

橋梁の損傷時における振動特性のモニタリング手法について

Study on Monitoring Method of Vibration Characteristic on Damaged Bridge Structures

北海道大学大学院工学研究科 正 員 小幡卓司 (Takashi Obata)
 北海道大学大学院工学研究科○学生員 三田知幸 (Tomoyuki Sanda)
 北海道大学大学院工学研究科 F 会員 林川俊郎 (Toshiro Hayasikawa)
 北海道大学大学院工学研究科 F 会員 佐藤浩一 (Koichi Sato)

1. まえがき

我が国においては、昭和40年～50年の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。これらの橋梁は、既に供用後20～30年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、今後数十年にわたって各種使用限界を迎える構造物が増加することが予想されている。この時期に建設された橋梁構造物は、主要幹線道路や幹線鉄道、都市内高速道路等、現在の社会基盤施設の根底部分を担うものが多く、掛け替えあるいは大規模な補修工事による交通遮断や交通制限が一般の社会生活・経済活動に与える影響は計り知れない。よって、既存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となりつつある¹⁾。

また、今後新設される橋梁についても、近年の投資余力減少下においては可能な限りの長寿命化を目指すことが望ましく、橋梁の架設時に予め各種センサー・デバイスを設置して、必要に応じてモニタリングあるいは制御を行うインテリジェントブリッジや、完成後の維持管理を最小限に抑え、かつ容易に補修等が行えるよう配慮したミニマムメンテナンスブリッジ等が提唱されている^{1),2)}。

一方、構造物のモニタリングあるいは損傷同定に関しては、土木構造物に対してのみならず、建築工学や機械工学の分野において比較的多くの研究が知られており、振動データや超音波、あるいは光ファイバケーブル等を用いた損傷同定手法が近年盛んに研究されている^{3),4)}。中でも、減衰自由振動データに注目し、損傷に伴う剛性の低下が引き起こす固有振動数や減衰定数の変化をとらえようとする試みは比較的古くから提案され、損傷の規模がある程度大きい場合には、常時微動や強制加振によって得られた振動データから固有振動数やモード形状を比較することにより、損傷の程度や位置の同定を比較的高い精度で求めることも可能になりつつある⁴⁻⁶⁾。

しかしながら、実際の橋梁構造物においては、損傷は主に溶接部分や2次部材等に生じ、その規模も構造全体の剛性に影響を与えることは少ない場合が一般的である。上述の、低次の固有振動数に着目した手法では、主要部材にかなり大規模な損傷を受けた場合のみ有意な結果が得られると考えられ、またその際にも健全時と比較して固有振動数が概ね1/100程度しか低下しないため^{4),6)}、実際の橋梁構造物でこの手法を適用することは不可能ではないものの、かなり困難であろうことが推定される。そこで著者らは、前述のような2次部材等に生じる損傷によって励起されると考えられる、比較的高い振動数帯における振動特性の変化に着目し、振動モニタリングデータに対しフィルタリングによって低次の応答の除去を行い、分散値を計算して損傷同定の可能性に関して検討を加えた^{7),8)}。その結果、橋梁構造物の損傷規模と分散値の間に、ある程度有意な関係が生じていることは確認されたが、分散値の振幅依存性や、実際の測定において高次の振動データに対する測定機器のS/N比等が定量的な損傷同定において大きな影響を与えることが判明した。

以上を踏まえ、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おいて、低次から100Hz程度までの高次にわたる振動数帯域全体の範囲から局所的な損傷を同定するための新たな手法に関して考察を加えることを目的とする。前述のように従来の研究では主に低次の卓越振動数付近の成分、あるいは著者らの研究のように高次の振動数帯成分のみに着目してきたが、本研究においては低次から高次まで全ての振動数領域のデータ全体に対して検討を加えることを試みた⁹⁾。具体的には、横構を模した部材を有するラーメン構造の実験供試体を製作し、その横構端部の拘束状態を変化させることにより仮想的な健全・損傷状態を設定し、減衰自由振動実験を実施した。得られた減衰自由振動データに対して、まず所定のパスバンドを有するバンドパスフィルタを0.05Hz程度のピッチで1.5～100Hzまで移動させながら連続的にフィルタリングを行い、各々のデータについて振幅依存による影響等を極力排除するために、自己相関関数を計算した。次に、これらの無次元化されたデータの分散値を求め、パスバンドの中心振動数をパラメータとしてスペクトル状に表現することで、構造物の損傷程度と振動特性の変化の関係に関して検討を行った。したがって、本研究はこれらの結果を通じて、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の可能性、あるいは適用性等について考察を加えるものである。

