

桁端近傍センサ配置による局部加振法を用いた橋梁損傷位置検出手法の検討

北見工業大学大学院 学生員 ○橋爪志奈 北見工業大学工学部 正会員 三上修一
 北見工業大学工学部 正会員 山崎智之 北見工業大学工学部 正会員 宮森保紀
 北見工業大学名誉教授 名誉員 大島俊之

1. はじめに

日本の高度経済成長期に架設された多くの橋梁は供用開始から約50年を経過しており、適切な維持管理により長寿命化を目指すことが課題となっている。現在は定期的な橋梁点検として近接目視が義務付けられているが技術者不足などの課題から、簡便かつ正確な点検手法として構造物ヘルスマニタリングによる損傷検出技術の開発が盛んに行われている¹⁾。

これまで著者らは、損傷位置検出手法の一つとして圧電アクチュエータを用いた局部加振により供用終了した橋梁を対象に部材の損傷位置検出を行ってきた。柳原らは局部加振法を用いて質量付加による模擬損傷の検出が可能であることを示した。本研究では、実際に架設されている橋梁を考慮してセンサの設置位置は設置が容易と考えられる桁端部に設置し、損傷位置は橋梁全体の各所に擬似損傷としての質量を付加した場合の損傷検出の検討を行った。

2. 損傷検出手法

本損傷検出手法では、損傷検出する構造部材に加速度計と加振器を設置し、加振器によって強制加振を行い、各測点毎の損傷前後の応答加速度を測定し、得られた加速度データから損傷指数を計算して損傷検出を行う。測点毎に得られた損傷前後の加速度をパワースペクトル密度(以下PSDと呼ぶ)に変換する。損傷前のPSD $G_i(f_j)$ と損傷後のPSD $G_i^*(f_j)$ の変化率を式(1)としてもとめ、これを測点番号 i 、解析周波数番号 j で並べマトリクス $[D]$ とする。次に $[D]$ に対する重み付けとして、同一周波数帯 j の最大値 $D_{max}(f_j)$ で基準化した数値 $C_i(f_j)$ を $[D]$ と同様に並べ、マトリクス $[C]$ とする(式(2))。 $[D]$ 、 $[C]$ を測点番号 i 方向に合計したベクトルをそれぞれTC(Total Change)、DD(Damage Detection)とする。このTCとDDを測点番号毎にかけた数値を損傷指数DI (Damage

Index)とし、算出されたDI値の中でDI値が大きい測点は損傷の影響を受けており、その測点近傍に損傷が存在すると考える。

$$D_i(f_j) = \frac{|G_i(f_j) - G_i^*(f_j)|}{G_i(f_j)} \quad \cdots(1)$$

$$C_i(f_j) = \frac{D_i(f_j)}{D(f_j)_{max}} \quad \cdots(2)$$

3. 橋梁構造を用いた損傷検出実験

実験には図-1に示す2主桁鋼鉄鉄道橋(橋長6.450[m], 主桁間隔1.677[m], 桁高0.775[m])の主桁を使用し、加速度計15個と加振器1個を図-2のように設置し、腹板面外加振及び面外方向の加速度測定を行った。各測点について橋軸方向を1~5、鉛直方向を上からu,l,f(u,lは腹板、fは下フランジ)として、1u,1l,1f,...5u,5l,5fと呼称する。加振は1~800Hzを連続変化させた20秒間のSweep加振とし、測定のサンプリングは10000Hzとした。検出する損傷は総重量5.11kgとなる鋼鉄をクランプで固定し質量付加を行うことで模擬した。質量付加位置は図-3に示すF1~F8の8箇所に下フランジ張り出し部分に固定して損傷ケースとした。



図-1 実験橋梁写真(G1 桁側)

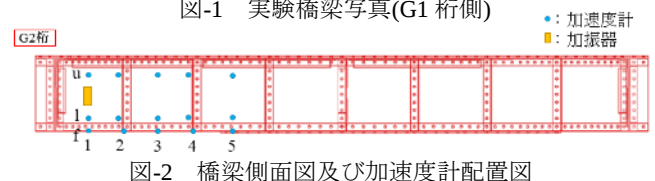


図-2 橋梁側面図及び加速度計配置図

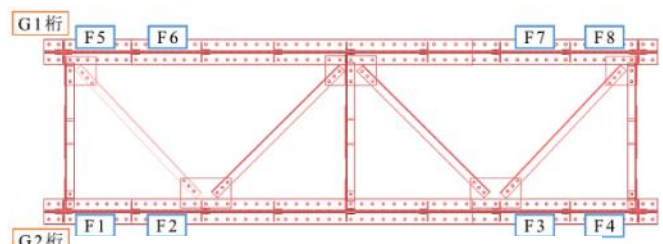


図-3 橋梁平面図及び損傷位置

キーワード：パワースペクトル密度、局部加振法、損傷検出評価方法、桁端部、基準 DI 値

連絡先：〒090-8507 北海道北見市公園町 165 番地 TEL(0157)26-9471 (三上修一)

