

振動モニタリングデータに基づいた鋼橋の損傷同定について

北海道大学大学院工学研究科	正 員	小幡卓司
建 設 省	正 員	水草浩一
北海道大学大学院工学研究科	F 会員	林川俊郎
北海道大学大学院工学研究科	F 会員	佐藤浩一
北海道大学大学院工学研究科	正 員	及川昭夫

1. まえがき

我が国においては、高度成長期に社会資本整備の一環として橋梁構造物が数多く建設されてきた。現在、既に供用後 20 年程度以上が経過していることから、何らかの損傷が生じているものも数多くなりつつあり、今後数十年にわたって損傷に起因した各種限界状態を迎える構造物が増加することが予想されている。よって、橋梁においては維持管理の強化と必要に応じた補修を行うことにより、長寿命化を目指すことが非常に重要な課題になることは明白であり、このような観点から振動データや超音波等を用いた損傷同定手法が近年盛んに研究されている^{1),2)}。

本研究では、橋梁構造物における振動モニタリングデータに対して、低次から 100Hz 程度までの振動数帯域から局所的な損傷を推定あるいは同定することの基礎的な検討を加えることを目的とする。具体的には、横構を模した部材を有する実験供試体を製作し、その部材の拘束状態を変化させ仮想的な健全・損傷状態を設定した。この実験供試体に対して、損傷程度に対する応答性状の変化を把握するため、強制加振実験ならびに減衰自由振動実験を行った。強制加振データについては、振幅依存による影響を排除するために自己相関関数を計算し、その後無次元化されたデータの分散値を求めた。また自由減衰振動の結果に関しては、強制加振の場合との比較を行うために、低次から高次まで連続的にバンドパスフィルタを適用し、自己相関関数からの分散値を算出し、損傷の程度と分散値の変化について検討を試みた³⁾。したがって、本研究はこれらの結果より、振動モニタリングデータを用いた橋梁構造物の損傷同定に関する有効性、適用性等について考察を加えるものである。

2. 実験供試体および実験手法

本研究で用いた実験供試体は写真-1 に示すような、橋梁構造物の主桁と横桁および横構によって構成される部分模型を想定して制作されたものである。実験方法は、供試体に 5 点の加速度ピックアップを設置して動ひずみ計で増幅し、A/D 変換ボードを介してパソコンに直接データを入力することにより加速度応答値を得た。仮想的な健全・損傷状態の設定に関しては、横構端部の接合部における所定の高力ボルトを弛緩することによって各種の損傷状態を表現する手法を用いて、損傷の程度によりケース 1（健全）～ケース 4（損傷大）までの 4 ケースを設定した。加振方法は、まず強制加振実験においては振動台に正弦波を入力し、加振振動数は 10～100Hz までとして固有振動数付近では 0.5Hz ピッチで、共振点が存在しない振動数領域では 1～2Hz ピッチで加振することとした。なお、振動台の入力加速度は 10gal である。また、減衰自由振動実験は重錘を水平方向に衝突させることにより行った。

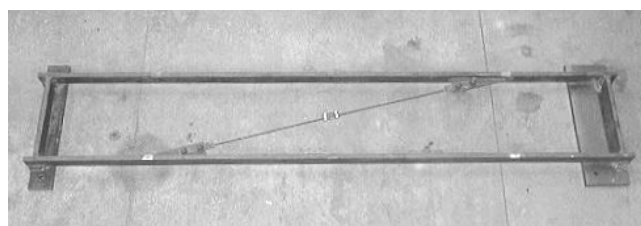


写真-1 実験供試体

3. 自己相関関数と分散値

自己相関関数は 1 つの系列におけるデータ自体の中で、その相関性を算出するものである⁴⁾。自己相関関数は、パワースペクトルの逆変換として知られており、元の信号に含まれる卓越する周波数の情報を、より増幅する形で得ることができ、その結果は無次元量となるため、異なる測点間の時系列データを比較することもある程度容易になると考えられる。一般に、自己相関関数は $x_m(m=0,1,2,\dots,N-1)$ で表される信号データにおいて、自己共分散係数と平均パワーの比を求めることによって得ることができる。

$$\rho_j = \frac{\sum_{m=0}^{N-1} x_m x_{m+j}}{\sum_{m=0}^{N-1} x_m^2} \dots\dots\dots (1)$$

