

強制加振実験による有ヒンジPCラーメン橋の固有振動特性評価

株式会社ドーコン

正会員 ○小林 竜太

土木研究所寒地土木研究所

正会員 佐藤 京

土木研究所寒地土木研究所

正会員 西 弘明

室蘭工業大学

正会員 小室 雅人

室蘭工業大学

フェロー 岸 徳光

株式会社ドーコン

正会員 工藤 浩史

1. はじめに

構造的に特殊性を有する橋梁や規模の大きな長大橋梁の維持管理を適切に実施していくためには、各橋梁の個々の特性に応じた耐震性能や健全度の評価が必要不可欠である。

本研究では、平成15年十勝沖地震で被災した十勝河口橋に着目し、復旧後における本橋の固有振動特性を把握することを目的として、トラッククレーンを用いた強制加振実験および三次元有限要素法を用いた固有値解析を実施した。

2. 十勝河口橋の概要

十勝河口橋は、北海道十勝地方に建設された橋長928.0mの長大河川橋である。上部構造は主橋梁区間が3径間連続有ヒンジPCラーメン箱桁、側橋梁区間は3径間連続PC箱桁が3連で構成されている。なお、本橋は平成15年の十勝沖地震で被災を受けており、側橋梁区間において支承損傷に伴う橋軸直角方向への主桁の水平移動等の変状が生じた。

3. 振動実験

3.1 振動実験の概要

強制加振実験は主橋梁区間を対象として、トラッククレーンを用いた重錘上下法（3,000kg重錘）により実施した。図-1には、加振位置および下流側加振時における加速度計の配置図を示している。加振位置は中央径間の上流側および下流側とし、中央径間長を L とした場合に、対称振動モードの励起を想定した $L/2$ 点、逆対称振動モードの励起を想定した $L/4$ 点の計4点とした。計測する振動成分は、全て加速度成分（デジタルサーボ型加速度計を使用）である。なお、本実験では常時微動観測も同時に実施している。

3.2 実験結果

図-2には、実験結果の一例として、 $L/2$ 点曲げ加振時の測点A、 $L/4$ 点曲げ加振時の測点Bで計測された加速度波形および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しており、また、加振位置によって卓越する振動数が異なることが分かる。

表-1には、各実験結果より得られた固有振動数を比較して示している。表より、低次の各固有振動モードにおけ

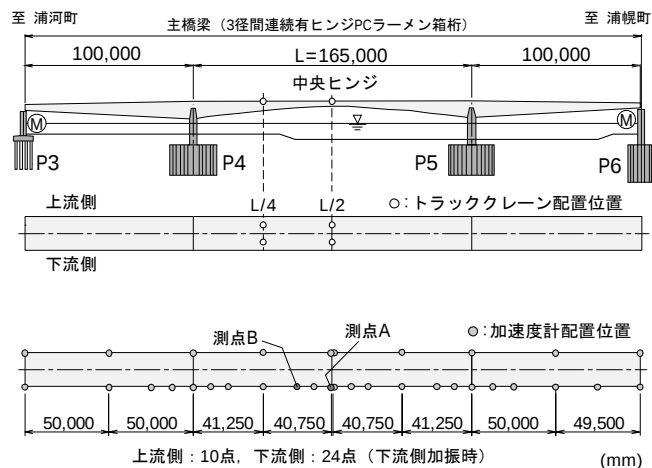
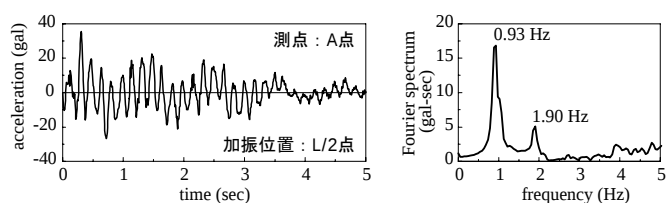
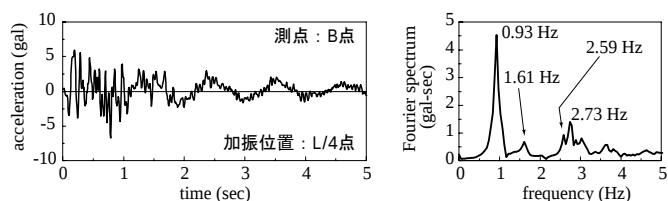


図-1 加振位置および加速度計の配置図



(a) $L/2$ 点：曲げ加振時



(b) $L/4$ 点：曲げ加振時

図-2 加速度波形およびフーリエスペクトルの一例

表-1 固有振動数に関する実験結果と解析結果の比較

振動モード	固有振動数(Hz)				
	強制加振実験			常時微動観測	FEM解析
	曲げ加振		捻り加振		
	L/2 点	L/4 点	L/2 点		
曲げ対称 1 次	0.93	0.95	—	0.93	1.05
曲げ逆対称 1 次	—	1.63	—	1.66	1.57
曲げ対称 2 次	1.90	—	—	1.98	1.91
曲げ逆対称 2 次	—	2.58	—	2.51	2.49
曲げ対称 3 次	—	—	—	3.41	3.55
捻り対称 1 次	—	—	4.54	—	4.94

キーワード：十勝河口橋、固有振動特性、強制加振実験、固有値解析、有限要素法

連絡先：〒004-8585 札幌市厚別区厚別中央1条5丁目4番1号 株式会社ドーコン【構造部】TEL：011-801-1540

る固有振動数が抽出されていることが分かる。また、強制加振実験と別途実施した常時微動観測を比較すると、両者の差は0.1Hz（4%）以内であり概ね一致している。従って、常時微動観測はこの種の橋梁に対する固有振動特性を簡易に評価可能な手法の1つとして有効であると考えられる。

