

旭橋の固有振動特性評価に関する実験的・数値解析的検討

Experimental and numerical studies for evaluation of natural vibration characteristics of Asahi bridge

小室雅人^{*}，岸 徳光^{**}，西 弘明^{***}，佐藤 京^{****}

Masato Komuro, Norimitsu Kishi, Hiroaki Nishi, Takashi Sato

^{*}博(工)，室蘭工業大学大学院講師，くらし環境系領域（〒050-8585 室蘭市水元町27-1）

^{**}工博，室蘭工業大学大学院教授，くらし環境系領域（〒050-8585 室蘭市水元町27-1）

^{***}博(工)，(独)土木研究所寒地土木研究所上席研究員（〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1-3-1-34）

^{****}(独)土木研究所寒地土木研究所研究員（〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1-3-1-34）

In order to gain basic knowledge for the natural vibration characteristics of Asahi bridge, Asahikawa, Hokkaido, Japan which was constructed in 1932, a forced vibration test and microtremor measurement were conducted. Here, the natural vibration frequencies and modes of the bridge obtained from the field test were compared with the numerical results obtained from 3D finite element analysis to investigate damage levels of the bridge. The results obtained from this study were as follows: 1) natural vibration frequencies and modes can be better evaluated by conducting a forced vibration test and measuring microtremor; and 2) since natural vibration frequencies and modes obtained from the experimental results are similar to those from the numerical analysis, damage of the bridge may be negligible for common use.

Key Words: tied arch bridge, forced vibration test, natural vibration characteristics, finite element method

キーワード：タイドアーチ橋，強制加振実験，固有振動特性，有限要素法

1. はじめに

近年，橋梁構造物の維持管理や劣化度診断を行う一つの手法として，橋梁の固有振動特性の経年変化に着目した評価法が検討されている．この手法は，定期的に固有振動特性や減衰定数を測定し，それらのデータを蓄積することによって，経年劣化の程度や地震等の自然災害発生時における損傷の有無を適切に評価しようとするものである．従って，この種の評価法を適用するためには，定期的に振動特性を把握しておくことが必要である．

著者らは，既往の研究において，種々の橋梁形式を対象に強制加振実験や常時微動観測を行い，その固有振動特性評価に関する検討を実施してきた．また，併せて有限要素法（FEM）を用いた固有振動解析を行い，得られた数値解析結果と実験結果を比較・検討することによって，FEM 解析が固有振動特性を評価する有効な手法の1つであることを明らかにしている¹⁾．

さらに，これらの研究成果を踏まえ，著者らは既設橋梁を対象に加振実験等から得られる固有振動特性（固有振動数や固有振動モード分布）と，架設当初の形状

データを基に作成した有限要素法による固有振動解析結果を比較・検討することにより，その健全度の評価を試みている²⁾．

本研究では，このような既往の研究成果を踏まえ，昭和7年に建設された旭橋を対象に，維持管理の観点から現時点における固有振動特性の評価を目的として，強制加振実験および常時微動観測を実施した．さらに，架設当初の形状データを基に忠実にモデル化した有限要素法による固有振動解析を実施し，加振実験結果との比較により，本橋の現時点における健全度の評価を試みることにする．

2. 旭橋の概要

旭橋は，北海道旭川市に位置し，市内を流れる石狩川に架かる橋長 225.43 m の道路橋であり，昭和7年（1932年）に架設された鋼橋である．また，平成14年には，「日本を代表する大型のバランスト型のタイドアーチ橋」として土木学会選奨土木遺産に認定された日本を代表する名橋の1つである．