2. 解析理論

2.1 フィルタリング

本研究では、計測された減衰自由振動に対して連続的にフィルタリングを行うことにより、任意の振動数に対する加速度応答の抽出を行った。バンドパスフィルタとして採用したIIR型楕円フィルタは、任意のフィルタタイプの中で求められた設計仕様を最小の次数で与えることが可能であり、一般に鋭いロールオフ特性を示す。また、通過帯域と遮断帯域の両方で等リップルを持つことから、優れた特性を有していることが知られている¹⁰⁾。本研究では、フィルタの設計諸元として、通過周波数帯域は1Hz、遮断周波数帯域はその後1Hz、通過帯域全体におけるリップルを3dB、遮断帯域で減少させるゲインを40dBとし、これを0.05Hzピッチで1.5Hz～100Hz程度まで連続的に移動させることにより所定にデータを得た。図-1に、本研究で用いたフィルタ特性を示す。

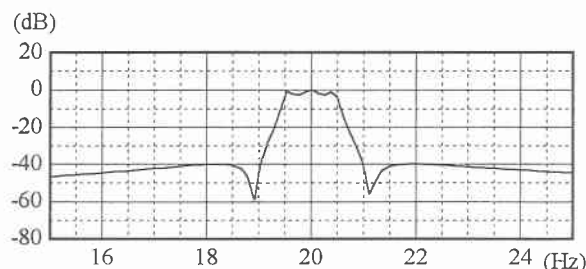


図-1 バンドパスフィルタゲイン

2. 2 自己相関関数

自己相関関数は、1つの系列におけるデータ自体の中で、相隔たったデータ間の相関を算出するものである^{11),12)}。通常、振動等の時系列データに対しては、 $t=0\text{sec}$ の際のデータと、時間遅れが生じた個々のデータにおける相関性を求める。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振動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、比較的容易になるものと思われる。

一般に、 $x_m(m=0,1,2,\dots,N-1)$ で表される信号データにおいて、

$$R_j = \frac{1}{N} \sum_{m=0}^{N-1} x_m x_{m+j} \cdots \cdots \cdots (1)$$

によって自己共分散係数 $R_m(m=0,1,2,\dots,N-1)$ が求められる。ここで、2つの標本点 m と $m+j$ 間の時間間隔を時間遅れと表現する。今、 $j=0$ の場合、すなわち x_m と x_m の相関を考えると、以下の式を得ることができる。

$$R_0 = \frac{1}{N} \sum_{m=0}^{N-1} x_m^2 \cdots \cdots \cdots (2)$$

式(2)は標本値の2乗平均であり、一般的には平均パワーを表している。ここで、式(1)と式(2)の比を取ることによって自己共分散係数を無次元化すると、

$$\rho_j = \frac{\sum_{m=0}^{N-1} x_m x_{m+j}}{\sum_{m=0}^{N-1} x_m^2} \cdots \cdots \cdots (3)$$

となり、これが自己相関係数、あるいは自己相関関数と呼ばれるものである。

したがって、実験によって測定された振動データに対して自己相関関数を用いて無次元化することにより、測点間ならびに個々の測定データ間における振幅の差による影響をある程度排除することが可能になると考えられる。

2. 3 分散値の計算

上記によって得られる自己相関関数は、振動データ全体の周期性と時間遅れに対する一種の時系列データである。一般に、元の振動データの周期性が高い場合は時間遅れに対する自己相関関数の0への収束度合いが小さくなり、周期性が低い場合は逆に0への収束率が大きくなる。このことから、振動波形そのものに比較して、健全・損傷時における応答性状の変化の検討は容易になるものの、自己相関関数は時系列であるために、例えば軽微な損傷等による微小な変化を目視により判断することは非常に困難であると考えられる。

