多径間連続鋼トラス橋の 交通振動を用いた損傷検知手法

金 哲佑¹・北内 壮太郎²・杉浦 邦征³・川谷 充郎⁴・甲斐 正義⁵

¹正会員 京都大学大学院教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)
E-mail: kim.chulwoo.5u@kyoto-u.ac.jp

²学生員 京都大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)
E-mail: kitauchi.soutarou.43e@st.kyoto-u.ac.jp

³正会員 京都大学大学院教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)
E-mail: sugiura.kunitomo.4n@kyoto-u.ac.jp

⁴フェロー 神戸大学大学院教授 工学研究科市民工学専攻 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1-1)
E-mail: m-kawa@kobe-u.ac.jp

⁵NECシステムテクノロジー株式会社 (〒630-0101 奈良県生駒市高山町8916-47)
E-mail: kai-mxa@necst.nec.co.jp

本研究では、既存のゲルバー鋼トラス橋の一部材を破断させ、大型車両の繰り返し走行から得られる橋梁振動応答により実橋の時系列線形システムモデルのシステムパラメータを同定することで、橋梁ヘルスマニタリングを行う可能性について検討した。橋梁損傷検知のための指標として橋梁の固有振動数および減衰定数に加え、本研究では自己回帰モデルのモデル係数(AR係数)で構成される損傷検知指標(Damage Indicator: DI)も採用し、損傷前後の変化を調べた。DIは推定の際のばらつきが小さく、損傷導入位置付近で損傷前後の変化が相対的に大きくなる傾向が見られた。また、統計的分析の一手法であるMahalanobis-Taguchi System (MTS)をDIに適用した結果、橋梁の損傷検知の実現可能性を確認した。

Key Words : *damage indicator, fault detection, linear system model, Mahalanobis-Taguchi System (MTS), traffic-induced vibration, truss bridge*

1. はじめに

現在、我が国の橋梁ストックのうち、高度経済成長期に建設された橋梁は約50%を占めており¹⁾、近い将来、橋梁点検により多くの橋梁に対して補修・補強などの意思決定を行う必要が生じると予想される。また、橋梁ストックの大部分を中小スパン橋梁が占めていることから、中小スパン橋梁を対象とした異常検知手法の開発が喫緊の課題であると考えられる¹⁾。特に、2007年に発生した米国ミネアポリスの高速道路橋崩壊事故²⁾、木曽川大橋・本庄大橋での斜材破断事故³⁾および筒井大橋での斜材腐食損傷³⁾などは、いずれも中小スパンの鋼トラス橋における重大事故である。今後も同様な事故が鋼トラス橋で発生する可能性が益々高まると考えられる。したがって、鋼トラス橋を効率的に維持管理する上で、橋梁の状態について簡易かつ迅速な意思決定を行うことが出来る経済的な手法の開発は重要な研究課題である。

異常検知のための手法は様々提案されているが、その手法の一つとして振動ヘルスマニタリングが挙げられる。通常、構造物に損傷が生じると、構造物の固有振動数や減衰定数、モード形状といった振動特性の変化として現れることから、振動モニタリングによる橋梁の異常検知は有効であると報告されている⁴⁾⁻¹⁴⁾。ただし、振動ヘルスマニタリングの実用化に向けた課題としては、構造物に動的外力をどのように与えるかが挙げられる。例えば大型加振装置を用いて構造物の振動特性を把握することは可能であるが、交通規制を要することになり実用的でなく、また、一般的に費用が高い。一方、中小スパン橋梁では車両走行による振動が卓越することから、日常的な車両走行による交通振動に着目した異常検知が可能になれば、加振装置を用いる必要もなく実用的である。

交通振動に基づくヘルスマニタリングの場合に留意しなければならないのは、車両-橋梁の連成振動の非定常性である^{11), 15)-17)}。すなわち、移動車両の橋梁系への影響

である非定常性¹⁵⁾によって、橋梁系に関わるシステムパラメータにはばらつきが発生しやすくなる。したがって、システムパラメータのばらつきまでを考慮した統計的なアプローチを構築し、損傷検知および損傷位置の推定が可能な手法の確立が望まれる。

これまでに、著者ら^{14),18),19)}は室内での模型橋梁を用いた実験において、交通振動を用いた振動モニタリングによる異常検知手法の開発を行っている。具体的には、まず、健全状態での模型橋梁上に模型車両を繰り返し走行させ、交通振動から得られる種々のシステムパラメータ(振動数、減衰定数、モード形状、Damage Indicator (DI))を統計的に処理することで、健全時の観測情報が持つ統計的特性(平均、標準偏差、Mahalanobis Distance (MD)など)を求めた。その後、模型橋梁に段階的に損傷を与え、健全時と同様に、各損傷段階でシステムパラメータが持つ統計的特性を調べ、健全時と損傷時の統計的特性の比較による異常検知手法の提案を行った。この結果、模型橋梁においては、提案した手法で異常検知が可能であることを確認している。しかしながら、実用化に際しては実橋梁に検知の対象となる損傷を与え、損傷によるシステムパラメータの変化を確認する必要がある。そこで、本研究では供用40年が経過し、現在は使用されていないゲルバー鋼トラス橋において部材の一部を破断させ、部材破断前後で車両走行による振動計測を行い、損傷検知および損傷位置の推定について検討を行う。

また、鋼トラス橋の振動ヘルスモニタリングについての既往の関連研究として、吉岡ら²⁰⁾は鋼トラス橋に対する損傷実験において、車両通過後の自由振動から算定される減衰比に着目した構造健全度評価の実現可能性について検討を行っており、結論として、高次モードの減衰比に着目すれば損傷検知ができるとの結論を得ている。しかし、多点同期計測データを用い、理論モード解析および実験モード解析双方による精緻な全体振動モード解析を前提とした手法であるため、よりシンプルな手法を開発する必要があると言える。なお、吉岡らは損傷位置推定についての検討は行っていない。

こうした背景を踏まえ、本研究ではまず、線形システムモデル^{20),29)}の一つである自己回帰モデル(AR: Auto Regressive Model)により振動特性の推定を行い、振動特性に着目した損傷検知および損傷位置の推定の可能性を検討する。その上でさらに、パターン分析手法の一つであるMahalanobis-Taguchi System (MTS)³⁰⁾を適用し、長期モニタリングのような、車両の繰り返し走行から得られる計測データの統計的な処理による橋梁の異常検知の可能性についても検討する。