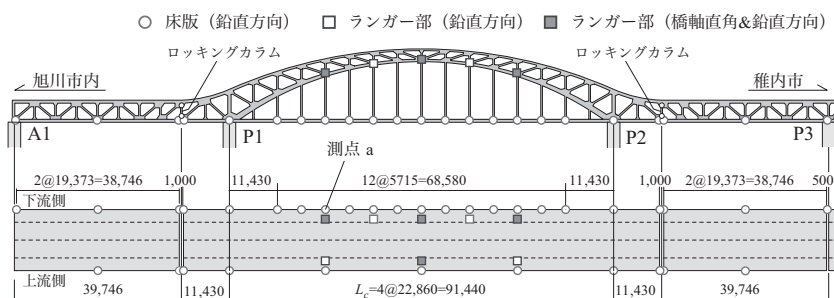
本橋の構造形式として，上部構造は中央径間がブレー



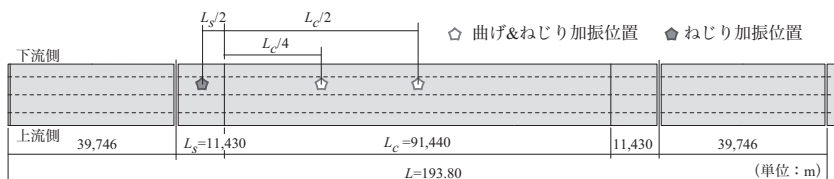
写真1 旭橋の全景



写真2 曲げ加振状況



(a) 加速度計配置位置



(b) 加振位置

図1 加速度計設置位置および加振位置図

ストリブ・キャンチレバータイドアーチ，側径間がポニー形式のワーレントラスである。また，本橋には温度変化による橋の伸縮を吸収するために，アーチ部の両端にロックンギカラムが設置されている。写真1には旭橋の全景を示している。表1に本橋梁の諸元を示す。なお，本論文では，A1橋台～P3橋脚区間 ($L = 193.8$ m) に着目して検討を行う。

3. 強制加振実験の概要と結果

3.1 実験概要

本実験では，図1(a)に示すように主桁およびアーチ部にデジタルサーボ型加速度計（桁端：34 ch，アーチ部：12 ch，計46 ch）を設置し，それらの出力を無線LANを用いて同時計測した。なお，計測は5 msのサンプリングタイムで収録用PCにて一括収録している。

強制加振実験は，加振位置を比較的容易に変化させることが可能であるトラッククレーン（質量：26,500

表1 旭橋の橋梁諸元

路線	一般国道40号
支間	39.476 m + 11.430 m + 91.440 m + 11.430 m + 39.476 m + 29.809 m
型式	ブレーストリブ・キャンチレバー・タイドアーチ橋
幅員	18.3 m
完成	昭和7年(1932年)

kg)を用いた重錘上下法（重錘質量：5,000kg）^{1)~4)}により実施した。図1(b)には，トラッククレーンによる加振位置を示している。実験は，抽出する振動モードが明確に確認できるように，加振位置を3種類に変化させて実施した。曲げ振動励起加振ではブームを橋軸方向に，ねじり振動励起加振ではブームを橋軸直角方向の桁外に張り出し，重錘を上下に稼働させることによって効率よく強制振動が励起されるようにした。