そこで本研究では、自己相関関数における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。すなわち、健全状態と損傷状態において振動特性が変化し、それが自己相関性に影響を与えれば、その分散値もスカラー量として有意に増減するであろうことが十分に推定できるからである。

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¹³⁾。

$$\sigma_{var}^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x(i) - \bar{x})^2 \cdots \cdots \cdots (4)$$

ここで、式(4)における $x(i)$ は自己相関関数の各時間遅れにおけるデータであり、 $\bar{x}$ は自己相関関数の平均値、 i は時間遅れの離散ステップ数である。式(4)からわかるように、分散値の計算結果はある一つの時系列データに対して一つの値を出力するが、これを所定のパスバンドでフィルタリングされたデータ毎に計算することにより、パスバン

ドの中心振動数をパラメータとして、個々の分散値と1対1対応で表現することが可能となる。したがって分散値を振動数軸に対してプロットすることで、各振動数において分散値がどのように変化するかを、スペクトル様に表すことが可能となり、これを本研究においては分散値スペクトルと称することとする。

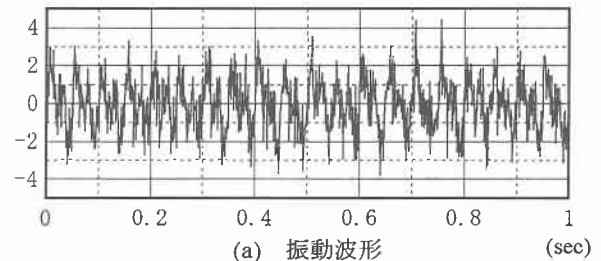
ここで、固有円振動数の異なる2つの正弦波を重ね合わせた波形について分散値スペクトルがどのような形状を示すかについて検討を加えることとする。一般に、実際の振動モニタリングデータにはノイズが含まれていることから、より現実に近い解析を行うため、有意な入力信号に対して、ホワイトノイズを加えることとした。なお、有意な入力信号の卓越振動数は、20Hzと40Hzとし、その振幅は1.0の正弦波を用いている。図-2(a),(b)に、結果の一例として、有意信号とほぼ等しい振幅を有するホワイトノイズを加えた場合の振動波形ならびに分散値スペクトルを示す。

図-2に着目すると、波形にはかなり大きなノイズ成分が含まれているにもかかわらず、分散値スペクトルにおいては20Hzと40Hzでの極めて明瞭なピークが確認できる。また、ノイズが小さい場合に関しては、卓越振動数以外の部分のピークが個数、最大値ともに減少し、より確実に応答波形に含まれる振動成分を把握できる可能性を有することが判明した。卓越成分のピーク値そのものに関しては、自己相関関数により時系列データとしては無次元化が行われているため、所定の振動数成分がフィルタリングによって完全に分離できる場合においては同一の値となり、解析対象の波形に含まれる最大の成分に対して、ある振動数成分がかなり小さくなった際に、ピーク値の低下が生じる傾向を有するものと思われる。加えて、振動数の分解能についてはフィルタの性能に依存するため、1Hz程度の近接した卓越振動数を有する場合、換言すればフィルタのパスバンド中に複数の卓越振動数が含まれている場合においては有効な解析を行うことはできない。

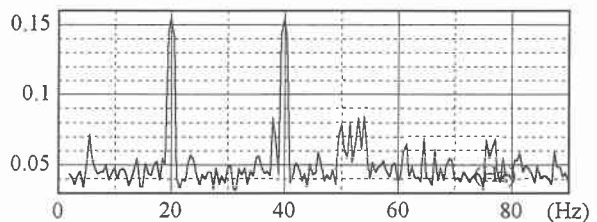
以上より、卓越振動数がそれほど近接しない一般の桁構造を有する橋梁等においては、本研究の手法は低次モードから高次モードまでモニタリングデータに含まれる卓越成分をある程度明確に示すことが可能であると思われる、損傷同定への応用の可能性は極めて高いと推定される。

