

美原大橋の強制加振実験と固有振動特性評価

Forced vibration test and an evaluation of natural vibration characteristics of Mihara bridge

北海道開発局	正 員	三田村 浩	(Hiroshi Mitamura)
室蘭工業大学	フェロー	岸 徳光	(Norimitsu Kishi)
室蘭工業大学	正 員	小室 雅人	(Masato Komuro)
(株) KGE	正 員	巽 治	(Osamu Tatsumi)
室蘭工業大学	○ 学生員	加藤 剛	(Tsuyoshi Kato)

1. はじめに

橋梁等の社会基盤施設は、供用期間において安全性を確保しなければならないことより日頃より十分な維持管理を行うことが肝要である。経年的な劣化は、定期的な点検によって劣化の程度を把握することにより、中・長期的な視点で対策を行うことができる。一方、地震等の突発的に発生する異常時には、直ちに供用の可否を判断しなければならない場面も生じる。特に吊り橋や斜張橋などの長大橋梁の場合には、通常の点検に数日から数週間を要することから、供用後に詳細な点検によって安全性を確認することは現実的な手法とは言えない。これより、長大橋梁の維持管理を定期的に可能とするための簡易評価法の確立が望まれている。

近年、長大橋梁の劣化度診断の1つとして固有振動特性の経年変化に着目した方法が検討されている。この方法は長大橋梁の固有振動特性評価が簡易な方法で実施可能になれば、工学的にも優れた維持管理法の1つになるものと期待されている。すなわち、建設当初の固有振動特性および減衰特性を把握しておくことにより、経年変化が進行した状態における評価結果と初期値を比較することによって、経年劣化の程度を評価可能となり、また、補修・補強を行っ

た場合の補強効果が評価可能であるものと考えられる。

このような観点から、北海道開発局では美原大橋に関する強制加振実験および常時微動観測を実施し、固有振動特性評価を試みている。本論文では、強制加振実験に関する概要を報告すると共に、三次元有限要素法による固有振動解析を実施し、強制加振実験結果および常時微動観測結果との比較により、解析手法の妥当性を検討した。なお、強制加振実験は、舗装等を行う前の鋼床版のみの状態でやっている。

2. 美原大橋の概要

美原大橋は、道央圏連絡道路（一般国道 337 号）美原バイパスの中央部に位置する石狩川を渡河する 3 径間連続鋼斜張橋および 3 径間連続鋼床版箱桁である。

本橋梁は、全長 972 m、斜張橋部が 648 m ($154 + 340 + 154$ m)、主塔の高さが 80 m となっている。また、2 基の主塔は逆 Y 字型の構造型式を採用している。なお、斜張橋部は、主桁部（幅 28.8 m、高さ約 3.6 m の鋼箱桁）を主桁中央部で 1 面吊りする構造型式である。

工事は平成 7 年度に下部工工事に着手し、平成 11 年には主塔工事、平成 12 年から主桁工事をを行い、平成 15 年に



写真-1 美原大橋の全景

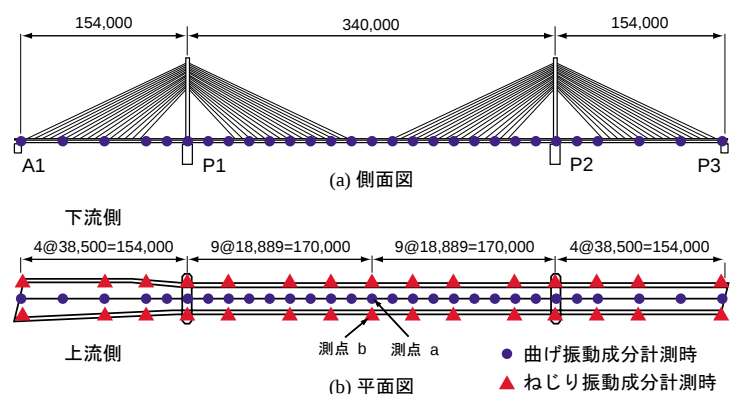


図-1 加速度計設置位置図

表-1 実験ケース一覧

加速度計位置	加振位置	主に抽出できるモード
中央配置	$L_1/2$	曲げ対称 1 次 曲げ対称 2 次
	$L_1/4$	曲げ逆対称 1 次
	$L_2/2$	—
両端配置	$L_1/2$	ねじり対称 1 次