写真2には，曲げ振動励起加振時の実験状況を示し

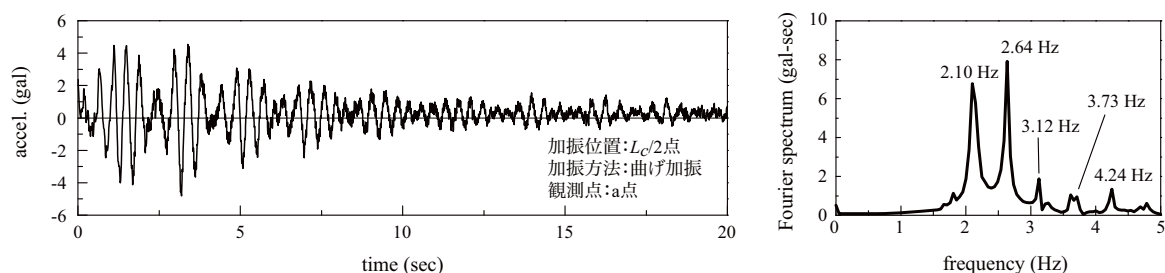


図2 観測加速度波形およびそのフーリエスペクトルの一例（曲げ振動励起時， $L_c/2$ 点加振）

表2 実験結果と数値解析結果との比較

振動モード		固有振動数 (Hz)			加振位置*1 (図1参照)	励起成分
		強制加振	常時微動	数値解析		
曲げ振動	対称1次	2.63	2.68	2.60	$L_c/2$ 点	曲げ
	対称2次	2.95	2.95	2.99	$L_c/2$ 点	
	対称3次	4.80	4.75	4.70	$L_c/2$ 点	
	逆対称1次	2.07	2.12	2.09	$L_c/4$ 点	
	逆対称2次	3.17	—	3.20	$L_c/4$ 点	
ねじり振動	対称1次	3.63	3.61	4.39	$L_c/2$ 点	ねじり
	対称2次	3.73	3.73	4.52	$L_c/2$ 点	
	逆対称1次	3.14	—	3.79	$L_s/2$ 点	
	逆対称2次	4.24	4.22	5.02	$L_c/4$ 点	

*1 振動モード分布図（図3および図6）におけるトラッククレーンの位置

ている。なお、本実験では上述の加振実験の他に、常時微動観測も実施している。

3.2 強制加振実験結果

図2には、実験結果の一例として図1(b)に示す曲げ振動加振（ $L_c/2$ 点）における測点aで計測された20秒間の加速度波形とその加速度波形から求められたフーリエスペクトルを示している。図より、フーリエスペクトルには複数の卓越振動数が存在することが分かる。

表2には強制加振実験および常時微動観測から特定された各振動モードの固有振動数を一覧にして示している。表より、両者の固有振動数を比較すると、その差は最大でも3%以下であることより、固有振動特性を適切に評価できたものと考えられる。なお、常時微動観測においては、逆対称の曲げおよびねじりの2次振動モードの特定が不可能であった。これは、両者の固有振動数が近接していることより、常時微動観測のように振幅の小さい加速度波形から、その振動モードのみを抽出することが困難であることを示唆している。

図3には、強制加振実験から得られたフーリエスペクトルおよび位相スペクトルを用いて求められた振動モード分布を示している。ここでは、主桁部とランガー部の振動モードを分かりやすくするために両者を区別し、かつそれぞれの振動モードの最大値が1となるように、各測点における応答加速度を最大応答加速度で

除し、無次元化している。なお、ねじり振動モード以外のモード分布は全て下流側の加速度計出力から求めたものである。

図より、各振動モード分布は、節と腹が明確に現れており、各固有振動数に対応するものであることが分かる。各曲げ振動モード分布に着目すると、対称曲げ2次振動(b図)および対称ねじり1次振動モード(d図)において、側径間部における振幅が若干異なり必ずしも対称性を満足していないことが分かる。対称曲げ3次振動モード(c図)の場合には、A1橋台とP1橋脚区間で節に若干のずれが見られる。また、逆対称ねじり1次振動モード分布(h図)において、主桁上流側の側径間部の振幅が若干異なっていることが分かる。この振幅の非対称性は、加振位置(P1橋脚とジョイント部の中間、 $L_s/2$ 点)におけるトラッククレーンと重錘の質量による影響と推察される。しかしながら、全体的には概ね左右対称の振動モード分布を呈しており、良好な結果が得られているものと判断される。

4. 有限要素法を用いた固有振動解析

本研究では、今後の維持管理の観点から加振実験などの他に、架設当初の形状データを基に有限要素法を用いた固有振動解析を実施し、実験データと比較することにより、本橋の現状における健全度の検証を試みた。

