

二径間連続非合成曲線鈑桁橋の固有振動特性に関する現地振動実験

Field tests for evaluation of natural vibration characteristics of an existing two-span continuous curved steel plate girder bridge

室蘭工業大学 ○正員 小室 雅人 (Masato Komuro) (株)構研エンジニアリング フェロー 川瀬 良司 (Ryoji Kawase)
 室蘭工業大学 正員 栗橋 祐介 (Yusuke Kurihashi) 釧路工業高等専門学校 フェロー 岸 徳光 (Norimitsu Kishi)

1. はじめに

近年、既設橋梁の合理的な維持管理に向けて構造ヘルスマモニタリングに関する研究が盛んに行われている。著者らもこれまで北海道内の橋梁を対象に振動実験を実施し、固有振動数や振動モードを特定するとともに、有限要素法による固有振動解析結果との比較によって橋梁の健全度評価を行ってきた¹⁾。一方で著者らの既往の研究では、直線橋を対象とした場合が多く曲線橋に関する検討²⁾はほとんど実施していない。

このような観点より、本研究では、既設曲線鈑桁橋を対象に、今後の維持管理を念頭に現時点における固有振動特性の評価を目的として振動実験を実施した。

2. 橋梁概要

本研究で対象とした橋梁は、北海道上川郡にある曲線橋(橋長 79 m, $R \approx 110$ m)であり、昭和 49 年に竣工された二径間連続非合成曲線鈑桁橋である。図-1 には対象橋梁主径間部の一般図を示している。橋梁は主桁が 3 本で構成されており、床版には 6% の横断勾配が付いている。表-1 には、振動実験を実施した主径間部の橋梁諸元を

表-1 対象橋梁の諸元

型 式	二径間連続非合成曲線鈑桁橋
支 間	79 m (39.5 + 39.5 m)
全 幅	9.2 m (0.6 × 2 + 4 × 2 m)
竣 工	昭和 49 年 (1974 年)

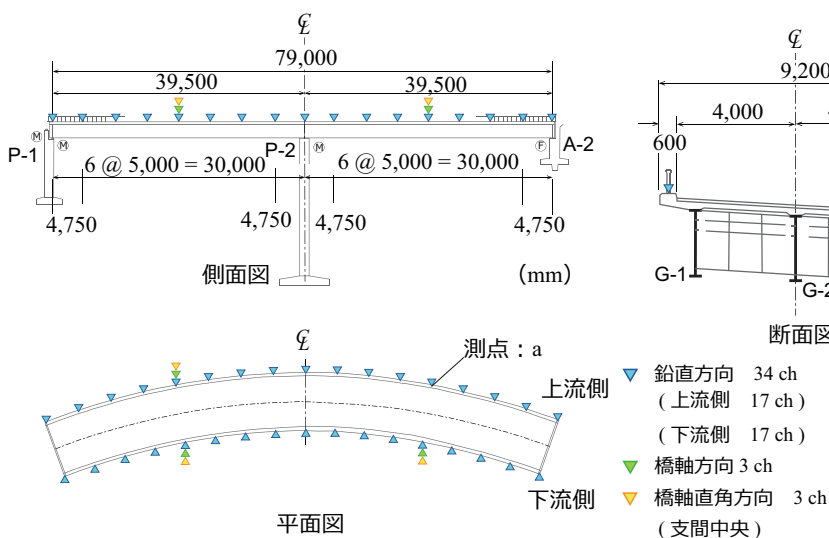


図-1 一般図および振動計配置図

示している。

3. 振動実験の概要

本実験では、橋梁全体系の振動特性を可能な限り精度よく把握するために、図-1 に示すようにサーボ型振動計を設置した。ここでは、曲げおよびねじり振動モードを特定するために上・下流側の地覆部に計 34 点(感度方向:鉛直方向)、橋軸方向および橋軸直角方向の振動特性を確認するために、P1-P2 径間中央に計 6 点(感度方向:橋軸方向および橋軸直角方向)に振動計を設置した。