なお、ARモデルにより推定される振動数、減衰定数およびモード形状の変化に着目した従来の異常検知手法においては、最適モデルの決定と3つのモードパラメー

タによる意思決定の難しさおよび推定すべき振動特性の安定的抽出の煩雑さが指摘されている²⁰⁾。そこで本研究ではこうした従来の着目指標を用いる手法の課題を解決すべく、AR係数で構成される損傷指標DI (Damage Indicator)^{14),31)}を用い、DIに対してもMTSを適用し、損傷検知および損傷位置の推定の可能性について検討を行う。すなわち、DIを用いることで、先に述べた簡易な異常検知手法の開発を目的とする。なお、DIおよびMDに関する詳しい説明は第2章および第3章で行う。

2. 線形システムモデル

車両一橋梁連成振動系の橋梁系は、移動車両による非定常性の影響を受けるため非定常系となるが、車両による非定常性は橋梁の定常振動周りの変動¹⁵⁾として考慮できる。本研究では車両一橋梁連成系の橋梁系の振動をARモデルで定式化し、同定するARモデルのばらつきも考慮し、異常検知に挑む。

線形動的システムの出力の時系列 $y(k)$ が、 p 次ARモデル^{27),28)}にしたがって発生すると仮定すると式(1)のように定式化できる。

$$y(k) = \sum_{i=1}^p a_i y(k-i) + e(k) \quad (1)$$

ここで、 $y(k)$ はシステムの出力を、 a_i はAR係数を、 $e(k)$ は誤差項を示す。

システムの出力の観測データの自己相関関数は式(2)で定義できる。

$$\begin{aligned} R_{k-s} &= E[y(i-s)y(i-k)] \\ R_k &= R_{-k} \end{aligned} \quad (2)$$

ここで、 $E[\cdot]$ は数学的平均値を示す。式(2)を用いると、次式に示すYule-Walker方程式^{18),26),32)}が得られる。

$$\mathbf{R}\mathbf{a} = -\mathbf{r} \quad (3)$$

式(3)の $\mathbf{R}$ 、 $\mathbf{a}$ および $\mathbf{r}$ はそれぞれ式(4-1)、(4-2)および(4-3)で表される。

$$\mathbf{R} = \begin{bmatrix} R_0 & R_1 & \cdots & R_{p-1} \\ R_1 & R_0 & \cdots & R_{p-2} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ R_{p-1} & R_{p-2} & \cdots & R_0 \end{bmatrix} \quad (4-1)$$

$$\mathbf{a} = [a_1 \quad a_2 \quad \cdots \quad a_p] \quad (4-2)$$

$$\mathbf{r} = [R_1 \quad R_2 \quad \cdots \quad R_p] \quad (4-3)$$

式(3)にLevinson-Durbinアルゴリズム³³⁾を適用しAR係数の推定を行う。なお、式(1)を z 変換して得られる式(5)に示すように、AR係数はシステムの極と関係がある点に留意する必要がある。

$$Y(z) = H(z)E(z) = \frac{1}{1 + \sum_{i=1}^p a_i z^{-i}} E(z) \quad (5)$$

ここで、 $Y(z)$ および $E(z)$ はそれぞれ $y(k)$ および $e(k)$ を z 変

換したものであり、 $H(z)$ はシステムの伝達関数を、 z^i は時間遅れ演算子を示す。伝達関数の分母は、式(6)に示すようにシステムの特性方程式となる。

$$z^p + a_1 z^{p-1} + a_2 z^{p-2} + \cdots + a_{p-1} z^1 + a_p = 0 \quad (6)$$

式(6)に示す特性方程式の根 z_k は、以下の式に示すように動的システムの振動数および減衰定数と関係がある。

$$z_k = \exp\left(-h_k \omega_k \pm j \omega_k \sqrt{1-h_k^2}\right) \quad (7)$$

ここで、 ω_k および h_k はそれぞれ k 次の固有円振動数および減衰定数を示し、 j は虚数単位を表す。また、多項式理論よりシステムの極と AR 係数との関係は；

$$\sum_{i=1}^p z_i = -a_1; \sum_{i=1}^p \sum_{j=1}^p z_i z_j = -a_2; \cdots \quad (8)$$

となり、AR 係数とシステムの振動特性は直接関わっていることが明らかである。構造物に損傷が生じると振動特性は変化するため、したがって AR 係数も変化する¹⁹⁾。なお、本研究では最適次数である p 次 AR モデルの AR 係数の内、式(9)に示すように 3 次までの AR 係数から得られる $DI^{14)31)}$ を損傷検知指標として用いる。なお何次までの AR 係数を分母に用いて正規化を行うかについては、感度解析等の様々な検討が必要であるが、本研究では既往の研究結果¹⁴⁾¹⁹⁾³¹⁾に従い、3 次までの AR 係数を考慮する式(9)の形式を採用するに至った。

$$DI = |a_1| / \sqrt{a_1^2 + a_2^2 + a_3^2} \quad (9)$$

以上より、車両-橋梁連成システムの振動数、減衰定数および損傷指標 DI を推定し、異常検知を行う。

3. Mahalanobis-Taguchi System (MTS)

本研究では、得られた橋梁の振動特性および DI より、橋梁が正常あるいは異常であるかの意思決定を行うため、MTS を適用する。MTS はパターン分析手法の一つであり、既知のデータと未知のデータの Mahalanobis Distance (MD) と呼ばれる統計学的距離を求めることで定量的にデータの類似性を明らかにする手法である³⁰⁾。

MD の概念を Fig.1 に示す¹⁹⁾。一般に広く用いられているユークリッド距離と異なり、MD は統計的性質の近さを表す距離である。例えば、Fig.1 に例示する青線で描かれた楕円内にある青丸で構成されるデータ群は統計的に同じ性質を持つと仮定する。ここで、図中に例示する赤バツで構成されるデータ群と緑三角で構成されるデータ群に対して、ユークリッド距離として MD1 および MD2 は同程度であるが、青丸データ群と統計的に同じか同じでないかの統計的性質は異なる。

本研究ではまず、健全時における橋梁(健全であるとみなす橋梁)の振動特性を表す諸数値および DI の MD(既知のデータの MD)と、新たな計測データより推定する橋梁の振動特性を表す諸数値および DI の MD(未知のデ

Fig.1 Concept of Mahalanobis Distance (MD).