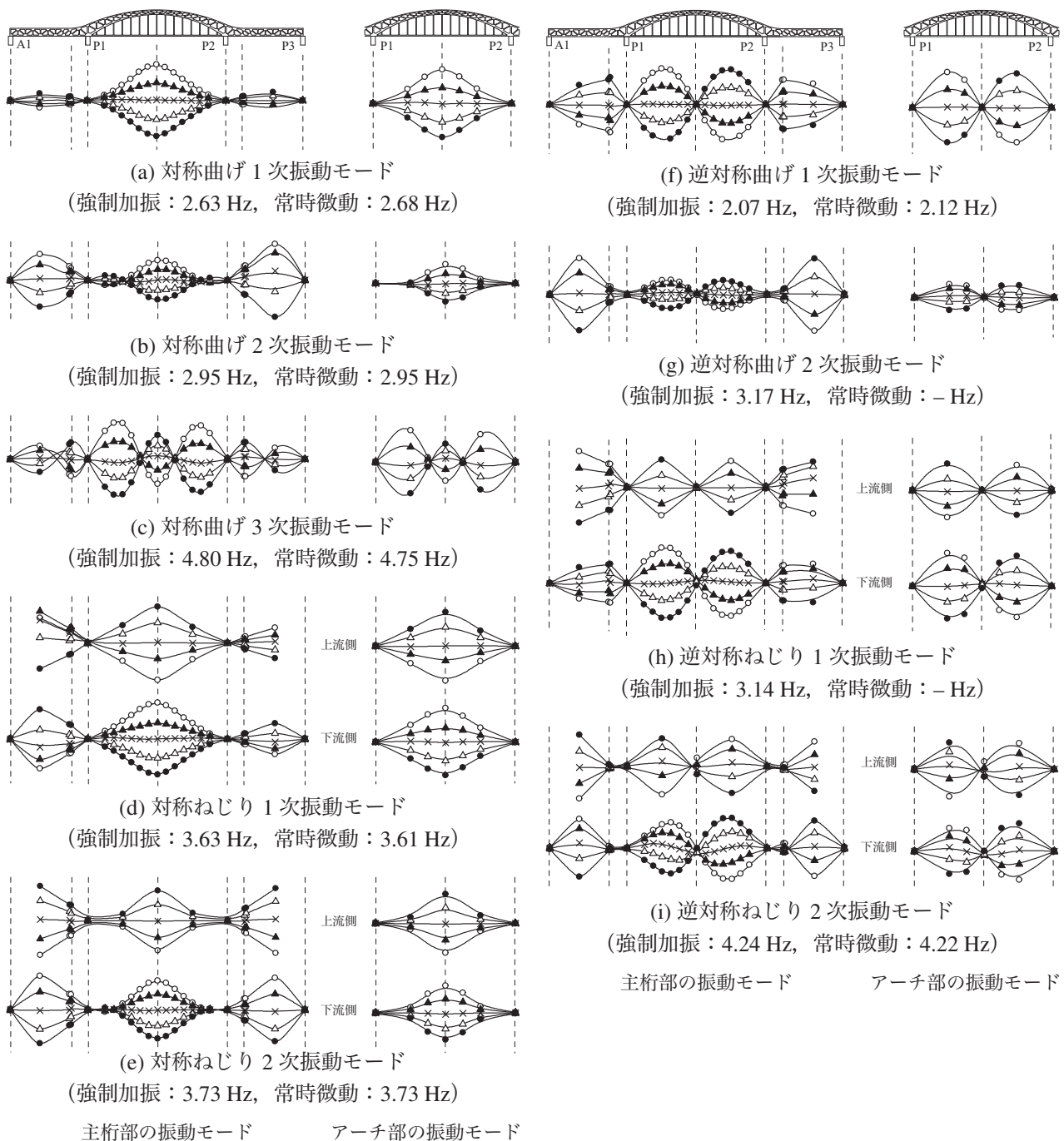


図3 実験結果から得られた固有振動モード

図4には、本解析モデルの要素分割状況を示している。解析対象範囲は中央径間部および側径間部の 193.8 m とし、上部工のみをモデル化している。使用要素は、主桁部およびアーチ部には 4 節点シェル要素を、支承部には 8 節点固体要素を、対傾構にはモデルの簡略化のために 2 節点はり要素を用いた。総節点数および要素数は、それぞれ 98,396、126,328 である。なお、主桁上のコンクリート床版およびアスファルト舗装部に関しては、軸剛性および質量を鋼床版に付加する形で一枚のシェル要素にモデル化しているものの、高欄や照

明機器等は、それらが振動特性に与える影響が小さいものと判断されることより、モデル化を省略した。また、本解析では強制加振時の実験条件と同一となるように、トラッククレーンの質量を考慮している。

境界条件は、設計条件と同様に主桁下面の可動支点 (P1) に相当する節点を橋軸直角方向および鉛直方向に拘束し、固定支点 (A1, P2 および P3) に相当する節点を固定条件とした。なお、本解析には構造解析用汎用プログラム ABAQUS⁵⁾を用いた。表3には、本解析の使用物性値を一覧にして示している。

