

京都大学工学部 学生会員 ○近藤 洋佑
 京都大学大学院 学生会員 Oscar S. LUNA VERA
 京都大学大学院 正会員 金 哲佑

1. はじめに

わが国では、高度経済成長期に多くの橋梁が建設されたため、今後 15 年以内に全国の半数以上の橋梁が耐用年数を迎えることになる。また、約 40%の橋梁がプレストレストコンクリート橋(以下 PC 橋)であり、PC 橋は初期劣化であるひび割れが確認された時点で、耐荷力が急激に減少している可能性がある。以上より、PC 橋の異常診断を定量的かつ簡易的に行うモニタリング手法の開発が喫緊の課題となっている。振動モニタリングを用いて PC 橋の診断を行うためには、橋梁性能と振動特性の相関を把握することが不可欠である。本研究では、実際に供用されていた PC 橋において载荷および振動実験を行い、多次元 AR モデル²⁾を用いて振動特性を同定する。また、PC 橋の橋梁性能と振動特性に関する検討し、交通荷重を用いた振動モニタリングによる PC 橋の異常診断の可能性について検討を行う。

2. 载荷および振動実験概要

実験対象橋梁は、4 主桁からなる 5 径間ポストテンション単純 PC 桁橋である。第一径間を対象とし、ジャッキを用いて一点载荷を行い、载荷除荷を繰り返しながら、想定された破壊形態が確認されるまで 3 日かけて実験を行う。また、各载荷段階の荷重除荷後に車両走行による振動計測を行う。载荷位置と加速度計、変位計の配置を Fig.1 に示す。振動実験のステージを Table 1 に示す。なお、ステージ 3 については、载荷状態で 2 時間持続载荷後に除荷し、振動実験を行っている。車両走行回数はステージ 0 のみ 3 回で、他のステージは 5 回行い、走行速度は 30km/h とする。

3. 橋梁性能に関する検討

ジャッキ荷重と各観測点の変位から得られる荷重変位曲線より、式(1)で示されるエネルギー吸収能 Z を用いて橋梁性能の変化に関して検討を行う。

$$Z = \left(1 - \frac{\Delta W}{W}\right) \times 100 \quad (1)$$

ここに、 ΔW は消散エネルギー、 W は吸収エネルギーを示す。

各ステージの桁ごと、桁全体のエネルギー吸収能の Z 変化を Fig.2 に示す。Fig.2 より、载荷位置から遠い G4 桁において、他の桁と異なる挙動をしていると言える。G1~G3 桁については、载荷量が大きくなるにつれエネルギー吸収能の値が小さくなっている。

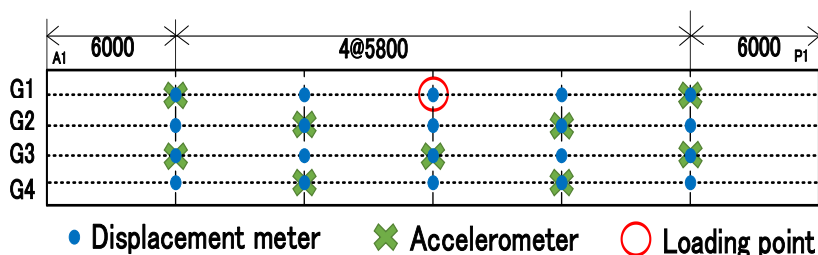


Fig.1 Observation span and sensor deployment map

Table 1 Stage of moving vehicle test

Stage	State
stage0	Initial state
stage1	Cracking load(600kN)
stage2	Yield load(1200kN)
stage3	Yield load(2nd time)
stage4	Design load(2500kN)
stage5	After a night(creep)
stage6	Failure load(3200kN)

4. 振動特性に関する検討

多次元 AR モデルによって同定された振動特性のうち曲げ一次モード、曲げ二次モードの固有振動数の各ステージでの変化を Fig.3 に示す。Fig.3 より、曲げ二次モードの固有振動数の変化と橋梁の損傷との関連性が高い結果となった。曲げ 1 次モードのステージ 3 での急激な変化の理由については現在検討中である。また、1 次モードのモード形状を式(2)で示されるモード信頼性評価基準(Modal Assurance Criterion, 以下 MAC)を用いて、モード形状の相関を検討する。MAC は 0~1 の値を持ち、1 に近いほど相関が強い。

$$MAC_i = \frac{(u_0^T u_i)^2}{(u_0^T u_0)(u_i^T u_i)} \quad (2)$$

ここに、 u_i はステージ i のモード形状を表す。

各ステージの桁全体、桁ごとのエネルギー吸収能の変化を Fig.4 に示す。Fig.4 より、G4 桁は全体的に他の桁よりも高い値を示していることから、他の桁と異なる挙動を示しており、各桁への曲げモーメント分配による橋軸直角方向のねじれの影響の可能性も考えられる。

