戸清之, 渡辺勉, 曾我部正道: 走行列車荷重を利用した RC 鉄道高架橋の部材振動の同定と動的挙動の把握, 土木学会論文集 A1, Vol.67, No.3, pp.545-564, 2011.
  - 5) 松岡弘大, 貝戸清之, 渡辺勉, 曾我部正道: 走行列車荷重を利用した開床式高架橋の振動特性の同定と高速化に関する一考察, 応用力学論文集, 土木学会, Vol.13, pp.997-1008, 2010.
  - 6) 五十畑弘, 榛澤芳雄: わが国における橋梁建設技術の近代化の方向づけについて—構造比較の視点からの一考察—, 土木学会論文集, No.536/IV-31, pp.69-85, 1996.
  - 7) 小野田滋: 鉄道構造物探見, JTB キャンプックス, 2002.
  - 8) 大地洋三: 鉄道橋の衝撃係数, 鉄道総研報告, No.370, 1963.
  - 9) 土木学会: 土木技術者のための振動便覧, 1985.
  - 10) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説-鋼・合成構造物, 丸善, 2009.
  - 11) ORE: Question D23, Determination of dynamic forces in bridge, Report No.15, 1966.
  - 12) 西村昭彦: ラーメン高架橋の健全度評価法の研究, 鉄道総研報告, Vol.4, No.9, 1990.
  - 13) 中井博, 吉川紀, 加賀山泰一, 矢幡武人: 都市高速道路における鋼桁橋の振動特性の経年変化からみた剛度評価に関する研究, 構造工学論文集, Vol.34A, pp.563-569, 1990.
  - 14) 鶴村香苗, 川瀬博: 微動計測に基づく地震前後における RC 造中低層建物の振動特性比較, 日本建設学会構造系論文集, Vol.73, No.627, pp.717-723, 2008.
  - 15) Peeters, B. and De Roeck, G.: One year monitoring of the z24-bridge: environmental influences versus damage events, *Proceedings of IMAC 18*, pp.1570-1576, 2000.
  - 16) 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.
  - 17) 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.
  - 18) 小林俊彦, 佐藤新二, 曾我部正道, 上野真: 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.
  - 19) 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とその現況, 土木史研究, Vol.22, pp.257-267, 2002.
  - 20) 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.
  - 21) 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.
  - 22) 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.
  - 23) 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.
  - 24) Fryba, L.: *Vibration of Soilds and Structures under Moving Loads*, Noordhoff International, 1972.
  - 25) 小松敬治: 機械構造振動学, 森北出版, 2009.
  - 26) 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.
  - 27) 坂元慶行, 石黒真木夫, 北川源四郎: 情報量統計学, 共立出版, 1983.
  - 28) 涌井一, 松本信之, 松浦章夫, 田辺誠: 鉄道車両と線路構造物との連成応答解析法に関する研究, 土木学会論文集, No.513/I-31, pp.129-138, 1995.

(2011. 7. 21 受付)

## STATISTICAL CONSIDERATION REGARDING THE VIBRATION CHARACTERISTICS AND VARIATION FACTORS OF 24-SPAN STEEL RAILWAY BRIDGE IN 86 YEARS IN SERVICE

Kodai MATSUOKA, Kiyoyuki KAITO and Hidekazu ISHII

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 slabs and even after 86 years of operation, vibration characteristics can be kept homogeneous through appropriate maintenance. In addition, the relation between the identified vibration characteristics and the bridge/train specifications was analyzed, and it was clarified that at the measurement points nearer to rail joints, mode amplitude becomes larger and its influence varies with modes.