3. 実験方法

本研究で用いた実験供試体は、図-3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



(a) 振動波形



(b) 分散値スペクトル

図-2 分散値の解析

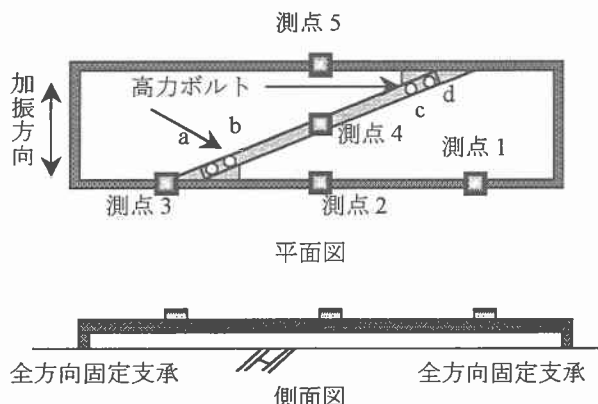


図-3 実験供試体概略図

表-1 構成部材の諸元

部材	長さ×高さ×幅 (mm)
主桁、端横桁	平鋼 2 500× 65× 22
	平鋼 400× 65× 22
横構（斜材）	丸鋼 1 120× ϕ9
ガセットプレート	平鋼 263× 9× 69
支承条件	全方向固定

型を想定して制作されたものである。なお、実験時において加振を容易にするために、測定は水平振動モードを対象とすることとし、水平方向を弱軸、鉛直方向を強軸として両者の固有振動数の差を可能な限り大きくすることとした。表-1 に、実験供試体の構成部材の諸元を示す。また、表-2 は実験に先立って実施した固有振動解析結果である。解析結果から、50Hz 程度までの間に鉛直モードは 2 つしか含まれず、概ね上記の条件を満足するものと思われる。

測定方法は、供試体に 5 点の加速度ピックアップを設置して計測データを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応答値を得た。サンプリング周波数は 1000Hz を用いることとし、各測点におけるデータ個数は 8192 個、すなわち約 8.2 秒間の測定を行った。なお、本研究では、LabVIEW を計測用システムとして採用することにより、極めて簡便かつ高速な測定を行うことが可能である。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高力ボルトの拘束力を変化させることにより、全てのボルトが締結されている場合を健全状態とし、所定のボルトを弛緩することによって各種の損傷状態を設定する手法を用いた。表-3 に、本研究で設定した損傷状態と弛緩させたボルト位置の関係を示す。ここで、弛緩させたボルトについては、加振時にその状態が変化しない程度の若干のトルクを導入することとした。加振方法については、重錘を水平方向に衝突させることで初期変位を与えることにより測定を行った。

4. 解析結果ならびにその考察

以上のようにして、本研究では測定された減衰自由振動実験データに対して、低次から高次まで連続的にバンドパスフィルタを適用することで、各振動成分ごとのデータを抽出した。このデータについて自己相関関数を用いて無次元化した後、分散値を求めてこれをスペクトル様に表現することにより損傷の程度と振動特性の変化の関係について考察を加えるものである。解析結果の一例として、図-4 に測点 2 における分散値スペクトルを示す。

図-4(a)に着目すると、各々のケースにおいて 18,23,27,

表-2 実験供試体固有値解析結果

Mode No.	固有振動数 (Hz)	摘 要
1st	18.08	主桁水平対称 1 次
2nd	23.59	主桁水平対称 2 次
3rd	26.56	横構鉛直 1 次
4th	26.92	横構水平 1 次
5th	51.03	主桁水平逆対称 1 次
6th	53.98	主桁ねじれ 1 次
7th	54.24	主桁・横構連成鉛直 1 次

表-3 実験供試体の損傷設定

名称	損傷設定	弛緩したボルト
ケース 1	健全状態	なし
ケース 2	損傷レベル 1	a
ケース 3	損傷レベル 2	a,d
ケース 4	損傷レベル 3	a,b
ケース 5	損傷レベル 4	a,b,c,d