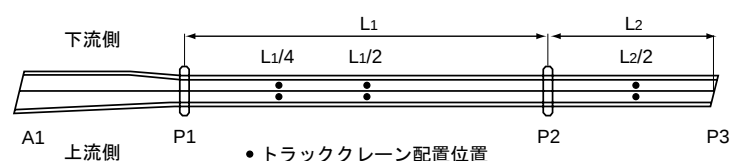
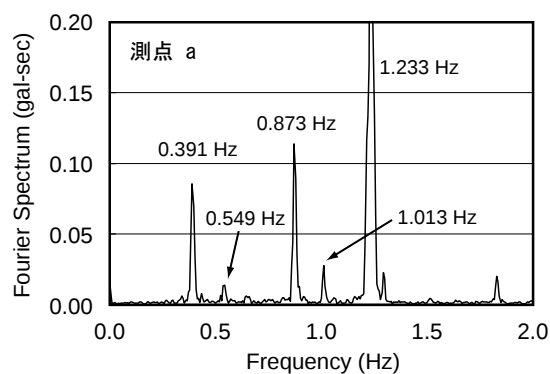
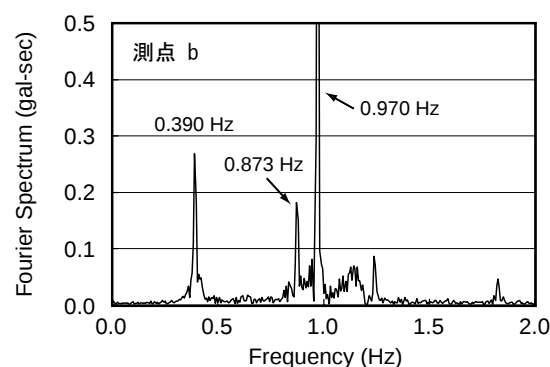


図-2 加振位置図



(a) 曲げ振動成分



(b) ねじり振動成分

図-3 加速度波形から得られたフーリエスペクトル

は斜張橋中央径間が閉合し、現在は平成16年度完成に向けて橋面工事が行われている。写真-1には、建設中の美原大橋を示している。以下に本橋梁の斜張橋部における諸元を示す。

路線：道央圏連絡道路（一般国道337号）

支間：154.0 m + 340.0 m + 154.0 m

型式：3径間連続鋼斜張橋（一面吊り構造）

幅員：28.8 m（拡幅部 39.184 m）

3. 強制加振実験の概要と結果

振動実験は、トラッククレーンを用いた重錘上下法により強制加振させることにより実施した。また橋梁各点に設置した加速度計からの出力を同時計測し、得られた加速度波形を基に低次の各固有振動数および固有振動モードの抽出を行った。振動実験は、抽出する振動モードが明確に確認できるように、表-1に示すように加振位置を変化させて実施した。

3.1 計測システム

測定する振動成分は全て加速度成分とし、桁上にデジタルサーボ型加速度計を設置した。図-1に示すように曲げ振動成分計測時には桁中央部に29ch、ねじり振動成分計測時には上下流側端部にそれぞれ15chずつ合計30ch設置した。なお、計測は、10 msecのサンプリングタイムでメモリーレコーダ・アナライザーにて一括収録している。