4. 実験結果

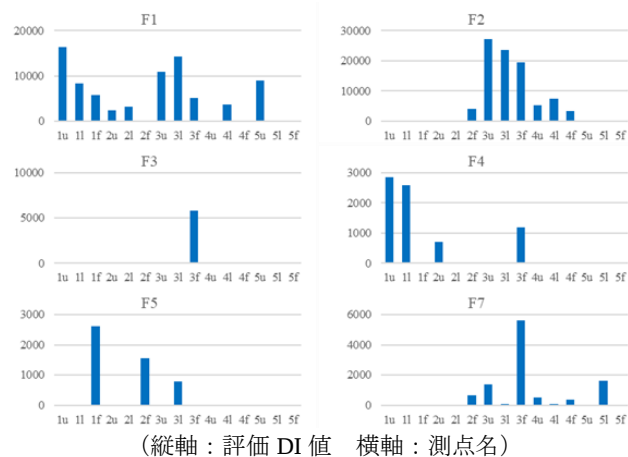
これまで、局部加振法の実験において、同一条件で測定した場合に測定した加速度データがばらつくことを確認している。測定毎のばらつきを考慮するため、健全状態で測定した複数のデータからDI値を算出し、これら健全DI値の平均及び標準偏差から基準DI値を設定した³⁾。基準DI値以下を測定誤差とし、この基準DI値より大きいDI値が損傷の影響を受けていると考える。算出したDI値から基準DI値を引いたものを最終的な評価に用いる評価DI値とし、各損傷の算出結果を図-4に示す。F6, F8は全測点が基準DI値以下であった。F1, F2においては、損傷位置付近の測点の評価DI値が大きくなり、そのほかのケースにおいては、計測位置と損傷位置が橋梁として対称な位置となる測点付近の評価DI値が大きくなることが確認できた。しかし、F1については損傷位置以外も評価DI値が大きくなり、検出精度が低いと考えられる。また、F1, F2に比べ計測位置と損傷位置が離れているF3~F8の評価DI値は全体的に小さくなることを確認できた。

5. 解析周波数帯の影響

実験結果の詳細な検討として、各損傷がどの振動周波数の影響を受けているかを検討するため以下の解析を行った。これまで本実験では解析周波数範囲を200~800HzとしてDI値を算出したが、周波数帯による影響を確認するため、100Hz毎にそれぞれDI値を算出した。算出結果を積上げグラフ化したものを図-5に示す。F1において、損傷位置付近となる測点1u,1l,1fでDI値が大きく得られた周波数範囲は300~500Hzであった。F2(3u,3l,3f)においても同様の傾向が確認できた。F3(3f), F4(1u,1f)においては600~700Hzの範囲で損傷位置付近の測点で特に大きなDI値が得られた。F5(1l)では400~500Hz, F6(3l,3f)では500~600Hzで同様の傾向が得られた。F7, F8においては損傷位置付近の測点で特に大きくなる周波数帯は確認できなかった。

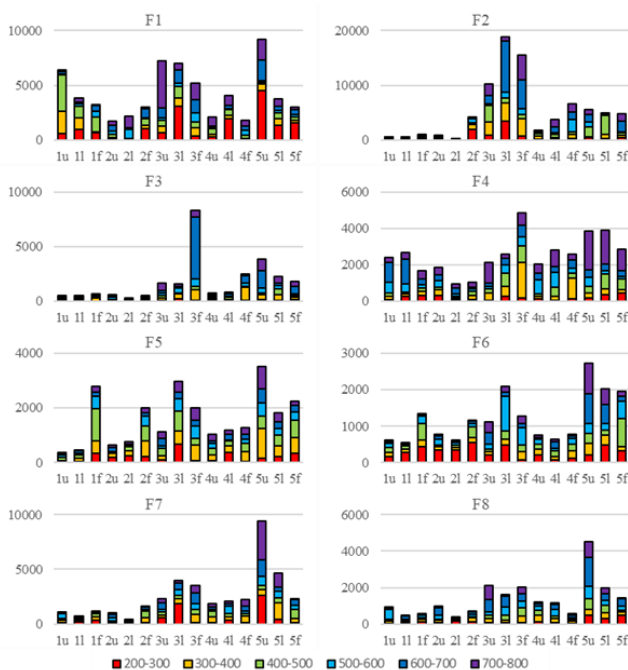
6. まとめ

本研究では、鋼橋を用いた損傷位置の検出手法について、損傷位置を橋梁主桁の各所に設定し測定を行い、次の結果を得た。健全状態の測定データから算出した測定誤差を考慮するための基準DI値を用いた場合、測



(縦軸：評価 DI 値 横軸：測点名)

図-4 各ケースの評価 DI 値



(縦軸：DI 値 横軸：測点名)

図-5 各ケースの DI 値積上げグラフ

定範囲に損傷があるF2のケースで損傷位置を確認できた。測定範囲外に損傷があるF3,F4,F5,F7のケースで損傷と対称な位置の評価DI値が大きくなることを確認した。解析周波数帯の検討から、測定範囲に損傷のあるF1,F2では300~500Hz、測定範囲外で損傷が同桁にあるF3,4は600~700Hz、測定範囲外で損傷が別桁にある場合、F5は400~500Hz, F6は500~600Hzで損傷の影響がみられた。F7,F8は損傷の影響は確認できなかった。

参考文献

- 1) 土木学会構造工学委員会橋梁振動モニタリングとその標準化委員会:モニタリングによる橋梁の性能評価指針(案), 構造工学シリーズ; 16, 土木学会, 2006.
- 2) 橋爪, 三上, 山崎, 宮森, 大島: 桁端近傍センサ配置による局部加振法を用いた橋梁部材損傷検出方法の検討, 土木学会北海道支部論文報告集, 第74号, A-49, 2018.