

起振機実験および常時微動測定に基づく 実鋼上路式アーチ橋の固有振動特性の検証

崔 準祐* 堺 淳一** 星隈順一***

1. はじめに

既設橋の耐震性能を評価する際には、当該橋を構成する部材の健全性を調査した上で、主要部材の耐荷力や橋全体としての耐震安全性を適切に評価することが重要である。このような評価においては、一般に構造解析に基づいた手法により検討がなされるが、その際、可能な限り、既設橋における現況の構造条件を的確かつ合理的に解析モデルに反映することが望まれる。

吊橋、斜張橋、アーチ橋のような形式の橋は、一般的な桁橋と比較すると様々な役割の部材で構成された橋であるという特徴があり、それゆえ地震時における橋の揺れ方も複雑となる。このため、このような特殊形式の橋の耐震性能評価においては、仮に解析モデルの設定にばらつきが生じると、橋全体としての評価も大きくばらつく可能性があり、その観点からも、既設橋の実際の構造条件に見合った解析モデルを設定することが重要となる。このための手法として、実橋梁に対する載荷実験等を行い、その結果を既設橋の評価に反映させる方法も考えられるが、供用中の橋に対して載荷実験を行うことは一般には困難である。

そこで、本研究では、47年間道路橋として使用された後に供用を終えた鋼上路式アーチ橋を活用し、その固有振動特性を起振機実験及び常時微動測定に

より検証するとともに、3次元骨組みモデルによる固有振動解析との比較により、解析モデルの設定に関する考察を行った。

2. 対象橋梁

本研究で対象とした橋梁は、写真-1に示す昭和38年に竣工した鋼上路式アーチ橋である。本橋は防災事業による道路の付け替えにより平成21年に供用が停止されている。

対象橋梁の一般図を図-1に示す。橋長135.9m、有効幅員7.0mを有する3径間連続逆ランガー桁橋である。上部構造は鋼桁を有する非合成RC床版構造であり、下部構造は、A1、A2は逆T式橋台、P1、P2はアーチアバット形式である。

本橋は、平成11年に疲労損傷に対する補修補強を目的として、アーチクラウン部に対して斜材の増設とA1、A2橋台の支承部に対して鋼製支承からゴ



写真-1 対象橋梁の全景

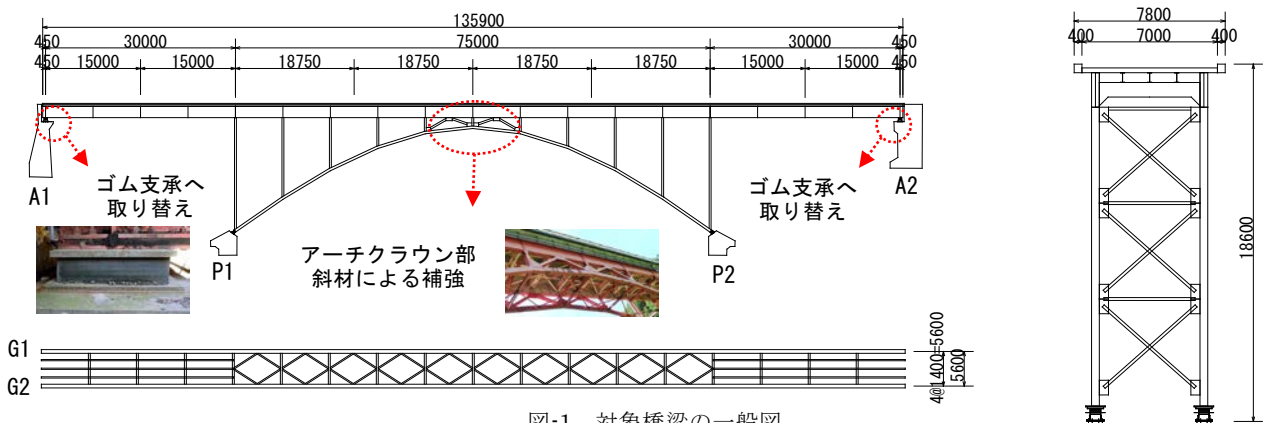


図-1 対象橋梁の一般図

ム支承への取り替え等が行われている。なお、P1、P2の支承はピン支承である。

3. 固有振動解析

対象橋梁の固有振動特性の把握や起振機の载荷位置を決定するため、実験に先立って固有振動解析を行った。

3.1 解析モデルおよび解析手法

対象橋梁の解析モデルを図-2に示す。上部構造においては、補剛桁、縦桁、横桁、上横構、床版をそれぞれモデル化し、各部材に剛性や質量を与えることとした。床版のモデル化においては、1本の梁要素に断面剛性を与えることとし、質量は各節点に分配させることとした。