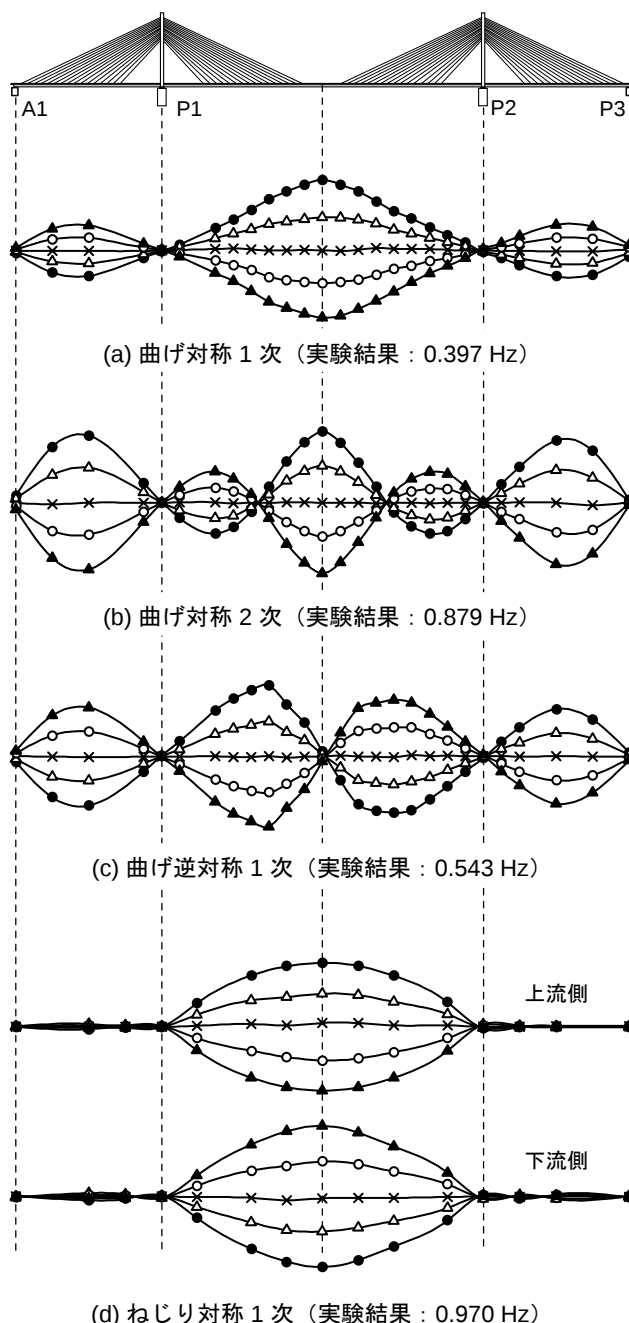


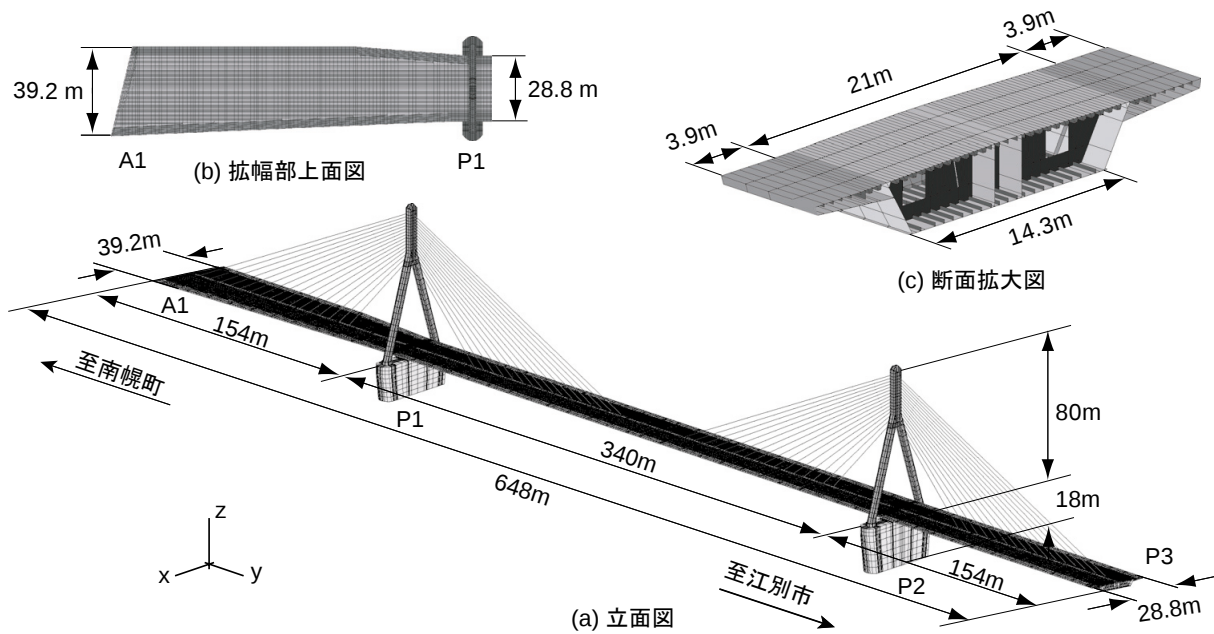
図-4 モード分布図（強制加振実験結果）

3.2 加振位置および加振方法

図-2には、強制加振のための50,000 kgトラッククレーン設置位置を示している。加振は、下流側車線のクレーンに3,000 kg重錘を取り付けて行うこととした。曲げ振動励起加振ではブームを橋軸方向に、ねじれ振動励起加振では橋軸直角方向に張り出すことにより、効率よく強制振動が励起されるようにした。なお、 $L_1/2$ 点加振は橋軸方向対称振動モード（以後、単に対称振動モード）を、 $L_1/4$ 点加振は橋軸方向逆対称振動モード（以後、単に逆対称振動モード）の励起を想定している。