4. 解析結果および実験結果との比較

4.1 解析モデルの概要

図-3には、固有値解析に用いた有限要素モデルを示している。解析には構造解析汎用コードABAQUSを用いて、サブスペース・イタレーション法に基づいて実施している。適用した有限要素タイプは6節点あるいは8節点の三次元固体要素である。境界条件は、杭基礎フーチング底面および鋼管矢板基礎頂版底面を完全固定とし、中央ヒンジ部および可動支承部は、橋軸直角方向(x軸)回りの回転は許容し、橋軸方向(y軸)の並進方向成分は拘束するものとした。

4.2 解析結果と実験結果の比較

表-1より、固有振動数に関して解析結果と実験結果を比較すると、曲げ対称1次モードの場合で10%程度、捻り対称1次モードの場合で8%程度、解析結果が実験結果よりも大きく評価されている。しかしながら、その他の振動モードに関しては両者の差は4%以内となっており、解析結果は実験結果と比較的良好に一致しているものと考えられる。

図-4には、代表的な各固有振動モード分布を解析結果と強制加振実験結果で比較して示している。図より、曲げ振動モードに着目すると、曲げ対称2次モードの中央ヒンジ部近傍において若干の差異が見られるものの、その他のモードに関しては両者で良く対応していることが分かる。

一方、捻り振動モードに着目すると、上・下流側ともに最大振幅に関しては実験結果と解析結果は良く一致しているものの、実験結果の下流側における中央ヒンジ部を境にその振幅が1/2程度と不連続な分布となっているのに対して、解析結果ではそのような不連続な分布は確認されない。これは、1) 実橋における中央ヒンジ部を、解析では一部簡素化してモデル化していること、また、2) 実験時にはトラッククレーンを中央ヒンジ部を跨ぐように設置しているため、トラッククレーンの前後において作用する加振力が若干異なること、等に起因しているものと推察される。

以上より、有限要素法を用いた解析結果と実験結果において、捻り振動成分に関しては固有振動数および固有振動モードに若干の差異が見られるものの、曲げ振動成分に関しては両者概ね一致することが確認された。従って、本橋は地震被災後も健全性が保持されているものと推察される。

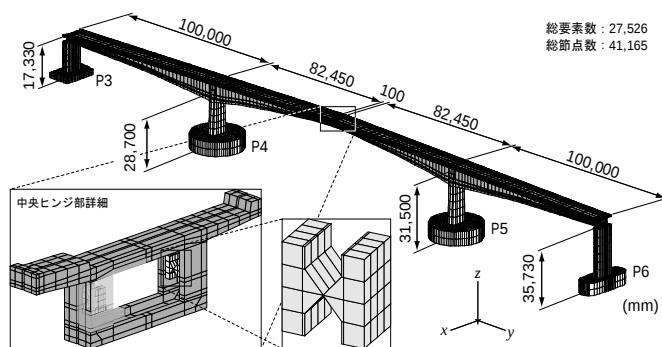
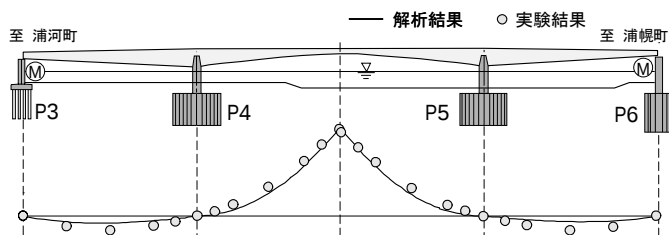
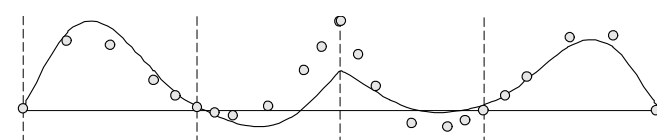


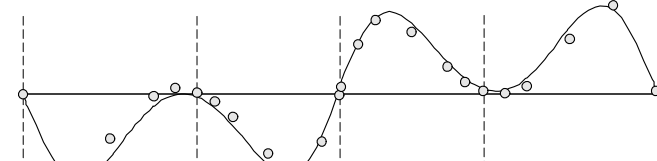
図-3 固有値解析に用いた有限要素モデル



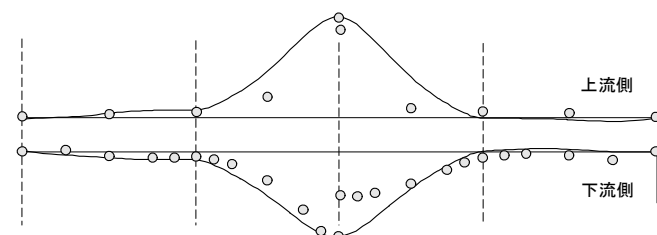
(1) 曲げ対称1次振動モード (実験: 0.93Hz, 解析: 1.05Hz)



(2) 曲げ対称2次振動モード (実験: 1.90Hz, 解析: 1.91Hz)



(3) 曲げ逆対称2次振動モード (実験: 2.58Hz, 解析: 2.49Hz)



(4) 捻り対称1次振動モード (実験: 4.54Hz, 解析: 4.94Hz)

図-4 固有振動モード分布に関する比較

5. まとめ

- 1) 強制加振実験および常時微動観測により、低次の各固有振動数および振動モードが抽出することができた。
- 2) 常時微動観測は、この種の橋梁に対する固有振動特性評価を簡易に評価可能な手法の1つとして有効である。
- 3) 解析結果と実験結果の比較より、捻り振動特性に関しては両者で若干の差異が見られるものの、曲げ振動に関しては概ね一致していることより、本橋は地震被災後も健全性が保持されているものと推察される。