ータの MD)を求める。その後、既知のデータを用いて設定した閾値を超える未知のデータの MD の個数およびその量を調べ、未知のデータが橋梁の健全状態と損傷状態のどちらを表すものなのかを判定する。以下に MTS 適用の手順を示す。

既知のデータを式(10)のように表す。

$$\mathbf{X} = \begin{bmatrix} x_{11} & \cdots & x_{1i} & \cdots & x_{1k} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ x_{p1} & \cdots & x_{pi} & \cdots & x_{pk} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ x_{n1} & \cdots & x_{ni} & \cdots & x_{nk} \end{bmatrix} \quad (10)$$

式(10)において、列数は項目数(特徴量、 k 個)を示し、行数は観測数(n 個)を示している。それぞれの項目(特徴量)ごとに平均および標準偏差を求め、以下に示すようにデータを標準化する。

$$X_{pi} = (x_{pi} - \bar{x}_i) / \sigma_i \quad (11)$$

ここで $\bar{x}_i$ と σ_i は式(12)に定義される i 番目の項目の既知のデータにおける平均値および標準偏差である。

$$\bar{x}_i = \frac{1}{n} \sum_{p=1}^n x_{pi} \quad (12)$$

$$\sigma_i = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{p=1}^n (x_{pi} - \bar{x}_i)^2}$$

標準化後のデータを用いて各項目間の相関係数を算出し、式(13)に示す相関係数行列を求める。

$$\mathbf{R}_{MD} = \begin{bmatrix} 1 & r_{12} & \cdots & r_{1k} \\ r_{21} & 1 & \cdots & r_{2k} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ r_{k1} & r_{k2} & \cdots & 1 \end{bmatrix} \quad (13)$$

ここで、相関係数行列 $\mathbf{R}_{MD}$ の各要素の相関係数 r_{ij} は式(14)より算出される。

$$r_{ij} = \frac{\sum_{p=1}^n X_{pi} X_{pj}}{\sqrt{\left(\sum_{p=1}^n X_{pi}^2\right) \left(\sum_{p=1}^n X_{pj}^2\right)}} \quad (14)$$

相関係数行列 $\mathbf{R}_{MD}$ の逆行列を式(15)に示すように定義し

$$\mathbf{A} = \mathbf{R}_{MD}^{-1} \quad (15)$$

以下の式(16)より、既知のデータの MD を求める。

$$MD_p = \frac{1}{k} [X_{p1} \quad \cdots \quad X_{pk}] \cdot \mathbf{A} \cdot \begin{bmatrix} X_{p1} \\ \vdots \\ X_{pk} \end{bmatrix} \quad (16)$$

次に、未知のデータを式(17)のように示す。

$$\mathbf{y} = \begin{bmatrix} y_{11} & \cdots & y_{li} & \cdots & y_{lk} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ y_{q1} & \cdots & y_{qi} & \cdots & y_{qk} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ y_{m1} & \cdots & y_{mi} & \cdots & y_{mk} \end{bmatrix} \quad (17)$$

ここで、 m は観測数を表す。式(12)に示す既知のデータの平均値および標準偏差を用いて式(18)に示すように未知のデータについても、既知のデータの平均値および標準偏差を用いて標準化を行う。

$$Y_{qi} = (y_{qi} - \bar{x}_i) / \sigma_i \quad (18)$$

未知のデータの MD は、式(15)に示す既知のデータより求めた相関関数行列の逆行列 $\mathbf{A}$ および式(18)に示す標準化後の未知のデータを用いて式(19)のように定義される。

$$\overline{MD}_q = \frac{1}{k} [Y_{q1} \quad \cdots \quad Y_{qk}] \cdot \mathbf{A} \cdot \begin{bmatrix} Y_{q1} \\ \vdots \\ Y_{qk} \end{bmatrix} \quad (19)$$

なお、MTS を適用する際の条件として、

1. (既知のデータの項目数) = (未知のデータの項目数)
2. 観測数 > 項目数
3. 既知のデータの標準偏差 σ_i が 0 でない。

が挙げられるため、満足するように設定する。なお、既知のデータおよび未知のデータとも正規分布に従うものとする。これらの条件を満たせば MTS は適用できる。

次に閾値の設定方法について述べる。一般に MTS の適用に際して、統計的性質が異なると判断する MD の閾値には 3~5 が用いられる³⁰⁾。これは、既知のデータの MD の平均値が 1 になることが数学的に証明されており、それに安全率を考慮し 3~5 としているためである。しかしながら橋梁の種類、設置状況などは様々であり一律に閾値を設定するのは好ましくない。したがって、橋梁ごとに閾値を変えて設定する必要があるが、それぞれの橋梁で閾値に関する意思決定を行うことは、簡易な異常検知手法の開発という本研究の目標にはそぐわない。そこで本研究では、自動的に閾値設定を行うことを目的とし、データ安定性を確認する手法である交差確認法³⁰⁾を用いて閾値の設定を行う。

本研究で用いる交差確認法による閾値の設定方法を以下にまとめる。まず、式(10)に示す既知のデータ(n 個)から($n-1$)個のデータを選び、残り 1 個のデータを未知のデータと仮定する。これら($n-1$)個の既知のデータと 1 個の未知と仮定したデータに MTS を適用させ、未知と仮定

したデータに対する MD を求める。次に、別の既知のデータを未知のデータと仮定し MTS を適用させ、未知と仮定したデータに対する MD を求める。このような処理を n 回繰り返し行い n 個の MD を得る。本研究では、 n 個の MD の内、最大値と最小値を除いた($n-2$)個の平均値であるトリム平均を求め、これを閾値とする。本研究での異常判断基準としては、上記の閾値を用いた上で、以下に挙げる 2 項目について確認する。

