

車両を用いた経年劣化した橋梁構造物の損傷推定に関する実験的研究

山口大学大学院	学生会員	○内藤 慎也	山口大学大学院	学生会員	友廣 郁也
山口大学工学部		菅原 大樹	山口県	非会員	石田 純一
			山口大学大学院	正会員	渡邊 学歩

1. はじめに

日本では高度経済成長期に多くの橋梁が建設され、全国には橋長 15m 以上の橋梁に限っても約 15 万橋が建設され、10 年後には約 4 万橋が建設 50 年を経過する。橋梁構造物の検査・診断は、目視検査や打音検査のような特殊技能を要し、手間とコストがかかり対応が追いついていない。橋梁構造物の振動をモニタリングすることで構造物や構造部材の性能を評価する取り組みが数多くなされている。本研究では、車両を用いた振動モニタリングを行い、橋桁の剛性低下および損傷度の推定がどの程度可能か検討を行った。

2. 対象橋梁及び橋梁の振動モニタリングの概要

本研究では、車両（バス）が橋梁上を通過する際に生じる桁のたわみが変位計によって計測可能なレベルとなること、桁下空間内において変位計などの設置作業が必要となることを考慮して、小規模橋梁を対象に振動実験を実施した。本橋は、山口県の山陽小野田市内を流れる前場川（図-1）に架かっており、昭和 13 年に建設された。橋長が 16m となる橋梁で、支間 8m、幅員 4.5m となる 2 連の RC 単純 T 桁を、多柱式の RC 橋脚で支持する構造である。なお、本橋は昭和 60 年にパテと鋼板による補強工事が行われており、主桁に目立った損傷は見られなかった。本実験では車両を用いて強制加振を行い、橋桁中央における桁の鉛直変位（たわみ）を計測した。桁の鉛直変位（たわみ）は図-2 に示すように、河川内に設置した脚立の上にレーザー変位計を取り付け、各主桁の径間中央で計測した。なお、実験は橋梁通過後の走行距離が十分に確保出来ないことから、安全面を考慮して時速 30km で走行させ実験を行った。実験で使用した車両は、宇部市交通局が実際に使用している観光バスで、車両全長が約 12m、車軸間距離が 6.5m、車重量が約 15tf (150kN) の車両である。

3. 車両を用いた加振実験による桁のたわみの評価

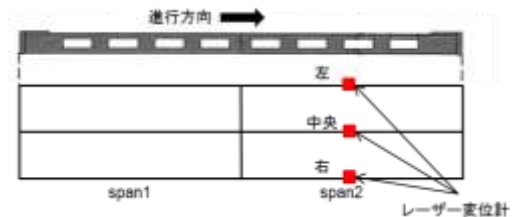
時速 30km でバスを走行させた際にレーザー変位計



図-1 加振実験で対象とした前場橋



(a)側面



(b)上面

図-2 レーザー変位計の設置箇所

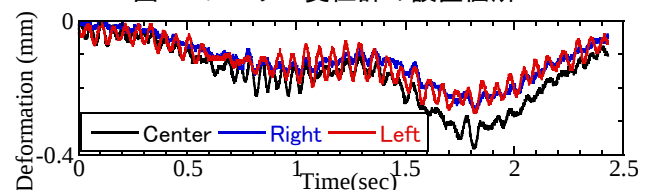


図-3 橋桁の変位の時刻歴

で計測した橋桁の鉛直変位（たわみ）を図-3 に示す。車両が桁内（第 2 径間）に進入する 0.4 秒付近からたわみが大きくなり、車両の前輪および後輪が桁中央を通過する 1 秒付近および 1.8 秒付近でそれぞれピークを迎える。たわみが最も大きくなる中央主桁のたわみは、車両振動による高振動数成分を除くと約 0.28mm であった。車両通過時の桁のたわみ振動を、橋桁や橋脚は弾性は要素でモデル化した二次元平面モデルを用いた構造解析により再現を行った。解析には三次元動的

キーワード 維持管理, モニタリング, 橋梁構造物, 劣化

連絡先 〒755-8611 山口県宇部市常盤台 2-16-1 山口大学 工学部 社会建設工学 TEL 0836-85-9302

解析プログラム Dalia（構造計画研究所）を使用した。荷重点が車幅方向に1点となる二次元平面モデルによる解析結果では、2点荷重である実験結果（三次元）を再現出来ない。図-5に示すように桁中央に1点荷重した時の変位 δ_1 と、2点荷重した時の変位 δ_2 の比（換算係数） $C=\delta_2/\delta_1$ を事前に有限要素法により算出し（本橋の場合 $C=0.785$ ），再現解析により得られたたわみに換算係数 C を乗じて実験結果との比較を行う。図-6には、走行時の橋桁中央位置での桁のたわみの時刻歴応答について、健全時を想定した再現解析結果を実験結果と合わせて示す。再現解析では、路面の凹凸を十分に再現出来ていないため、車両自体の振動により励起される桁の高振動数成分の応答が再現出来ていないが、車両の通過による大局的な挙動は再現出来ている。ただし、健全時を想定したたわみに比べて実験結果は2.2倍程度大きくなっており、橋桁の曲げ剛性は初期の曲げ剛性に比べて大幅に低下している。図-7には、曲げ剛性を初期剛性の45%に低下（55%減少）させた場合のたわみと実験結果について、たわみの時刻歴応答をそれぞれ示す。両者の振幅レベルは良く一致しており曲げ剛性が健全時に対し55%減少していることが分かる。