支承部のモデル化に関しては、弾性バネ要素を用いてモデル化を行った。P1、P2のピン支承に対しては、橋軸直角方向軸回りのみ自由、他の方向に対しては拘束と仮定した。一方、A1、A2のゴム支承に対しては、橋軸直角方向軸回りと鉛直方向軸回りを自由、鉛直方向と橋軸方向軸回りを拘束、橋軸方向および橋軸直角方向にはゴム支承のせん断剛性を与えることとした。ゴム支承のせん断剛性の算定については、道路橋支承便覧¹⁾を参考にし、ゴム支承のせん断剛性を算出した。

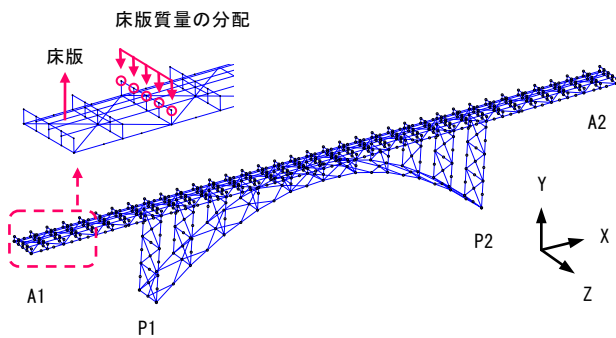


図-2 解析モデル

3.2 解析結果

対象橋梁に対し固有振動解析を行い、1次から10次までの解析結果を表-1に示す。また、橋軸方向と橋軸直角方向の主要変形モードのモード図を図-3に示す。1次モードは、固有振動数1.385Hzで、アーチ支間中央部が橋軸直角方向へ大きく変形するモード（橋軸直角方向1次モード）である。また、2次モードは固有振動数1.750Hzで現れ、上部構造の端部が橋軸直角方向へ変形する橋軸直角方向2次モードである。一方、橋軸方向1次モードは3次モード

（固有振動数1.890Hz）で現れた。変形モードは、支柱が橋軸方向へ変形するモードであるが、上部構造の上下方向への変形も伴っている。また、橋軸方向2次モードは、6次モードで確認できており、橋軸方向への変形モードは比較的高次モードで現れる結果となった。

表-1 固有振動解析結果

モード次数	振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	有効質量比			変形モード
			X(橋軸)	Y(鉛直)	Z(橋直)	
1	1.385	0.722	0.000	0.000	0.795	橋直1次
2	1.750	0.571	0.000	0.000	0.000	橋直2次
3	1.890	0.529	0.485	0.000	0.000	橋軸1次
4	1.958	0.511	0.000	0.000	0.167	
5	3.032	0.330	0.000	0.287	0.000	鉛直1次
6	3.317	0.301	0.483	0.000	0.000	橋軸2次
7	3.948	0.253	0.000	0.162	0.000	鉛直2次
8	3.982	0.251	0.000	0.000	0.000	
9	4.393	0.228	0.003	0.000	0.000	
10	4.488	0.223	0.000	0.001	0.000	

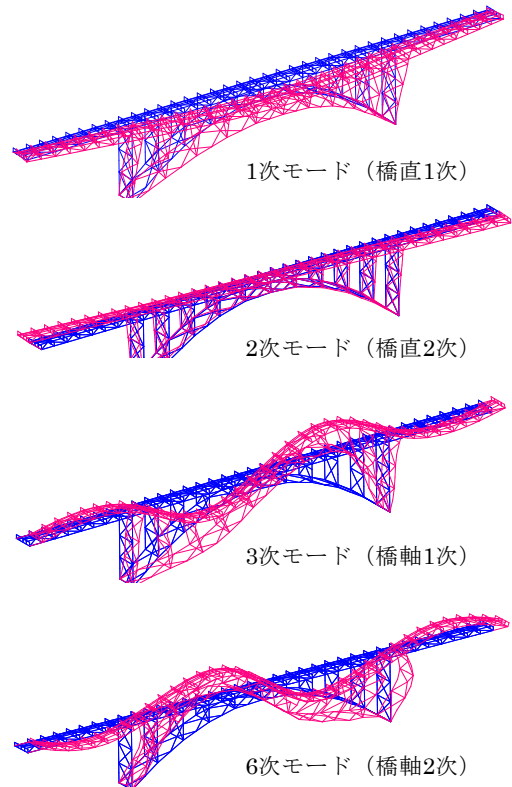


図-3 固有変形モード図

4. 起振機実験および常時微動測定

ここでは、固有振動解析の結果により推定された、低次モードの変形を対象として起振機加振実験を行い、共振領域を確認することとした。しかし、起振機加振実験の途中で起振機の故障により、当初計画していた加振ケースの全てを加振することが出来なかったが、常時微動測定による固有振動特性の推定は行った。