- 1) 閾値を超える観測数の割合
- 2) 閾値を超えている MD の値の平均値

上記項目の両方が交差確認法の結果より大きければ損傷、1 項目でも下回れば健全であると判断する。

なお、健全時のデータの中にも損傷と判定されるデータが存在し、こうしたデータは MTS による損傷検知の精度を下げる原因になるため、本研究では、健全であるとみなすデータから閾値を超えるデータを削除し、異常診断の基準となるデータを設定する。

4. 実験概要

(1) 対象橋梁

実橋梁において車両走行時の振動計測を行う。本研究の対象橋梁を Fig.2 に示す。対象径間は 9 径間連続ゲルバー鋼トラス橋の A1 橋台から第 6 径間であり、支間長は 65.52m である。部材破断前後の振動計測結果から損傷を検知できるかどうかを調査することが本研究の目的であり、破断前の橋梁の状態を Intact(健全)とみなす。

橋梁に与える損傷は、Fig.2 および Fig.3 の赤色で示した車両進入側から 4 本目の斜材を破断させることで模擬する。老朽化した部材が破断した木曽川大橋や本庄大橋

Fig.2 Elevation view of the bridge.

Fig.3 Observation span and sensor deployment map.

での事例を考慮し、破断シナリオとしては部材軸方向と垂直方向に完全に破断するケースを想定する。部材の切断時には、安全性を十分に考慮するために、Fig.4a)に示すように、ゲビン鋼棒、センターホールジャッキ、鋼棒を受ける鋼製ブラケットを設置し、切断前にセンターホールジャッキにて、死荷重時の設計引張軸力(658kN)相当の圧縮力を作用させ、部材に作用する荷重を鋼棒に持たせた後、ガスバーナーによって溶断し、切断後徐々にジャッキの力を緩めることで、斜材に作用していた力をゆっくりと開放する。さらにこのとき、過大な変位が生じてもある変位で変形が止まるように、あらかじめ変位制限部材を設置し、十分に安全に配慮して部材切断を進める。今回の実験では別途、部材破断時の衝撃力を測定する計画も考えられたが、安全面を考慮した結果行わないこととする。破断前後の破断部材の様子を Fig.4b)および Fig.4c)に示す。

振動計測でのサンプリング周波数は 200Hz とし、橋梁での計測点は損傷位置付近で密になるように設置し、14 測点とする (Fig. 3 参照)。なお 14 個全ての有線加速度計 (東京測器 ARS-1, ARH-A : 共和電業 AS-GB)は Fig.5 に示すように地覆上に設置し、データロガー (東京測器 DC204, DC104)を用いて橋軸鉛直方向の振動計測を行う。

(2) 走行車両、車両走行シナリオ

本実験で用いる走行車両を Fig.5 に示す。走行車両は荷台に H 鋼を積み、総重量が 25tf になるように調整されている。車両の動揺の計測点については前軸・後軸のバネ上およびバネ下の計 4 箇所に着目し、前軸バネ上として運転席に、後軸バネ上として荷台下の後軸サスペンション上部に、さらに前後軸それぞれのバネ下に加速度センサ (東京測器 ARH-A)を取り付ける。車両速度が異常検知に与える影響を考慮し、10km/h, 20km/h および 40km/h に変化させ振動計測を行う。なお部材切断作業を行うための作業スペースが設けられているため (Fig.4 参照)、車両の走行位置は切断斜材とは反対側の車線とする。車両と橋梁の計測機器は独立しているが、同時刻にパルス電圧を入力することで時刻の同期を行う。具体的には、毎回の走行後に同期用ケーブルと同期スイッチを用いて同期させる。光電センサ (Keyence: PZ-G52)を入口・中央・出口に設置することで、車両通過時刻から車両の走行位置の推定を行う。

車両走行シナリオと各シナリオにおける健全時および損傷時の計測回数を Table 1 に、各軸重計測結果を Table 2 に示す。ここで、SCN1 は健全時の観測数が 4 と少ないため、MTS による判定精度が悪くなると予想できる。そこで、全ての速度におけるデータを扱い観測数を増やして MTS を適用するシナリオとして、SCN4 を設定する。

Fig.4 Photos of the cut member: a) instruments to cut the member; b) before releasing the compressive force; and c) after releasing the compressive force.

Fig.5 Cross sectional view and vehicle loading.

Table 1 Scenario of moving vehicle test.

Scenarios	Speed	The number of observations	
		Intact	Damage
SCN1	10km/h	4	3
SCN2	20km/h	7	6
SCN3	40km/h	7	6
SCN4	Combination of SCN1, SCN2 and SCN3	18	15

Table 2 Axle weight of test vehicle. Unit[kN]

Axle	First day				Second day			
	Front	Rear1	Rear2		Front	Rear1	Rear2	
Left	35.8	47.8	41.7		37.0	47.7	41.9	
Right	34.1	48.1	45.7	Total	36.2	49.7	45.9	Total
Total	69.9	95.9	87.4	253	73.2	97.4	87.8	258

5. 振動特性に着目した異常診断

(1) 振動特性推定

対象橋梁の振動特性の推定には、多次元 AR モデル¹⁸⁾²⁹⁾により推定される振動数の Stabilization Diagram と、Frequency Domain Decomposition (FDD)³³⁾により求まる特異値スペクトルを用いる。Fig.6a)および Fig.6b)はそれぞれ、健全時および損傷時の SCN3 における Stabilization Diagram と振動数の特異値スペクトルである。左側縦軸は多次元 AR モデルのモデル次数、右側縦軸は特異値スペクトル値、横軸は振動数を表す。損傷前後とも 14.5Hz 近傍の振動数が卓越しているが、Fig.7 に示す測点 5 の wavelet 変換からわかるように、周期的に複数回卓越振動数が表れていることから、スパンごとのジョイント部を車両が通過する際の衝撃によるものであると考えられる。Fig.6 および Fig.7 から、Stabilization Diagram および wavelet 変換のみでは損傷検知が容易ではないことがわかる。なお AIC (Akaike Information Criteria ; 式(21))²⁸⁾に基づく多次元 AR モデルの最適モデル次数は 60 より大きくなるが、最適モデル次数まで考慮することで推定される振動数の中には、構造物の振動特性と直接関わりのない解が多く含まれるため、高次のモデル次数については考慮しないこととする。

本研究においては、健全時の Stabilization Diagram より

Fig.6 Stabilization Diagram and singular value spectrum under SCN3: a) Intact; and b) Damage.