実験は、常時微動および大型車両通行後の自由振動状態における加速度データを収録することとした。橋梁振動は重量調整された大型車両(20 ton ダンプトラック)を幅員中央部に走行させることによって励起させることとし、車両の走行速度を 30, 40, 50 km/h と変化させて実施した。なお、大型車両通過後は速やかに交通規制を行い、他の交通振動を排除することによって自由振動状態を確保した。

得られた加速度波形をもとにフーリエスペクトル解析から得られる卓越振動数や位相スペクトルを用いて固有振動モードおよび固有振動数の特定を行った。

4. 実験結果と考察

4.1 計測加速度波形とフーリエスペクトル

図-2 には、実験結果の一例として、大型車両通行後($V = 50$ km/h)に測点 a で計測された 40 秒間の加速度波形と、その加速度波形から得られたフーリエ振幅スペクトルを示している。なお、スペクトル解析には 16,384 個の

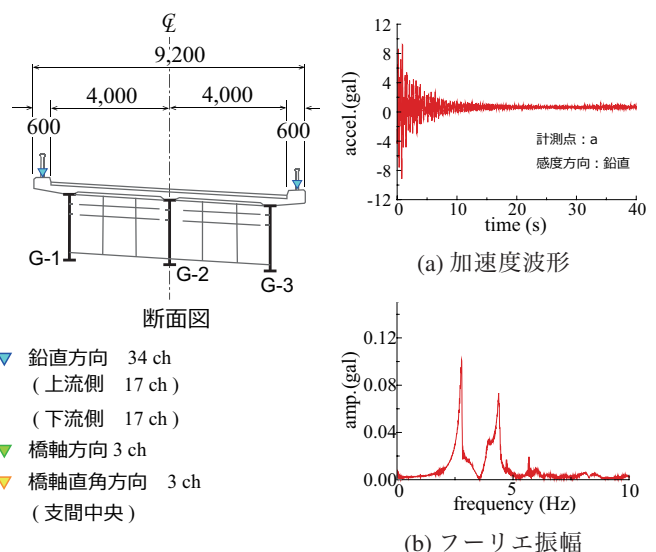
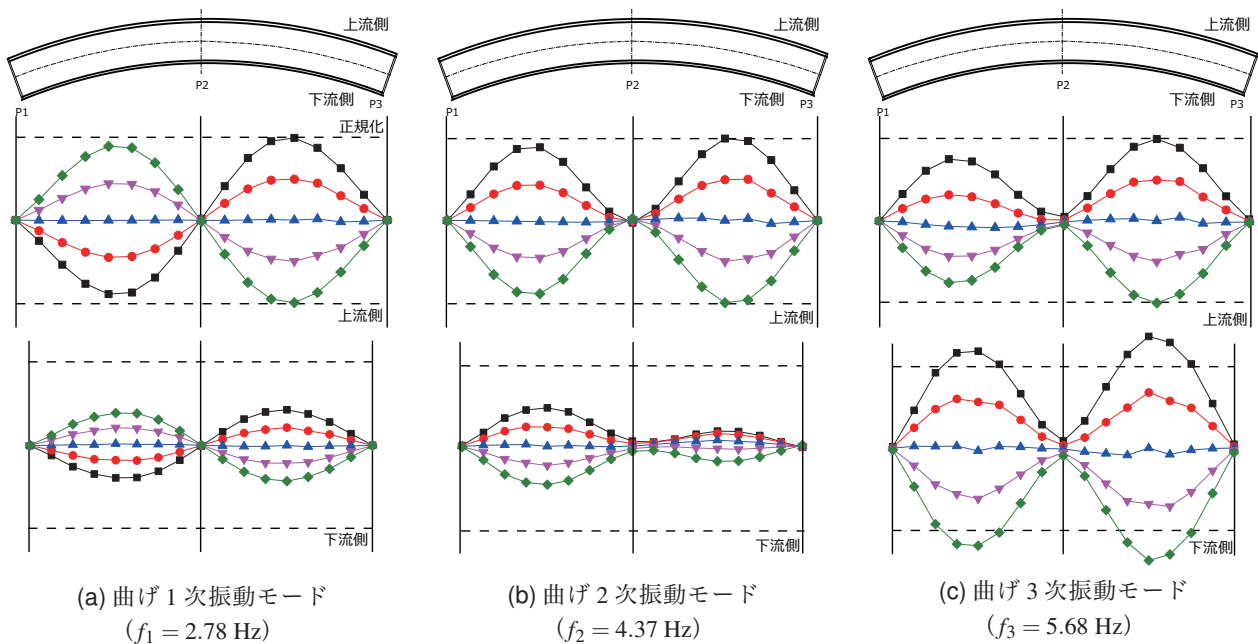