3.3 固有振動数の決定

実測加速度波形を用いた低次固有振動数および固有振動モードの決定方法は、既往の論文^{1),2)}を参考に、以下の仮



図－5 要素分割状況

表－2 使用物性値一覧

使用材料	弾性係数 E (GPa)	密度 ρ (g/cm ³)	ポアソン比 ν
鋼材	206	7.85	0.3
鉄筋コンクリート	30	2.50	0.2

表－3 数値解析結果と実験結果の比較

振動モード		固有振動数 (Hz)		
		数値解析	強制加振	常時微動
曲げ振動	対称 1 次	0.403	0.397	0.403
	対称 2 次	0.832	0.879	0.909
	逆対称 1 次	0.549	0.543	0.555
ねじり振動	対称 1 次	0.824	0.970	1.038

定に基づいて実施した。

- 1) 重錘を断続的に上下させて上部工に振動を励起させて全加速度波形を収録する。
- 2) 全測点の収録波形に関して所定の時間帯について FFT 処理を施しフーリエスペクトルを求める。
- 3) 主要な測点に関するフーリエスペクトルから低次振動数と考えられる卓越振動数を抽出する。
- 4) 固有振動モードを求めるために、各測点において 3) で求めた卓越振動数における位相スペクトルを求め、時間軸をそろえて調和振動を作成する。
- 5) 4) で求められた各卓越振動数の加速度波形について、振幅の大きい測点の波形を基準にして 1/2 振幅毎の時間における各測点の振幅から振動モードを求め、モードの節および腹の位置が各振動で移動せず、振動モードが連成していないことを確認し固有振動モードを決定する。

3.4 強制加振実験結果

図－3 には、実験結果の一例として測点 a および測点 b で計測された加速度波形から求められた曲げ振動成分およびねじり振動成分のフーリエスペクトルを示している。

図－4 には、フーリエスペクトルおよび位相スペクトルにより求められた振動モード分布図を示している。図より、各モード分布は、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わかる。なお、別途実施した常時微動観測においても、同様な各モード分布が確認されている。

4. 三次元有限要素法を用いた固有振動解析仮定

本論文では、今後の維持管理の観点から、斜張橋部を対象に三次元有限要素法を用いた固有振動解析を実施し、強制加振実験結果と比較することにより、本解析手法の妥当性を検証している。

4.1 有限要素モデル

図－5 には本解析モデルの要素分割状況を示している。解析対象範囲は斜張橋部の 648 m としている。本橋梁は、南幌町側の側径間部において主桁幅員が約 28.8 m から約 39.2 m に拡幅されており、非対称な構造となっている。本解析では、ねじり振動モードの特定を行うため斜張橋部全体のモデル化を行った。本解析モデルの総節点数および総要素数は、157,468 節点、232,868 要素である。使用要素は、主桁部および主塔部に 4 節点あるいは 3 節点シェル要素、橋脚部に 8 節点固体要素、ケーブルに 3 次元トラス要素を用いた。なお、今回実施された強制加振実験時の振動特性を再現するため、橋面は鋼床版のみとした解析モデルとしている。表－2 には本解析で使用した物性値を一覧にして示している。

4.2 数値解析条件

本解析は、三次元構造解析用汎用プログラム ABAQUS³⁾を用い、弾性固有振動解析を行った。なお、ここでは、橋梁全体の振動性状に主眼をおいているため、ケーブル質量は主塔および主桁ケーブル定着部に等しく付加することとした。また、全てのケーブルに設計条件と等しい初期張力(約 2,800 ～ 6,500 kN)を導入している。

各支点の境界条件は、設計条件と同様に主桁下面の可動支点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、固定支点に相当する節点および主塔基部を完全固定としている。

5. 数値解析結果および強制加振実験結果との比較

表-3 には、本解析により得られた固有振動数を強制加振実験結果と比較して示している。なお、ここでは別途実施された常時微動観測の結果も併せて示している。表より、曲げ振動モードに関しては、実験結果と概ね一致している。ねじり対称1次振動に関しては、若干の差異が見られる。

強制加振と常時微動観測の各固有振動数を比較すると、すべてのモードで強制加振の場合が低い値となっている。これは、桁上に設置したクレーンの影響によるものであると考えられる。

図-6 には、本解析によって得られた各固有振動モード分布を強制加振実験結果と比較して示している。図より、曲げ対称2次振動に関しては若干の差異が見られるものの、他の振動モードについては、実験結果とほぼ一致していることがわかる。

以上より、三次元有限要素法を用いた数値解析結果は、曲げ振動成分に関しては、実験結果とほぼ一致している。一方、ねじり対称1次振動に関しては、振動モードがほぼ一致しているものの、固有振動数に差異が見られるため、今後さらなる検討を行う予定である。