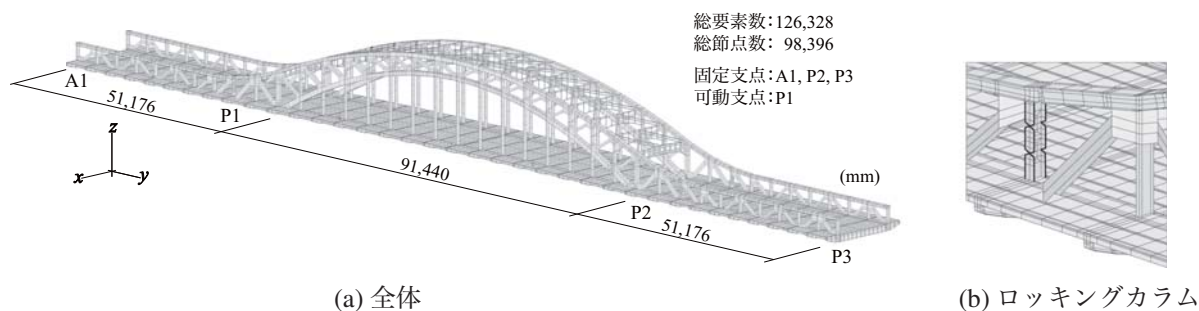


図4 要素分割状況

表3 使用物性値一覧

使用材料	弾性 係数 E (GPa)	単位体積 質量 ρ (g/cm ³)	ポアソン 比 ν
鋼材	206	7.85	0.30
鉄筋コンクリート	30	2.67	0.20
アスファルト	9.8	2.30	0.35

5. 実験結果と数値解析結果との比較

図5には、固有振動解析結果より得られた振動モードの一例として逆対称曲げ、対称曲げおよび逆対称ねじり1次振動モードを示している。また、表2には、固有振動解析結果より得られた固有振動数を強制加振実験結果および常時微動観測結果と比較して示している。表より、曲げ振動モードに関しては、数値解析結果と強制加振実験結果との差が最大2% (対称曲げ3次振動モード) 程度となっており、数値解析結果は実験結果と大略一致している。一方、ねじり振動モードに関しては、21%程度の誤差が生じており、曲げ振動と比較して誤差が大きいことが分かる。

図6には数値解析結果および実験結果から得られた振動モード分布を比較して示している。なお、ねじり振動以外のモード分布は、全て下流側の加速度計出力から求めたものである。

