

現地載荷試験による PC 橋の破壊過程と振動特性の推移に関する研究

京都大学大学院 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 (国研)土木研究所 正会員 大島 義信

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から、今後膨大な数の橋梁を効率的に管理する必要がある。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)であることから、PC 橋の実際の耐荷力を簡易に評価する技術が望まれている。振動モニタリングによる評価は、その一つとして期待されてる手法であるが、実際の架橋状態にある PC 橋の破壊過程に伴う振動特性の変化については、これまで明確となっていない。よって、本研究では、架橋状態にある PC 橋を現地にて破壊まで載荷した実験において、各破壊過程において振動実験を行い、破壊プロセスと振動特性との関係について明らかにした。なお、振動特性の同定にあたっては、多次元 AR モデル¹⁾と周波数応答関数²⁾を用いた。

2. 載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方式単純 PC 桁橋である。第一径間の中央支間外桁上に載荷点を設け、グラウンドアンカーと油圧ジャッキを用いて一点載荷を行い、載荷除荷を繰り返しながら、最大耐力と考えられる状態まで載荷試験を行った。振動実験は、載荷荷重が目標値に達し除荷した状態で、車両走行計測とインパクトハンマーを用いた衝撃加振計測を行った。載荷位置と加振位置、加速度計の配置を Fig.1 に示す。なお、加速度計を設定した位置に変位計が配置されている。橋梁の載荷ステージを Table 1 および Fig.2 に示す。なお、ステージ 4 については、載荷状態で 2 時間持続載荷後に除荷し、振動実験を行っている。車両走行実験における加速度計測ではひずみゲージ式加速度計(東京測器 ARS10-A)により計測を行った。走行回数はステージ 0 のみ 3 回で、他のステージは 5 回とし、走行速度は 30km/h とする。また、衝撃加振実験については圧電式加速度計(小野測器 NP2120)を用いている。加振回数は各ステージでそれぞれの加振位置に対して 10 回の計 20 回である。

Table 1 Stage of loading test

Stage	State
Stage1	Initial state
Stage2	Cracking load(600kN)
Stage3	Yield load(1200kN)
Stage4	Yield load(1200kN)
Stage5	Continuous unload(creep)
Stage6	Design capacity(2500kN)
Stage7	Continuous unload (creep)
Stage8	Maximum load(3200kN)

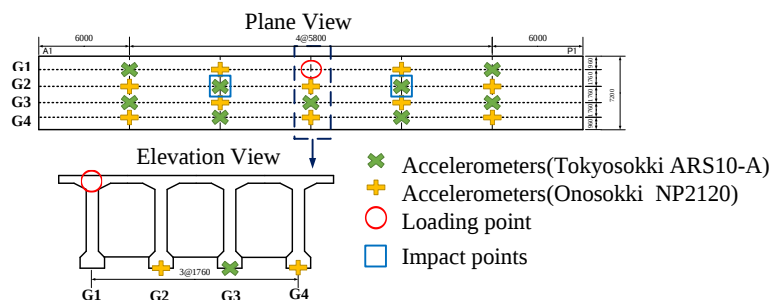


Fig.1 Sensor deployment, and loading and impact point

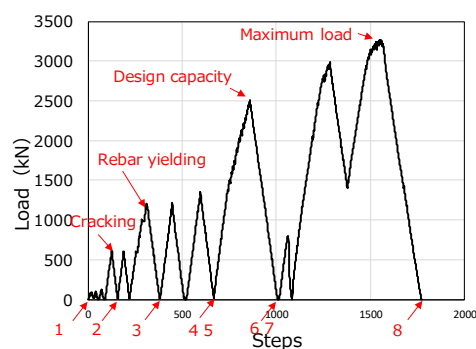


Fig.2 Loading steps

3. 荷重変位関係

載荷点のある外桁 (G1) の支間中央における荷重-変位関係を **Fig.3** に示す。最外縁鉄筋が降伏するステージ 4 までの残留変位はほとんどなく、可逆的な挙動を示していることがわかる。ステージ 4 を超え、設計上の最大耐力となる 2500kN まで載荷し除荷した場合には、16mm 程度の残留変位が生じている。しかし、再載荷すると除荷点まで再帰し、十分な復元力を有していることがわかる。最大耐力後の除荷でも原点回帰しており、プレストレス力が残存していることがわかる。また、残留変位についてはステージ 4 までの変化はほとんどなく、ステージ 8 において大きくなっている (**Fig.4**)。