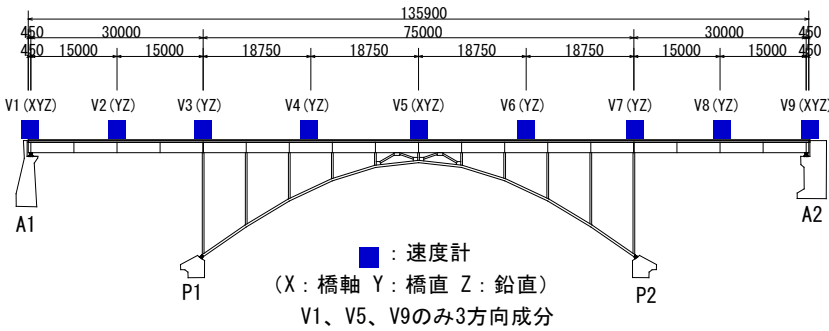


図-4 測定箇所的位置図



写真-2 起振機の設置状況
(アーチ支間中央部、橋軸直角方向加振)

4.1 測定方法

4.1.1 起振機加振実験

対象橋梁の1次モードの共振振動数を確認するため、固有振動解析結果に基づいて写真-2に示すようにアーチ支間中央の橋面上に橋軸直角方向に対して加振出来るように起振機を設置した。起振機を加振振動数を0.5Hzから段階的に大きくしながら加振を行ったが、加振振動数2.50Hzの加振途中で起振機が故障したため、2.50Hzからの加振実験は実施出来なかった。

応答測定には小型サーボ型速度計を用い、各次数のモード形状が把握出来るように橋面上の9ヶ所に設置した。測定箇所の位置図を図-4に示す。

4.1.2 常時微動測定

速度計の設置位置は、起振機加振実験と同様に図-4に示す橋面上の9ヶ所とし、各方向に対し10分間常時微動を測定することとした。測定点の両端(V1、V9)とアーチ支間中央(V5)は、橋軸(X)方向、橋軸直角(Y)方向、鉛直(Z)方向の3成分とし、その他の測定点は1成分(Y又はZ方向)とした。

4.2 測定結果および考察

4.2.1 起振機加振実験

ここでは、各加振時におけるV5-Yのデータ(アーチ支間中央部、橋軸直角方向の測定データ)を用いて1次モードの共振振動数を求めることとした。加振振動数ごとにV5-Yの応答波形の振幅値を読み取り、その値を加振力で割って単位加振力当たりの速度応答値を算定し、加振振動数との関係をプロットすることにより共振曲線を求めた。図-5に起振機加振により得られたV5-Yの共振曲線を示す。これより、対象橋梁のアーチ支間中央部が橋軸直角方向に変形する共振振動数は1.18Hzであり、解析により得られた固有振動数より約0.2Hz小さい結果となった。

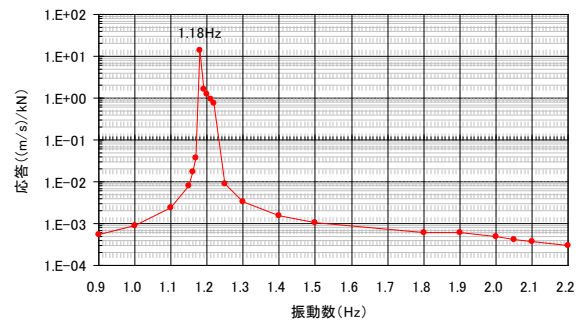


図-5 起振機加振実験から得られた共振曲線

4.2.2 常時微動測定

各測定箇所でも測定された速度データからスペクトル解析を行い、対象橋梁の各次数の固有振動数および固有モードを求めることとした。表-2に常時微動測定により推定された各モードの固有振動数と固有振動解析の結果を示す。1次モードにおいては、常時微動測定による固有振動数が1.208Hzとなり、これは起振機加振実験により評価された固有振動数とほぼ一致しているが、固有振動解析結果と比較すると小さい結果となった。ただし、1次モード以降はこのような結果になっていないことから、解析モデルにおいて質量の設定に問題があるとは考えにくく、1次の変形モードに関係する支柱の橋軸直角方向の変形に対する剛性が実剛性より高く評価されていること、または、解析では格点部の結合条件として剛と仮定していたことが原因ではないかと考えられる。