図より、主桁部の曲げ振動モード分布に着目すると、対称曲げ2次振動 (b 図) および逆対称曲げ2次振動モード (g 図) の側径間部において実験結果と数値解析結果に若干の差異が見られるものの、その他の振動モードに関しては実験結果と比較的よく一致していることが分かる。主桁部のねじり振動モード分布に着目すると、対称ねじり2次振動モード (e 図) の中央径間の振幅において、数値解析結果が実験結果と比較して小さく評価されていることが分かる。また、逆対称ねじり2次振動モード (i 図) ではロックングコラム近傍で両者に若干の差異が見られる。しかしながら、その他の振動モードに関しては実験結果を概ね一致しており、また、アーチ部の振動モード分布に関しては、いずれの場合においても両者はよく一致していることが分かる。

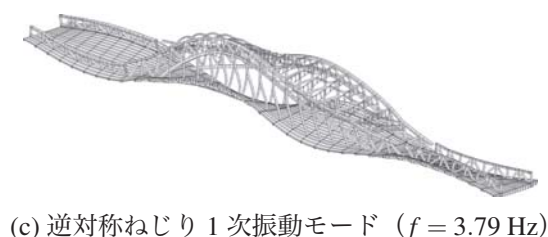
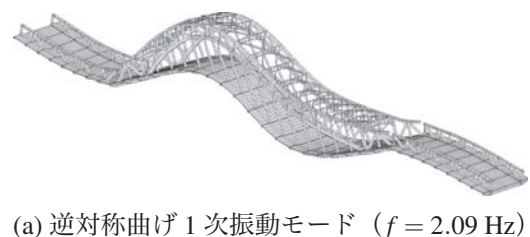


図5 固有振動モードの一例

以上より、強制加振実験結果から得られる固有振動数および振動モード分布と数値解析結果がほぼ等しいことより、現況における断面剛性等は当初設計時から大きく変化していないものと考えられる。また、橋梁全体系に関する振動特性の観点からは、本橋は架設当時とほぼ同程度の健全性を保持しているものと推察される。

6. まとめ

昭和7年に建設された旭橋 (北海道旭川市) の現時点における健全度を評価することを目的に、強制加振実験、常時微動観測および固有振動解析を実施した。本研究で得られた結果を整理すると、以下のとおりである。