安定的に推定される複数の振動数とそれに対応するモード形状を検討し、最も安定的に推定されている 1.96Hz および 7.64Hz の二つの卓越振動モードに着目する。関連振動モードを Fig.8 に示す。青線は測点 1~11 側のモード形状を、赤線は測点 12~14 側のモード形状を表す。各車両走行シナリオにおける 1.96Hz 近傍振動数および対応する減衰定数の損傷前後の変化を付録 A に示す。

(2) Coordinate Modal Assurance Criterion (COMAC)

本節では損傷前後のモード形状の変化について、Coordinate Modal Assurance Criterion (COMAC)³⁴⁾を用いて検

Fig.7 Wavelet transform of acceleration response observed at point 5 under SCN3: a) Intact; and b) Damage.

Fig.8 Average mode shapes of two dominant mode shapes and corresponding frequency and damping constant: a) Intact; and b) Damage.

討する. COMAC はモード形状の相関を観測点毎に算出する指標であり, 式(20)より算出される. COMAC は 0 から 1 の値を持ち, 1 に近いほど相関が強いことを表す.

$$\text{COMAC}(r) = \frac{\left(\sum_i^N \{ \boldsymbol{\varphi}_i^{\text{In}}(r) \}^T \{ \boldsymbol{\varphi}_i^{\text{Dm}}(r) \} \right)^2}{\left(\sum_i^N \| \boldsymbol{\varphi}_i^{\text{In}}(r) \|^2 \right) \left(\sum_i^N \| \boldsymbol{\varphi}_i^{\text{Dm}}(r) \|^2 \right)} \quad (20)$$

ここで, r は観測点, $\boldsymbol{\varphi}_i^{\text{In}}$ は健全時における i 次モード形状, $\boldsymbol{\varphi}_i^{\text{Dm}}$ は損傷時における i 次モード形状, N は考慮するモード形状の個数をそれぞれ表す. 本研究では 1 次モードとして 1.96Hz 近傍の振動数に対応するモード形状を, 2 次モードとして 7.64Hz 近傍の振動数に対応するモード形状を用いるため, $N=2$ とする. 車両走行シナリオ SCN4 に対して, 健全時の平均モード形状を求め, 損傷時の 15 個のモード形状との COMAC 値を計算する.

Fig.9a) に全計測点での COMAC 値を, Fig.9b) に格点部でのみの計測点での COMAC 値を示す. なお Fig.9 に示すのは 15 個の COMAC 値の平均である. Fig.9a) より, 損傷位置付近の計測点である計測点 5 から 6 に加え, 損傷位置の反対車線に相当する計測点 14 における COMAC の値が相対的に小さいことがわかる. 一方 Fig.9b) より, 格点部で計測されるデータのみを用いて算出した COMAC 値においても, 計測点 6 および計測点 14 において値が相対的に小さくなっている. 以上より, 格点部での振動計測による実鋼トラス橋の損傷位置の推定が可能であると考えられる. 計測点 10 の COMAC 値が小さくなっている原因としては, 7.64Hz 対応の損傷前後のモード形状が, 全データ(健全時 18 回, 損傷時 15 回)を見ると計測点 10 の付近でばらついていることが考えられるが, 詳細については引き続き検討する必要がある.

ただしモード形状の推定においては, 安定的に推定されているいくつかの振動数帯を主観的に見つけ, さらにその振動数に対応するモード形状を選ぶ必要がある. また, 健全時の着目モードが損傷後のどのモードに対応するのかの判断は容易ではなく, 主観的な判断を必要とすることから合理性に欠ける. なお参考として, 損傷前後のモード形状の変化について, Modal Assurance Criterion (MAC) 値について検討を行った結果を付録 B に示す.

(3) MTS による異常検知

振動数および減衰定数に対し, MTS を適用し異常検知を行う.

本研究では MTS の適用条件である「観測数(計測回数) n > 項目数(計測点数) k 」を満たすことに配慮した上で, まず複数の計測点を一括して 1 つのグループを形成し, 損傷検知が可能であるかを調査する. 具体的には, Fig.10 に示す 2 つの計測点の組合せパターンについて MTS の適用を試みる. 続いて, 隣り合う 2 測点を 1 つのグループとし($k=2$), 複数の計測点グループを用いるこ

とで, 損傷位置推定の可能性についても検討を行う. すなわち, 観測点 1 と観測点 2 の推定パラメータを項目として MTS を適用し, 次に測点 2 と測点 3 の推定パラメータを項目とし MTS を適用する. この適用方法を測点 11 まで行い, 損傷部材とは逆側の測点については測点 12 と測点 13, 測点 13 と測点 14 を項目とし MTS を適用する. Table 3 に MTS の適用における損傷位置推定のための計測点グループをまとめる(Pattern III と称する). 本研究では Table 3 に示す A から L までの 12 個のグループそれぞれで交差確認法を適用するため, それぞれのグループで設定される閾値にはばらつきが生じることになる

Fig.9 Mean COMAC of the observation span: a) all observation points; and b) observation points at panel points.

Fig.10 Grouping pattern: a) Pattern I ($k=7$); and b) Pattern II ($k=4$).

Table 3 Combination of evaluation item in MTS: Pattern III ($k=2$).

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	13
Sensors	&	&	&	&	&	&	&	&	&	&	&	&
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	13	14

が、グループごとのデータの性質は異なるのが一般的であるため、このばらつきを統一する必要はないと考える。Pattern I および Pattern II における、振動数および減衰定数に MTS を適用した結果をそれぞれ Fig.11 および Fig.12 に示す。緑線は交差確認法における MD のトリム平均から求まる閾値であり、各プロットの個数は観測数を表す。なお Pattern I は項目数が 7 となるため、Fig.11 および Fig.12 に示す結果はいずれも観測数の多い SCN4 に対する適用結果である。Pattern I における MTS の適用において、着目振動数 1.96Hz と、着目振動数 7.64Hz の対応減衰定数では、損傷時の MD が閾値を超える割合および

平均値が交差確認法における割合および平均値より小さいことから、損傷検知が難しいことがわかる。しかし、Pattern I における着目振動数 7.64Hz と 1.96Hz の対応減衰定数および Pattern II における全ての振動特性については、閾値を超える MD の割合と平均値が交差確認法によるそれらの値より大きくなり、損傷検知が可能である。以上の結果から、着目振動特性による検知可否にばらつきが見られるものの、振動数および減衰定数に MTS を適用することで損傷検知は可能であると判断できる。また、Pattern I と Pattern II の観測数が等しい(共に健全時の観測数 18, 損傷時の観測数 15)ことと、Pattern I ($k=7$)よりも項

Fig.11 MTS under grouping Pattern I: a) frequency around 1.96Hz; b) frequency around 7.64Hz; c) damping constant corresponding to frequency 1.96Hz; and d) damping constant corresponding to frequency 7.64Hz.