次に、本研究では構造物の状態に対する自己相関関数の微小な変化を増幅し、かつ数値化して定量的に扱う手法として、それらの分散値を用いることとし、その結果から損傷の同定を試みることにした。一般に、時系列データに対する分散値は、以下の式で与えられる⁵⁾。

$$\sigma_{var}^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x(i) - \bar{x})^2 \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 $x(i)$ は自己相関関数の各時間遅れにおけるデータであり、 $\bar{x}$ はその平均値、 i は時間遅れの離散ステップ数である。

したがって、強制加振実験については加振振動数毎に、減衰自由振動実験に対しては加振振動数と同様なパスバンドを有する IIR および FIR 型 BPF を適用することによりデータを抽出して自己相関関数を求め、分散値を計算することで健全・損傷状態の比較を行った。

キーワード：損傷同定、振動モニタリングデータ、鋼橋、分散値

連絡先（〒060-8628 札幌市北区北 13 条西 8 丁目 TEL:011-706-6172 FAX:011726-2296）

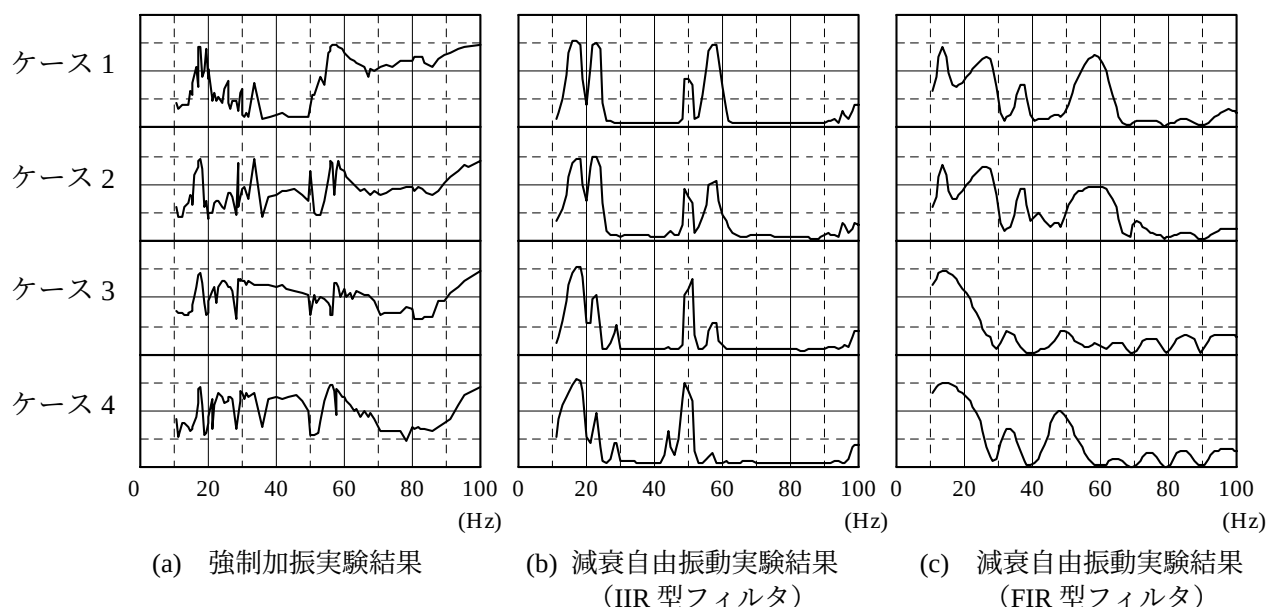


図-1 分散値の解析結果

4. 実験、解析およびその考察

以上のようにして得られた強制加振および減衰自由振動実験に対する分散値解析結果の一例を図-1に示す。なお、各図の(a),(b),(c)は、それぞれ強制加振時および減衰自由振動での適用フィルタの相違を意味している。