5. まとめ

以上より、エネルギー吸収能の変化と振動数の変化、MAC 値の変化を比較すると、G4 桁においては、橋梁性能、振動特性ともに他の桁と異なる挙動を示していることが確認された。しかしながら、設計耐荷力と同荷重を与えたステージ 4 において橋梁性能(エネルギー吸収能 Z, Fig.2 参照)は値が大きく減少しているのに対し、振動特性の値(Fig.3 参照)に大きな変化は見られないなど、両者の値の変化の傾向が一致していない点が多く、現時点では橋梁性能と振動特性の相関を評価することは難しい。また、破壊状態であるステージ 6 の各桁の MAC 値が

0.996 以上と非常に高い値であり(Fig.4 参照)、損傷に対して鈍感である。本研究で行った車両走行実験は、現場の制約により起振力が弱い車両を用いており、得られた振動データが対象橋梁の振動特性の把握に十分ではなかった。今後、同時に行った衝撃加振実験のデータを用い振動特性と橋梁性能の相関を考察し、上記の車両走行実験による考察結果との比較検討を行う予定である。

【参考文献】1)岡林隆敏, その他 3 人: 多次元 AR モデルを用いた常時微動による橋梁振動特性の推定と推定精度の検討, 土木学会論文集 A, Vol.64, No.2, pp.474-487, 2008.

2) <http://www.pcken.or.jp/techinfo/hosyu/ijihosen/> (閲覧日時: 2018 年 2 月 24 日)

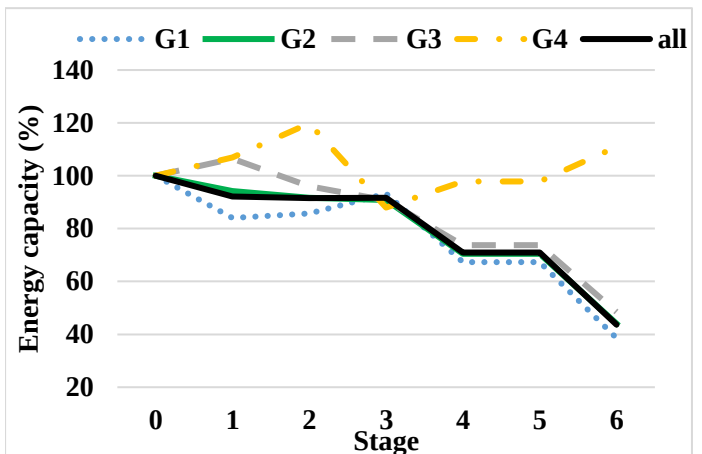


Fig.2 Change in the energy capacity with respect to loading stages.

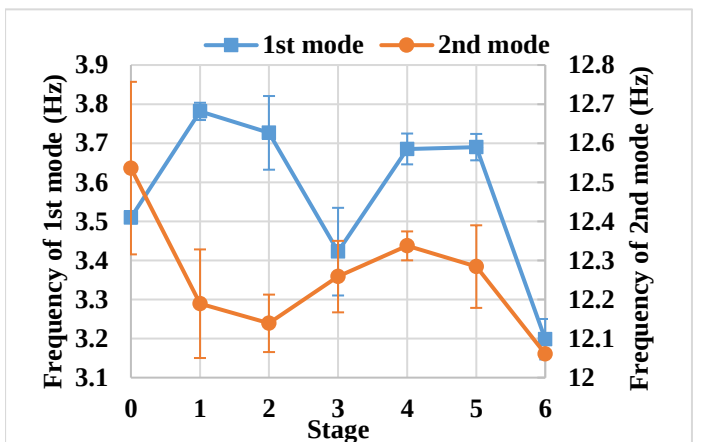


Fig.3 Change in frequencies for the 1st and 2nd bending modes with respect to loading stages.

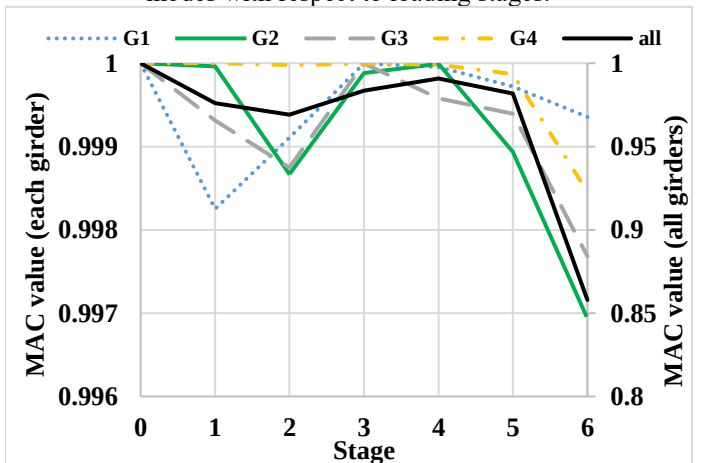


Fig.4 Change in MAC values with respect to loading stages.