4. 損傷度の推定

図-8には、本橋の構造寸法および強度から求めた、健全時の桁断面の $M-\phi$ 骨格曲線を示す。死荷重と車両重量（活荷重）による橋桁中央位置での曲げモーメントは656.1 (kNm) および150 (kNm) であるが、両者を合計しても、ひび割れ曲げモーメント872.6 (kNm) に達しないことになる。図-9には前述の骨格曲線上に実験時の状況を重ね書きした結果を示す。前述した通り、実験時の曲げ剛性は初期曲げ剛性（6403 MNm²）の45%（2856 MNm²）にまで大幅に低下している。剛性低下率が、健全時のひび割れ後の曲げ剛性（3186 MNm²）よりも小さくなっていることから、実験を開始する以前から、経年劣化によってひび割れ曲げ耐力が低下していたことが分かる。また、健全時のひび割れ発生以降の曲げ剛性と比べても、現況の曲げ剛性が10%程度小さい。これは主桁内部に配置された軸方向鉄筋が、3本程度破断している、もしくはこれに相当する断面欠損を起こしていることを示している。

5. まとめ

本研究では補修工事により外観目視では損傷が確認出来ない小規模橋梁を対象として、移動走行車両によ

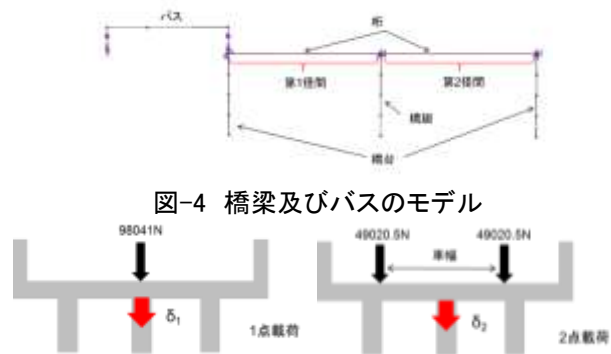


図-4 橋梁及びバスのモデル

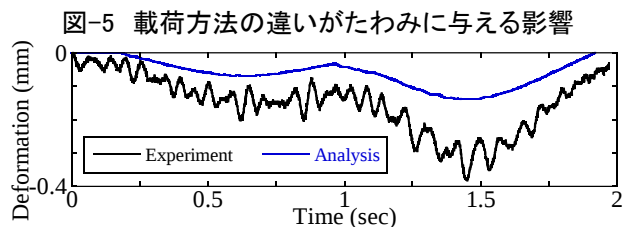


図-5 荷重方法の違いがたわみに与える影響

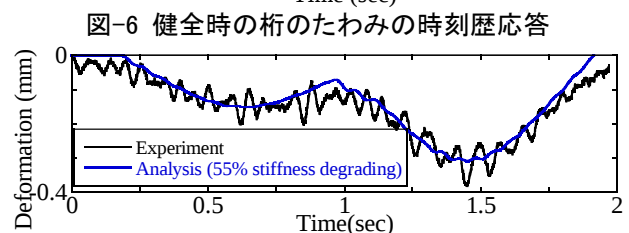


図-6 健全時の桁のたわみの時刻歴応答

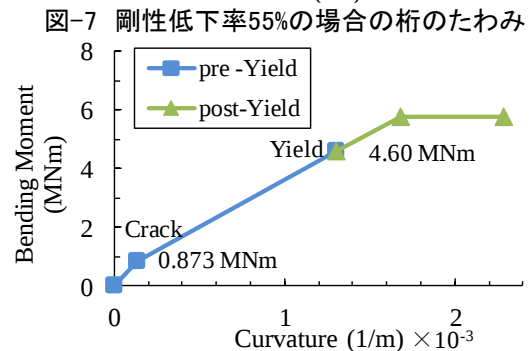


図-7 剛性低下率55%の場合の桁のたわみ

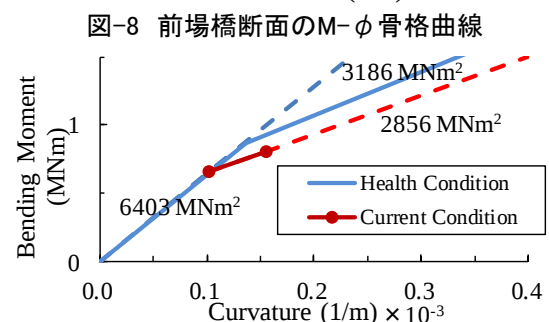


図-8 前場橋断面の $M-\phi$ 骨格曲線

図-9 損傷の有無による $M-\phi$ 骨格曲線

る振動実験のモニタリングを実施した。モニタリングと再現解析との組み合わせることで、ひび割れ発生による曲げひび割れ耐力の低下、および鉄筋の破断による曲げ剛性の低下が確認出来ることを明らかにした。謝辞）本研究を進めるにあたり、山口大学大学院の宮本教授には、貴重な資材、研究環境および実験の機会を提供して頂き、同大学院江本助教には実験遂行にご尽力を頂きました。ここに深く感謝いたします。