50,57Hz の振動数付近に明瞭な卓越振動数が確認できる。これらの卓越振動数と実験供試体の固有振動解析結果を比較すると、それぞれ 1st,2nd,4th,5th,7th の各振動モードが加振によって励起されたものと考えられる。3rd および 6th に関しては、極めて有効質量が小さく、基本的に鉛直方向であるため振動が発生せず、7th については鉛直振動ではあるが、有効質量が非常に大きいため、加速度計の設置誤差に依じて結果的に測定されたものと推定される。

ここで、各モードにおけるスペクトルのピーク値と損傷状態の関係に関して考察を加えると、1st および 5th モードは構造物の全体振動であり、これらの場合は横構添接部の挙動が同位相となるため、損傷の影響はほとんど受けていないと思われる。これに対し、2nd モードは添接部が逆位相となることから、横構の剛性低下に伴いその応答は変化することが予想され、全てのボルトを解放したケース 5 では、1st モードとほぼ同一の固有振動数に変化したものであろう。また、4th モードについては、横構単独で振動するモードであり、端部の拘束条件が変化すれば、その応答が変化することは容易に理解できる。さらに、7th のモード形状は、主桁と横構が逆位相で振動するモードである。よって、ボルトが弛緩するにしたがって断面力が横構に伝達されなくなり、最終的には横構は主桁に対して死荷重を付加するのみの部材となるものと考えられる。

次に上述の結果を踏まえ、より簡便に損傷の程度と分散値の関係を取り扱うために、各ケースにおける分散値スペクトルのスペクトル強度の計算を行った。図-5 に測点 2 における解析結果を示す。図-5 から、損傷の程度が大きくなるに伴って明らかにスペクトル強度が低下する傾向が見受けられる。ケース 2 とケース 3 の値がほぼ同値になっているが、この原因としては、ケース 2、3 とともに横構格点部の外側の高力ボルトを弛緩しているため、横構そのものの固定間隔は変化しておらず、構造全体にはほとんど影響を及ぼしていないことが挙げられる。すなわち、これら 2 ケースの構造物に対する損傷度はほぼ等しいと考えられ、このことから、両者が同値に近くなることは妥当な結果と判断できる。ケース 4 ならびにケース 5 については、片端もしくは両端の高力ボルトを完全に弛緩しているた