Fig.12 MTS under grouping Pattern II: a) frequency around 1.96Hz; b) frequency around 7.64Hz; c) damping constant corresponding to frequency 1.96Hz; and d) damping constant corresponding to frequency 7.64Hz.

目数が少ない Pattern II ($k=4$)の方が損傷検知を精度高く行っていることを総合すると、項目数 k に対する観測数 n の比率 n/k が大きい方が、損傷検知精度が高くなる可能性を見出せる。ただし、Pattern I と Pattern II は、項目数およびセンサ配置が異なるため、MTS を損傷検知に適用する上での適切な項目数およびセンサ配置については引き続き検討を続ける必要がある。

続いて、Table 3 に示す隣り合う 2 測点を 1 つのグループ (Pattern III) として MTS を適用し、閾値を超える MD の割合と平均値を Fig.13~Fig.16 に示す。SCN1 について、振動数および減衰定数に対する結果では、観測数が少ないために交差確認法の精度が悪く、3 章の判定基準を適用するのは困難と考えられる。SCN2 についても振動数

および減衰定数のいずれにおいても、損傷位置付近の計測点グループ D において、健全であると判定されるため、損傷検知に有効ではない。一方、Fig.15 に示すように SCN3 の着目振動数 1.96Hz の対応減衰定数については、損傷位置付近の計測点グループで異常と判定されるのに対し、その他 3 つの振動特性値については損傷位置と離れた計測点グループで損傷と判定され、損傷位置の推定は難しいことがわかる。なお、観測数が多い SCN4 においては、ほとんどの計測点グループで損傷であると判定され、損傷検知が可能であると結論付けられる。しかし、MD が卓越する計測点グループが必ずしも損傷位置付近の計測点を含む計測点グループ D および E ではないため、損傷位置の推定には課題が残る。

Fig.13 Percentage and mean value of MDs of the frequency around 1.96Hz exceeding the threshold under grouping Pattern III: a) SCN1; b) SCN2; c) SCN3; and d) SCN4.

Fig.14 Percentage and mean value of MDs of the frequency around 7.64Hz exceeding the threshold under grouping Pattern III: a) SCN1; b) SCN2; c) SCN3; and d) SCN4.

Fig.15 Percentage and mean value of MDs of the damping constant corresponding to the frequency around 1.96Hz exceeding the threshold under grouping Pattern III: a) SCN1; b) SCN2; c) SCN3; and d) SCN4.

Fig.16 Percentage and mean value of MDs of the damping constant corresponding to the frequency around 7.64Hz exceeding the threshold under grouping Pattern III: a) SCN1; b) SCN2; c) SCN3; and d) SCN4.

6. 線形システムパラメータに着目した異常診断

(1) AR係数を用いた異常検知指標

5章にも述べたように, ARモデルによる振動特性の推定においてはAR次数を推定結果より経験的に決定しているため, 最良線形予測子ではなく, また, 橋梁の振動特性と無関係な解も数多く推定されるため, モニタリング対象とする振動特性の抽出が困難となる場合がある. 抽出が可能であったとしても, 振動数, 減衰定数, モード形状の3つのパラメータより橋梁の状態についての意思決定を行う場合, どのパラメータに着目するか, また, 3つのパラメータが異なる判定結果を導く場合など, 意思決定における煩雑さもある. そこで, 線形システムパラメータであるAR係数の利用に着目し, 損傷指標DI(式(9)参照)を用いて検討を行う.

本研究では, 最適AR次数の決定方法としてAICを用

Fig.17 Estimated DI w.r.t. observation points.

いる. AICは次式で表される.

$$AIC = N \ln(2\pi\hat{\sigma}_M^2) + N + 2(M+1) \quad (21)$$

ここで, N はデータ数, $\hat{\sigma}_M^2$ は M 次線形予測の予測誤差の2乗平均, M はAR次数である. 次数を大きくすると予測誤差は小さくなるが, 次数が大きくなることで正確なモデルを構築するわけではなく, 観測値に含まれる誤差までもモデル化することにつながる. そのため予測誤差のみでモデルを評価するのは妥当でない. そこで, 予測誤差とモデル次数の関数であるAICにおいて, AR次数を変化させ, AICが最も小さくなるときのAR次数を用いる. これにより, 先述した最良線形予測子でないという問題点を解決し, 推定結果を経験的に判断してAR次数を決定するのではなく, 情報理論に基づいてAR次数の決定を行うことができる.

式(9)に基づき, 各車両走行シナリオにおける健全時および損傷時のDIの結果をFig.17に示す. 黒丸は健全時のDI, 赤バツは損傷時のDI, 青棒は損傷前後のDIの変化率(式(A1)参照)を表す. 本実験では, 10km/h(SCN1)および20km/h(SCN2)に比べ相対的に高速である40km/h(SCN3)における推定結果の方が損傷による変化率が大きいことが分かる. また, 損傷部材近傍の測点5および6

の損傷前後の DI の変化率が大きいことより、損傷検知だけではなく損傷位置の推定も可能であると考えられる。

(2) MTS による異常検知

次に、DI に対して MTS を適用し、異常検知を行う。

5(3)同様まず Fig.10 に示す 2 つの計測点組合せパターンについて MTS を適用し、損傷検知の可否を検証する。

続いて Table 3 に示すように A~L の 12 の計測点グループを作り、損傷位置の推定の可否についても検証する。

Fig.10 に示す Pattern I および Pattern II に対する MTS の適用結果を Fig.18a) および Fig.18b) に示す。5(3)同様、Fig.18 は SCN4 に対する適用結果である。閾値を超える割合は Pattern I と Pattern II の双方で 100% であり、また、閾値を超える MD の平均値についても、振動数および減衰定数に対する MTS の適用結果と比べ、損傷時と交差確認法で大きな差が見られる。したがって、DI に対する MTS の適用は、振動数および減衰定数に対する MTS の適用よりも損傷検知精度が高いと判断できる。