まず、図-1(a)に着目すると、1～3次モードの存在する15～30Hz付近においては、健全状態では分散値の形状が比較的明確なピークを示した形状であったが、損傷の程度が大きくなると徐々になだらかで丸みを持った形へ変化し、そのピークも不明瞭となっていることがわかる。これは、健全状態では入力共振振動数に一致した場合には大きな応答が生じるが、損傷の増大に伴う剛性あるいは減衰の変化によって、多少共振点をはずれた入力に対しても、近傍のモードが励起され、ある程度の振動数の幅において応答の周期性が高くなり、健全状態に比してピークが不明瞭な丸みを帯びた形状に変化したと推定される。また、振動モードの存在しない30～50Hz付近においては、損傷が大きくなるにつれて分散値も大きくなる傾向となっている。これについては、振動モードが存在しない領域では入力に対する応答倍率が小さいため、入力と出力の関係がほぼ等倍率の関係にあると考えられる。よって、損傷に伴う剛性低下によって、健全時よりも測定データにおけるノイズ等に対する応答の相対的な周期性が高くなったことにより、その結果として分散値も大きくなったと思われる。

次に、図-1(b),(c)の減衰自由振動については、強制加振で得られた傾向とほぼ一致すると思われる結果が得られた。すなわち、15～30Hz付近では比較的明確なピークを示している健全状態から、損傷の程度に応じてなだらかで丸みを持った形となることが確認できる。30～50Hz付近の振動数帯においては、強制加振の場合のように分散値が大きくなる傾向は見られない。これは、自由振動では励起される振動モードがなければ、当然ながら応答も生じないため、健全・損傷の程度に関わらず変化が現れなかったものと考えられる。また、適用したフィルタ特性の相違による影響に関して考察を加えると、得られた分散値の局所的な形状等は一致しないものの、全体的にはIIR型とFIR型の双方とも前述の傾向を有することがわかる。したがって、減衰自由振動実験の結果を用いても、適切なフィルタを適用することにより強制加振実験で得られた傾向と同等の結果を得ることが十分に可能であると考えられる。

5. あとがき

本研究では、橋梁構造物における振動モニタリングデータの測定結果において、低次から100Hz程度までの振動数帯域から局所的な損傷を推定することの基礎的な考察を加えることを目的として、強制加振および減衰自由振動実験データから自己相関関数を計算し、その分散値を求めることにより、鋼橋の損傷同定に関する有効性、適用性等について検討を試みたものである。

解析結果からは、強制加振、減衰自由振動とも、共振振動数付近の分散値の形状が、損傷の程度が大きくなるに伴いピークが不明瞭になり、なだらかで丸みを持った形に変化することが判明した。したがって、本研究の手法を用いることにより、比較的容易に測定できる減衰自由振動実験のデータを用いても、損傷の推定あるいは同定を行える可能性を有すると考えられる。また、本研究における分散値の比較検討は、その形状の変化を目視のみで行っているが、この変化を数値化することにより、より正確な損傷程度の判定や位置の同定も可能となると推定される。

【参考文献】

1)山崎智之、三上修一、大島俊之、本間美樹治、齊藤隆行：老朽RC橋の損傷付加振動実験、土木学会北海道支部論文報告集、第52号(A)、pp.490-493、1996。2)近藤一平、濱本卓司：振動台実験のランダム応答データを用いた多層建築物の損傷検出、日本建築学会構造系論文集、第473号、pp.67-74、1995。3)水草浩一、小幡卓司、林川俊郎、佐藤浩一、及川昭夫：振動モニタリングデータを用いた鋼橋の損傷同定に関する一考察、土木学会北海道支部論文報告集、第56号(A)、pp.190-195、2000。4)大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門、鹿島出版会、1994。5)星谷勝：確率論手法による振動解析、鹿島出版会、1974。