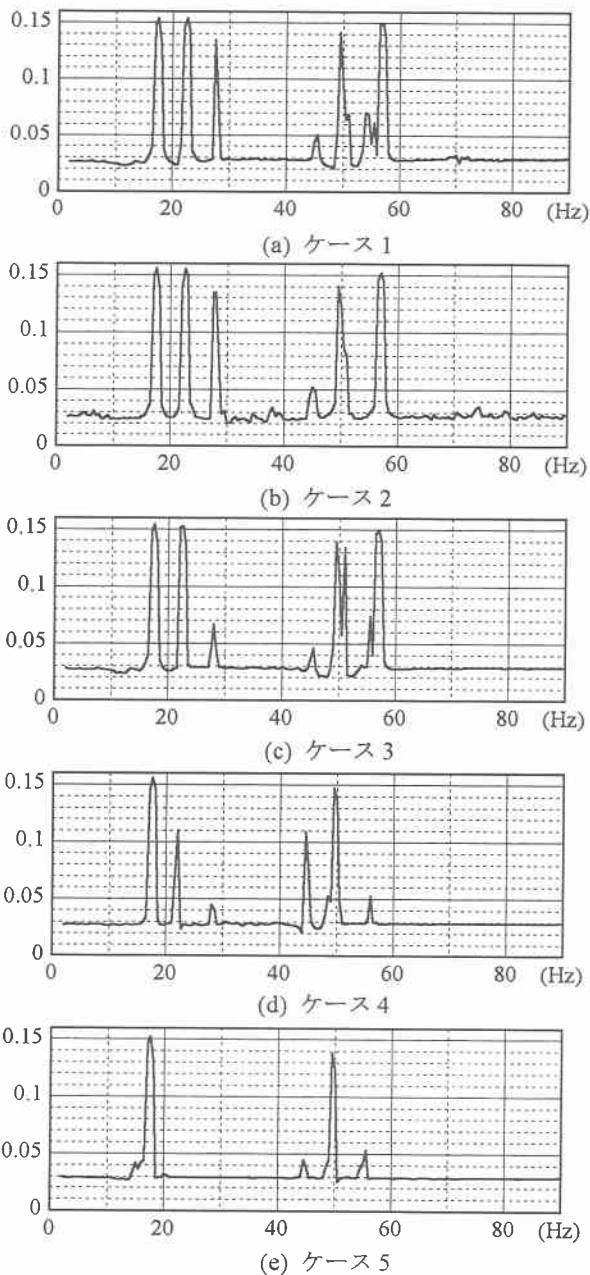


図-4 測点2 分散値スペクトル

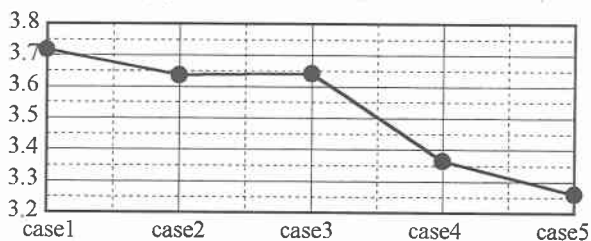


図-5 測点2 スペクトル強度

め、構造的に変化を及ぼし、スペクトル強度が急激に低下する傾向を有することが確認できる。

以上の結果から、損傷の程度に応じて振動数が変化する振動モードが存在することから、これらを利用して分散値スペクトルを比較することで損傷の局所的な位置同定等が行えるものと推定される。また、スペクトル強度の値を検討することで構造物の損傷度をある程度判定することも可能であると思われる。

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 程度までの高次にわたる振動数帯域全体の範囲から局所的な損傷を同定することを目的として、減衰自由振動実験を行なって自己相関関数を計算し、その分散値を求めることにより、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、適用性等について検討を試みたものである。

解析結果からは、分散値スペクトルを用いることによって、比較的小さい損傷を加えた場合でも、構造物の振動性状の変化をある程度容易に捉えることが可能であり、損傷の局所的な位置同定が行える十分な可能性を有することが判明した。また、分散値スペクトルのスペクトル強度については、損傷が増大するにしたがいスペクトル強度が低下する傾向を有することが確認され、構造物の損傷度をマクロ的に判断することも、簡便に行えるものと思われる。

最後に、問題点として分散値スペクトルそのものの特性を、より詳細に検討する必要があるであろう。すなわち、構造物の減衰、データに含まれる振動成分の振幅等の影響によって、分散値スペクトルがどのように変化するかを十分に把握することが、今後の課題である。

【参考文献】

- 1) 西川和廣：道路橋の寿命と維持管理，土木学会論文集，No.501/I-29，pp.1-10，1994.
- 2) 土木学会 構造工学委員会 橋梁振動モニタリング研究小委員会：橋梁振動モニタリングのガイドライン，土木学会，2000.
- 3) 山崎智之，三上修一，大島俊之，本間美樹治，斉藤隆行：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.
- 4) 宗像康一，三好敏晴，濱本卓司：2 軸偏心を有する多層建築物の鉛直・水平 2 段階損傷検出～その 2 振動台実験による損傷検出法の検証～，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.403-404，1998.
- 5) 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.
- 6) 長峰正紀，内田浩：はり構造物におけるクラックの位置と深さの同定，北海道大学工学部研究報告，第 179 号，1997.
- 7) 小幡卓司，深井隆史，水草浩一，林川俊郎，佐藤浩一：振動ノイズの分析に基づいた橋梁構造物の損傷推定について，土木学会北海道支部論文報告集，第 54 号(A)，pp.280-283，1998.
- 8) 小幡卓司，林川俊郎，佐藤浩一，水草浩一：振動モニタリングデータに基づいた鋼橋の損傷同定に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol.46A，pp.531-538，2000.
- 9) 小幡卓司，水草浩一，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.190-195，1999.
- 10) The Math Works Inc.: MATLAB Signal Processing Toolbox User's Guide，サイバネットシステム株式会社，1999.
- 11) 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門，鹿島出版会，1994.
- 12) 橋梁振動研究会：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，1993.
- 13) 星谷勝：確率論手法による振動解析，鹿島出版会，1974.