表-2 固有振動数の比較

解析の次数	振動数(Hz)		誤差(%)*
	常時微動測定結果	解析結果	
1	1.208	1.385	14.7
2	2.136	1.750	-18.1
3	2.148	1.890	-12.0
4	-	1.958	-
5	2.966	3.032	2.2
6	3.394	3.317	-2.3
7	4.089	3.948	-3.4

*誤差 = [(解析結果 / 常時微動測定結果) - 1] × 100

一方、2次モードと3次モードにおいては、常時微動測定による固有振動数が解析結果より大きい結果となった。2次モードと3次モードでは、上部構造の端部が大きく変化するモードが現れており、支承部のせん断剛性がこれらのモードに大きな影響を与えていることが考えられる。常時微動ではゴム支承がほとんど変形せず、ゴムの実剛性が解析モデルで仮定したせん断剛性より大きかったことによる結果であると考えられる。

その後の高次モード（5、6、7次モード）においては、常時微動測定による固有振動数が2～3%程度の誤差で解析結果に近似する結果となった。

図-6は、各測定箇所得られた応答値より固有変形モードを求め、解析による固有モードと比較したものである。2次モードにおいて、解析と常時微動測定によるモード形状が若干異なるものの、2次モードも含めていずれのモードも両者がよく似た形状を示している。

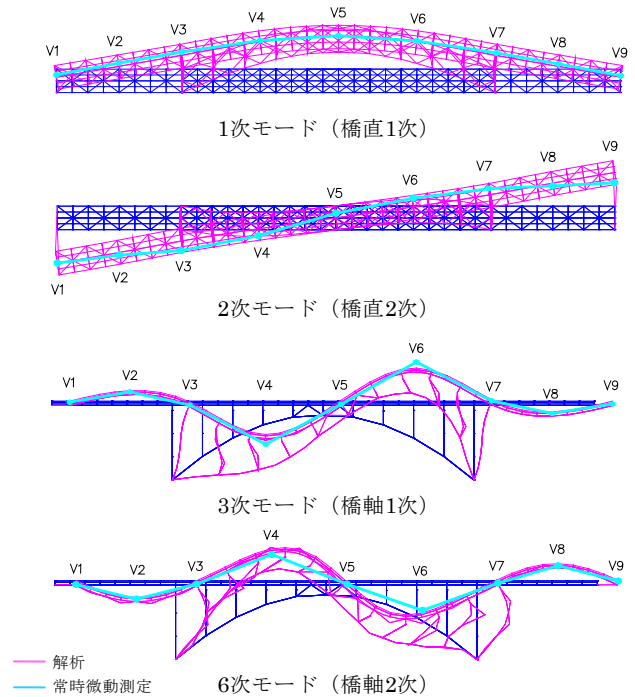


図-6 常時微動測定結果と解析のモード図の比較

いために、ゴム支承の実際のせん断剛性は解析モデルでの設定値よりも大きかったと考えられ、その影響により、固有値解析では常時微動測定結果よりも低い振動数として評価されたものと考えられる。

以上の検討結果を踏まえ、今後既設橋の解析モデルを設定する上での留意点について引き続き検討していきたい。

謝 辞

本研究における現地振動実験は、国土交通省近畿地方整備局、同局福井河川国道事務所の多大な協力を得て実施することができました。ここに、関係各位に深くお礼申し上げます。

参考文献

1) (社)日本道路協会：道路橋支承便覧、2004年

5. まとめ

本検討では、47年間道路橋として供されてきた鋼上路式アーチ橋の実橋を対象として、その固有振動特性とその評価について検討を行った。本検討で得られた知見を以下に示す。

- ・1次モードに関しては、常時微動測定による固有振動数は、起振機加振実験により得られた固有振動数とほぼ一致したが、固有振動解析の結果は起振機加振実験による固有振動数よりも大きい結果となった。これは、解析モデルにおいて支柱の橋軸直角方向の変形に対する剛性や結合条件の設定が主たる原因であると考えられる。
- ・2次モード及び3次モードに関しては、常時微動測定ではゴム支承の変形がほとんど生じていな

崔 準祐*



九州大学大学院工学研究院社会基盤部門（前、独立行政法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 専門研究員）、博（工）
Dr. Joon-Ho CHOI

堺 淳一**



独立行政法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 主任研究員、博（工）
Dr. Junichi SAKAI

星隈順一***



独立行政法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 上席研究員、博（工）
Dr. Jun-ichi HOSHIKUMA