4. 振動特性に関する検討

車両走行実験では、多次元 AR モデルを用いて振動特性を同定した。一方、衝撃加振実験では、入力信号が既知であるため、周波数応答関数を用いて振動特性を同定した。それぞれの方法で同定した一次、二次の曲げモードに対応する固有振動数の変化をそれぞれ **Fig.5**, **Fig.6** に示す。なお、ステージ 5 においては車両走行実験を行わなかったため表示されていない。**Fig.5** より、ステージ 3 からステージ 4 にかけて車両走行実験と衝撃加振実験による曲げ一次モードの固有振動数が逆の変化を示している。また、**Fig.6** より、車両走行実験で得られた曲げ二次モードの固有振動数は、ステージ 1 から 2 にかけて大きく減少している。一方、衝撃加振実験による固有振動数はステージの進行に対して緩やかに減少していることから、衝撃加振実験による値の方が、残留変位等とより相関が強い結果となった。

5. まとめ

以上より、残留変位の変化と固有振動数の変化を比較すると、破壊状態であるステージ 8 において残留変位 (**Fig.4**) と振動数(**Fig.3**, **Fig.4**)ともに大きく減少している。しかしながら、ステージ 7 において衝撃加振実験の曲げ一次および曲げ二次ともに固有振動数が増加しているが、残留変位には大きな変化は確認されず、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。ただし、曲げ 1 次振動数に比べ曲げ 2 次振動数の方が、残留変位の変化との高い相関を示している。この結果は、室内 PC 桁損傷実験³⁾とも同様な傾向であり、曲げ 2 次モード振動数の特徴量としての有用性を示唆している。

【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) Brandt, Andres. Noise and Vibration Analysis: Signal Analysis and Experimental Procedures. Chichester, UK: John Wiley & Sons, 2011. ; 3) Luna Vera, O.S, その他 2 人: Energy dissipation and absorption capacity influence on modal parameters of a PC girder, J. of Physics: Conf. Series 842, 2017.

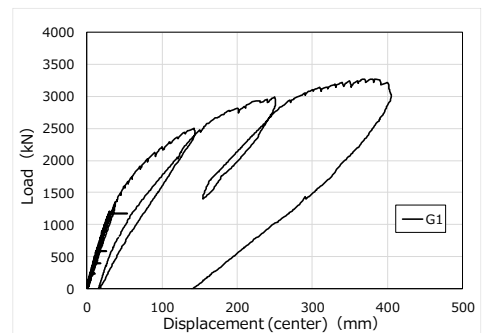


Fig.3 Load vs. displacement (G1, center span)

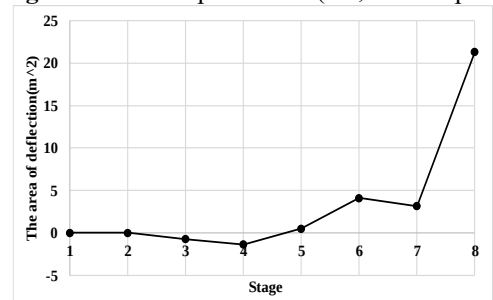


Fig.4 Change in the remained displacement w.r.t. loading stages

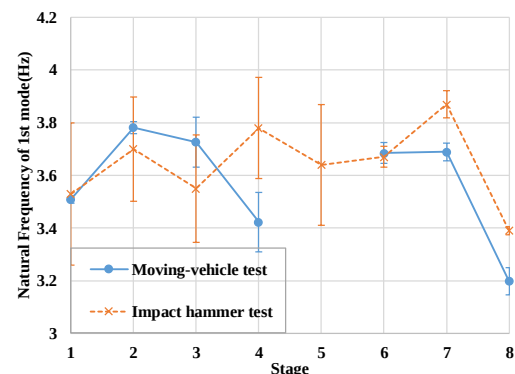


Fig.5 Change in frequencies for the 1st bending modes w.r.t. loading stages

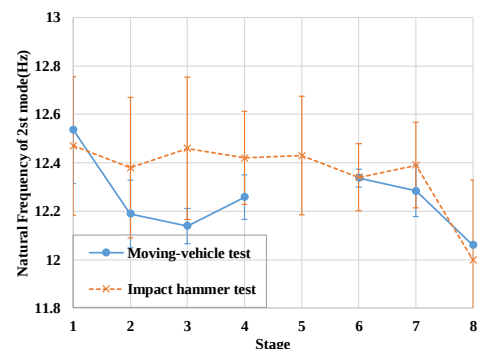


Fig.6 Change in frequencies for the 2nd bending modes w.r.t. loading stages