6. まとめ

本研究で得られた結果を整理すると、以下のようになる。

強制加振実験結果より

- 1) 各固有振動数に対応する各固有振動モード分布図を得ることができた。
- 2) クレーン加振の固有振動数は、常時微動観測結果と比較して全てのモードで低い値となったことから、クレーンの自重が橋梁全体の固有振動数に影響を与えているものと推察される。

三次元有限要素法を用いた解析結果より

- 3) 数値解析結果と実験結果を比較すると、ねじり対称1次振動モードの固有振動数に関しては、0.1 Hz 以上の差異が見られた。しかしながら、ねじり対称1次振動モードに関してもモード分布は両者でほぼ一致している。また、他の曲げ振動成分に関する固有振動数、固有モード共に両者が概ね一致しており、本解析は斜張橋部の振動特性をほぼ再現しているものと考えられる。

本論文は、鋼床版のみの振動特性について検討を行ったものである。今後は、舗装や高欄などが設置された完成系の橋梁について、加振実験および数値解析を実施し、合理的な固有振動特性評価法の確立を行いたいと考えている。

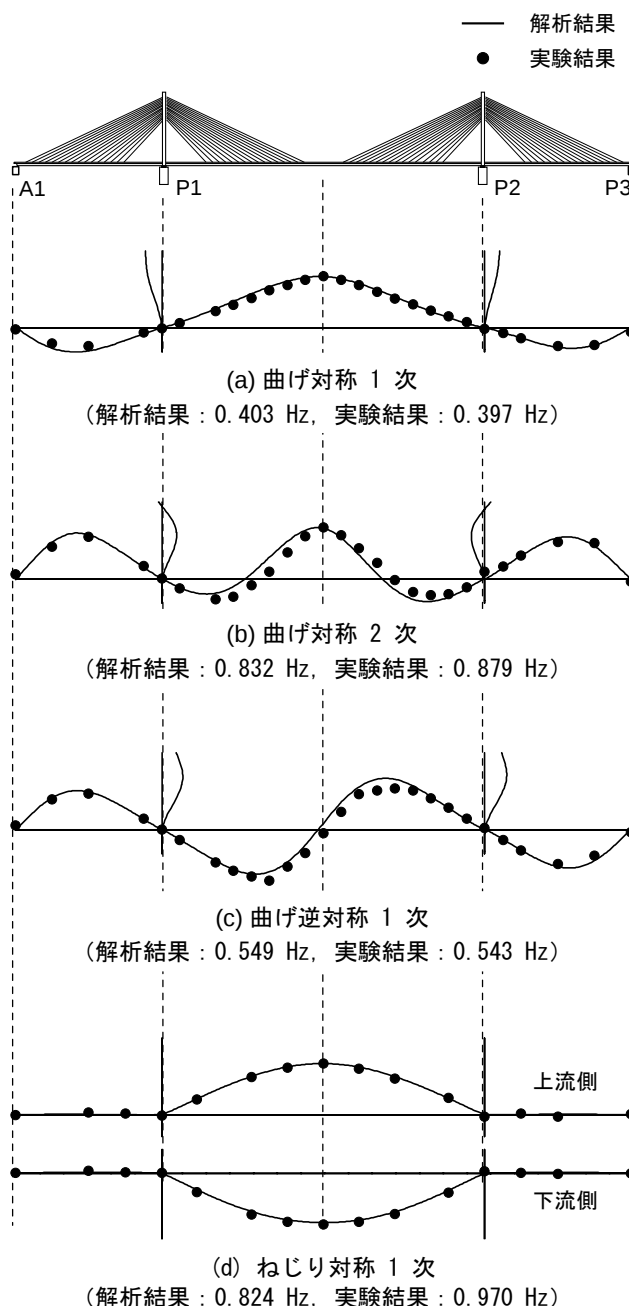


図-6 解析結果と強制加振実験結果の比較

参考文献

- 1) 新山 惇, 岸 徳光, 佐藤昌志, 池田憲二, 高橋朋代: 常時微動測定を用いた石狩河口橋の振動特性評価, 土木学会北海道支部研究発表論文報告集, 第57号, pp.116-119, 2001.2
- 2) 三田村浩, 岸 徳光, 小室雅人, 細川真利, 松本一希: 車輦走行実験による星の降る里大橋の振動特性評価, 土木学会北海道支部研究発表論文報告集, 第59号, pp.6-9, 2003.1
- 3) ABAQUS/Standard User's Manual, Ver. 5.7, Hibbitt Kalsen & Sorensen Inc., 1999.