続いて、Table 3 に示すように隣り合う 2 測点を 1 つの計測点グループとして MTS を適用し、閾値を超える MD の確率および平均値を Fig.19 に示す。

DI に対しても SCN1 においては観測数が少ないために交差確認法の精度が悪く、3 章の判定基準を適用するのは困難であると言える。SCN2, SCN3 および SCN4 については、多くの計測点グループで損傷時の MD が閾値を超える割合が 100% に近くになっており、損傷位置付近の計測点グループ C, D および E はほとんどが 100% である。閾値を超える MD の平均値についても多くの計測点グループで交差確認法による結果と比べ損傷時の方

Fig.18 MD of DI: a) Pattern I; and b) Pattern II.

が大きくなっており、特に計測点グループ C, D および E の値が相対的に大きくなっている。したがって、DI に対する MTS の適用は損傷そのものの検知だけでなく、損傷位置の推定にも役立つ可能性があることを確認できる。特に、SCN3 において、計測点グループ C, D および E のほとんどの MD が閾値を超え、その平均値が相対的に大きくなる傾向が見受けられる。

なお、本研究における実橋を用いた損傷実験では損傷位置付近のセンサ配置が密になるように設定しているが、実際には損傷位置は未知である。そこで、Fig.3 に示す観測点 3 および 5 のデータを用いず、格点部の観測点で得られるデータのみに対して MTS を適用し、損傷位置の推定を試みる。Table 4 に項目の組合せをまとめ(Pattern IV と称する)、Fig.20 に MTS を適用した結果を示す。

SCN1 では、観測数が 4 と少ないため交差確認法の精度が悪く、3 章の判定基準を適用して損傷を検知するこ

Fig.19 Percentage and mean value of MDs of DI exceeding the threshold under grouping Pattern III: a) SCN1; b) SCN2; c) SCN3; and d) SCN4.

Table 4 Combination of evaluation item in MTS: Pattern IV ($k=2$).

	A	BC	DE	F	G	H	I	J	K	L
	1	2	4	6	7	8	9	10	12	13
Sensors	&	&	&	&	&	&	&	&	&	&
	2	4	6	7	8	9	10	11	13	14

Fig.20 Percentage and mean value of MDs of DI exceeding the threshold under grouping Pattern IV: a) SCN1; b) SCN2; c) SCN3; and d) SCN4.

とは困難である。SCN2, SCN3 および SCN4 において、損傷時の MD が閾値を超える割合に関しては、Pattern III の適用結果より多少減るが、多くの計測点グループで 100% に近づいている。しかし、閾値を超える MD の平均値については Pattern III における適用結果と異なる傾向を示す。特に、SCN2 については損傷位置から離れた計測点グループ G および H の MD が卓越している。

一方、SCN3 については損傷位置付近である計測点グループ DE の MD が最も卓越しているが、双方の影響を受ける SCN4 については SCN2 の影響を受け、卓越する

MD が計測点グループ G および H となっている。SCN2 に対する MTS の適用よりも走行速度が速い SCN3 に対する適用の方が高精度で損傷位置推定を実現できる傾向は Fig.19 に示す Pattern III においても見られる。速い走行速度による加振力の増加が損傷位置推定の精度を高めたと推察しているが、走行速度と損傷位置推定精度の関連性については、今後橋梁交通振動シミュレーション等を行い、その関連性を明らかにするためのさらなる検討を行う必要がある。

7. 結論

本研究では、車両走行時の橋梁振動データから橋梁の振動特性を同定し、その特性に着目した異常検知手法および、車両 - 橋梁連成振動系線形システムパラメータに着目した異常検知手法のそれぞれについて実橋梁への適用可能性を検討した。以下にその結果をまとめる。

- (1) 交通振動データから推定されるモード形状を用い、COMAC の適用による損傷位置推定の可能性を確認した。このことから、安定的な振動モードの同定が出来れば、COMAC による損傷位置同定は有効であると言える。ただし、どの振動モードを選定するかには主観的な判断が必要である。
- (2) 振動数および減衰定数に対し MTS を適用した結果、損傷検知については高い可能性を確認したが、損傷位置については推定が困難である。
- (3) DI について、車両速度 10km/h および 20km/h に比べ相対的に高速である 40km/h において、損傷前後の変化率が最も大きい結果となった。
- (4) DI に対し MTS を適用した結果、損傷検知については振動特性に対する MTS の適用結果に比べ、損傷時の MD が閾値を超える割合および閾値を超える MD の平均値の双方が大きくなることを確認した。すなわち振動特性およびそれらに対する MTS の適用による異常検知に比べ、損傷指標 DI および DI に対する MTS の適用による異常検知がより客観的かつ高精度であることを確認できた。
- (5) DI による損傷位置の推定については、損傷部材付近に密にセンサを配置することで、振動特性に対する適用結果と比べて相対的に高精度で損傷位置を推定できることが確認できた。しかし、トラス格点部程度の疎な計測点のみを用いる場合、損傷位置の推定が困難であるとの結果が得られた。なお、いずれの場合においても、車両走行速度 20km/h に比べ相対的に高速である 40km/h のシナリオにおいて、MTS の適用による損傷位置の推定精度が高い結果となった。

今後は、異常検知のための最適センサ配置や最小計測点数についての検討を行う必要がある。また、損傷位置推定の精度向上も今後の課題である。

謝辞：本研究における実橋損傷実験は、対象橋梁の管理者である大阪府および土木学会関西支部平成 21 年度共同研究グループ「橋梁の維持管理へのモニタリング技術の適用に関する研究会」のご協力のもと実現された。実験及びデータ整理にご尽力頂いた元大学院生である伊勢本遼氏(株式会社 竹中工務店)に感謝を表す。また、研究の一部において、科学研究費補助金(基礎研究(B), 課題番号 24360178)を用いた。ここに記して謝意を示す。

付録 A

各車両走行シナリオにおける 1.96Hz 近傍振動数および対応する減衰定数の損傷前後の変化を **Fig.A1** および **Fig.A2** に示す。図中の黒丸は健全時の推定値を、赤バツは損傷時の推定値を、青色の棒グラフは、式(A1)で定義する損傷前後の推定パラメータの変化率を示している。

$$\text{変化率(Rate of change)} = \frac{|X_{\text{Intact}} - X_{\text{Damage}}|}{X_{\text{Intact}}} \quad (\text{A1})$$

Fig.A1 Estimated system frequency around 1.96Hz w.r.t. observation points.