- 1) 強制加振実験および常時微動観測により、低次の固

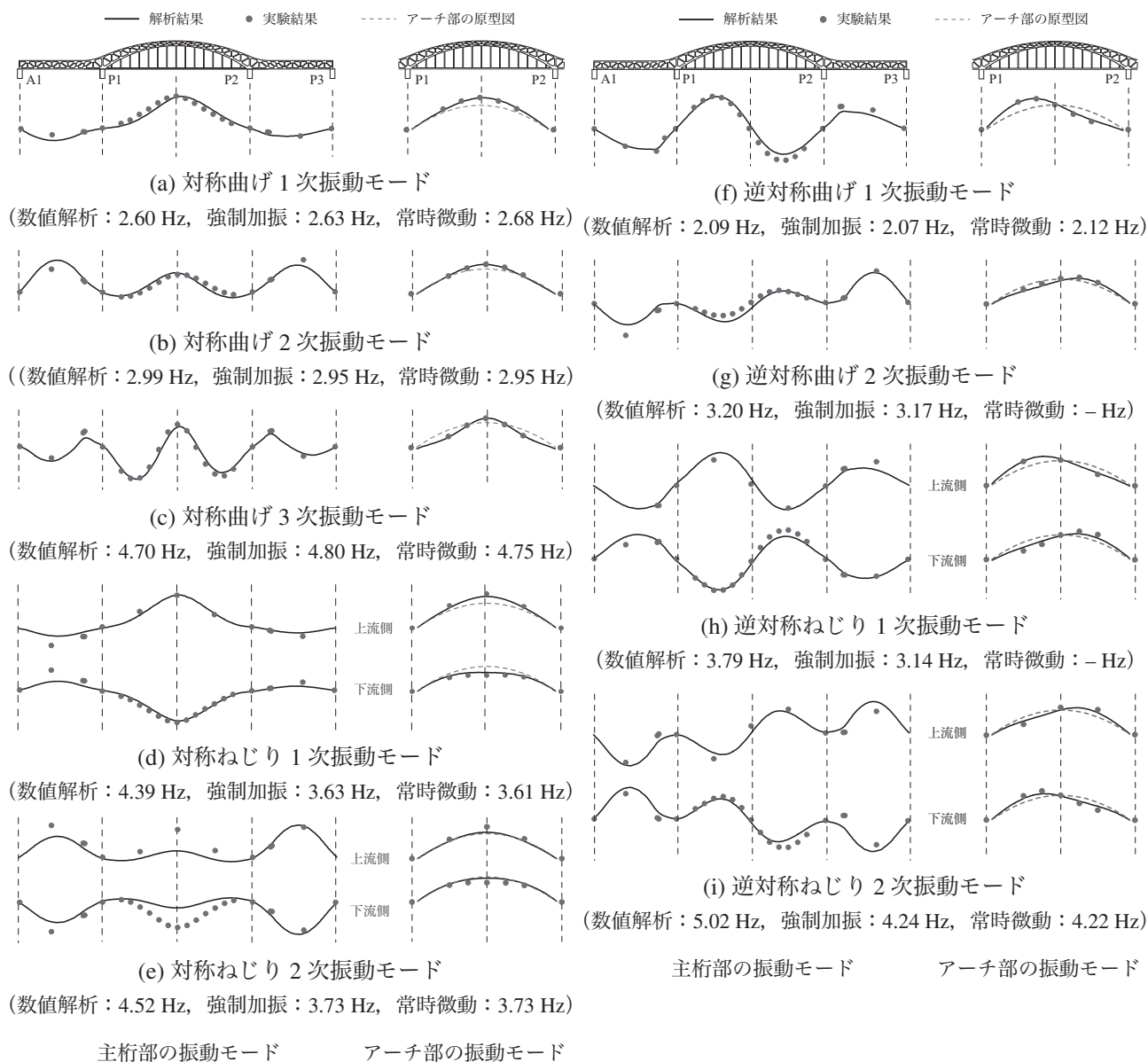


図6 数値解析結果と実験結果による振動モード分布の比較

有振動数および固有振動モード分布を特定することができた。また、両手法から特定された固有振動数の差は3%程度以下であった。

- 2) 有限要素法を用いた固有振動解析結果と強制加振実験結果は比較的よく一致している。
- 3) これより、現況の断面剛性等は当初設計時から大きく変化していないことが確認され、本橋の全体挙動に与える大きな損傷や材料劣化は生じていないものと推察される。

なお、今後は定期的に固有振動特性を把握することにより、振動特性の経時変化と損傷レベルの関係、高次振動モードに関する検討等を含めて本橋の維持管理に向けたデータの蓄積を行いたいと考えている。

参考文献

- 1) 新山 惇, 佐藤昌志, 小室雅人, 岸 徳光：供用後27年経過した三径間連続鋼床版斜張橋の自由振動特性, 土木学会, 構造工学論文集, Vol. 47A, pp.1093-1102, 2001.3.
- 2) 西 弘明, 佐藤 京, 小室雅人, 岸 徳光：既設バランスド・ランガー橋の固有振動特性評価, 鋼構造年次論文報告集, Vol. 14, pp.121-128, 2006.11.
- 3) 西星匡博, 安川義行, 坂本純男, 稲葉尚文, 大久保宣人, 大西竜浩：連続合成2主桁橋(大津呂川橋)の実橋振動実験, 土木学会年次学術講演会講演概要集第1部, Vol.57, pp.1171-1172, 2002.9.
- 4) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析, 技報堂出版, 1993.10.
- 5) ABAQUS/Standard User's Manual, Ver. 5.8, Hibbitt Kalsson & Sorensen Inc., 1998.