図-2 加速度波形の一例

図-3 振動モード分布 ($V = 50 \text{ km/h}$)

データ (81.92 秒間) を使用した。

図より、最大 8.5 gal 程度の加速度振幅が得られていることが確認される。また、加速度波形から得られた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。

4.2 振動モード分布

図-3 には、図-2 に示した加速度スペクトルを下に特定された振動モードを示している。全ての振動モードは上流側の最大振幅が 1 となるように正規化している。図中の点線は、基準となる上流側の正規化振幅を示している。なお、曲げ振動のモード分布は全て上流側の加速度波形を用いて算定したものである。

図-3 より、いずれのモード分布においても節と腹が明確に現れており、各固有振動モードに対応するものであることが分かる。また、各固有振動モードに着目すると、最低次固有振動モードである曲げ 1 次振動モード (a 図) に関しては、側径間の振幅がほぼ対称のモード分布を呈している。また、上下流側の振幅を比較すると上流側の方が大きい。一方、曲げ 2 次の振動モード (b 図) と曲げ 3 次振動モード (c 図) の場合には、側径間において必ずしも対称性を満足していないことが分かる。曲げ 2 次振動モードでは上流側では P2-P3 橋脚間が下流側では P1-P2 橋脚間の振幅が大きくなっている。また、上下流側の振幅を比較すると、曲げ 1 次振動モードと同様に上流側の方が大きい。なお、曲げ 3 次振動モードでは逆に P2-P3 橋脚間の振幅が大きく、かつ下流側の振幅が上流側よりも大きい。このような現象は通常の直線橋の固有振動モードでは得られないことより、今後は有限要素法による固有振動解析結果を踏まえて、これらの実験結果の妥当性を検証する必要がある。

4.3 走行速度の影響

表-2 には、本実験により特定された固有振動数を示している。表より、(1) 常時微動観測と車両走行後の振動から特定される固有振動数はほぼ等しいこと、および (2)

表-2 固有振動数の比較

固有振動モード	固有振動数 (Hz)			
	常時微動	車両走行速度 V		
		50 km/h	40 km/h	30 km/h
曲げ 1 次	2.82	2.78	2.79	2.80
曲げ 2 次	4.37	4.37	4.38	4.40
曲げ 3 次	5.73	5.68	5.70	5.70

固有振動数に及ぼす車両走行速度の影響は小さいことが分かる。

5. まとめ

- 1) 車両走行後の振動計測により、低次の固有振動数および振動モード分布を特定した。
- 2) 常時微動観測と車両走行後の自由振動状態から特定した固有振動数はほぼ一致する。

今後は、設計図書に基づいた詳細な有限要素モデルを構築するとともに固有振動解析を実施し、実験結果の妥当性を検討する予定である。

謝辞

実験データの整理にあたり、室蘭工業大学構造力学研究室の中谷幸太君に多大なるご協力を頂いた。ここに記して感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 西 弘明, 佐藤 京, 小室雅人, 岸 徳光: 供用後 73 年経過した旭橋の固有振動特性評価に関する一考察, 鋼構造年次論文報告集, 15, 269-276, 2007.
- 2) 西 弘明, 佐藤 京, 岡田慎哉, 小室雅人, 岸 徳光: 曲線箱桁橋の固有振動特性評価に関する実験的・解析的研究, 鋼構造年次論文報告集, 16, 317-324, 2008.