ここに、 X は推定パラメータの平均値である。

振動数について、車両走行速度が 20km/h (SCN2)の場合、損傷による変化が最も大きい、その差は微小であり、この結果だけで損傷検知を行うことは困難であると考えられる。一般的に、損傷により振動数は減少するが、本実験では、損傷により振動数が増加する傾向にある。原因については特定できていない。一方、減衰定数については、振動数に比べ変化率は大きい、推定値そのもののばらつきが大きく推定結果の変化率だけで損傷検知を行うことは、振動数と同様困難である。なお、7.64Hz 近傍の振動数およびそれに対応する減衰定数のいずれについても推定結果のばらつきが大きく、損傷検知を行うことは困難であった。

付録 B

MAC 値はモード形状の相関のみを算出する指標であるため、損傷位置の推定を行うことはできない。MAC 値は式(B1)で定義される 0 から 1 の値を持ち、1 に近いほど相関が強いことを意味する。

Fig.A2 Estimated system damping constant corresponding to the frequency around 1.96Hz w.r.t. observation points.

Table B1 Average MAC in Cross Validation and average MAC between Intact and Damage.

Focusing mode \ Average MAC	Between Intact mode shapes in Cross-Validation	Between Intact and Damage mode shapes
1 st dominant mode (around 1.96Hz)	0.991	0.990
2 nd dominant mode (around 7.64Hz)	0.926	0.830

$$MAC(i) = \frac{\left\| \left\{ \boldsymbol{\varphi}_i^{In} \right\}^T \left\{ \boldsymbol{\varphi}_i^{Dm} \right\} \right\|^2}{\left\| \left\{ \boldsymbol{\varphi}_i^{In} \right\} \right\|^2 \left\| \left\{ \boldsymbol{\varphi}_i^{Dm} \right\} \right\|^2} \quad (B1)$$

Table 1 に示すように、健全時の走行回数は 18 回、損傷時の走行回数は 15 回である。そこで本研究ではまず健全時における 18 個の i 次モード形状に対して交差確認法を適用し、18 個の MAC 値の平均値を求める。次に、健全時における 18 個の i 次モード形状の平均モード形状を求め、この平均モード形状と損傷時における 15 個の i 次モード形状それぞれとの MAC 値を算出し、その平均値を求めた。結果を **Table B1** に示す。1 次および 2 次モードのいずれでも交差確認法における MAC 値より、健全時と損傷時の MAC 値が小さいことがわかる。特に 2 次モードについてはその傾向が顕著であり、MAC 値によっても損傷検知の可能性があることがわかる。

参考文献

- 国土交通省道路局：道路統計年報 2011，橋梁現況の推移，2011.
- 米国ミネアポリス橋梁崩壊事故に関する技術調査団：米国ミネアポリス橋梁崩壊事故に関する技術調査報告，2007.
- 国土交通省：鋼橋(上部構造)の損傷事例，www.mlit.go.jp/road/sisaku/yobohozen/yobo3_1_1.pdf
- Doebling, S. W., Farrar, C. R., Prime, M. B. and Shevitz, D. W.: Damage identification and health monitoring of structural and mechanical systems from changes in their vibration characteristics: A Literature Review, *Los Alamos National Laboratory report*, LA-13070-MS, 1996.
- Peeters, B. and De Roeck, G.: One-year monitoring of the Z24-Bridge: environmental effects versus damage events, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 30, No. 2, pp. 149-171, 2011.
- Deraemaeker, A., Reynnders, E., De Roeck, G. and Kullaa, J.: Vibration-based structural health monitoring using output-only measurements under changing environment, *Mechanical Systems and Signal Processing*, Vol. 22, No. 1, pp. 34-56, 2007.
- Zhang, Q. W.: Statistical damage identification for bridges using ambient vibration data, *Computers and Structures*, Vol. 85, No. 7-8, pp.476-485, 2007.
- Dilena, M. and Morassi, A.: Dynamic testing of damaged bridge, *Mechanical Systems and Signal Processing*, Vol. 25, pp. 1485-1507, 2011.
- 古川愛子，大塚久哲，梅林福太郎：構造物の損傷に伴う振動特性の変化に関する実験的考察，*地震工学論文集*，土木学会，Vol.28, No.19, pp.1-9, 2005.
- Wenzel, H. and Pichler, D.: *Ambient Vibration Monitoring*, John Wiley & Sons, p. 77, 2006.
- 金哲佑，川谷充郎：単一車両による橋梁振動データを用いた橋梁の健全度評価，*鋼構造論文集*，日本鋼構造協会，第 15 巻，第 58 号，pp.37-46, 2008.
- Gul, M. and Catbas, F. N.: Statistical pattern recognition for structural health monitoring using time series modeling: Theory and experimental verifications, *Mechanical System and Signal Processing*, Vol. 23, pp. 2192-2204, 2009.
- 服部洋，古田均，野村泰稔，中津功一朗，石橋健：AdaBoost による振動予測を用いた橋梁ヘルスマニタリングシステムの構築に関する実験的研究，*土木学会論文集 A2 (応用力学)*，Vol. 67, No. 2, pp. I_825-I_832, 2011.
- 金哲佑，伊勢本遼，川谷充郎，杉浦邦征：模型桁車両走行実験における異常診断の可能性の検討，*土木学会論文集 A2 (応用力学)*，Vol. 67, No. 2, pp. I_833-I_842, 2011.
- 川谷充郎，嶋田玲志：桁橋の自動車走行による不規則振動と衝撃係数，*土木学会論文集*，No. 398/I-10, pp. 303-309, 1988.
- Kim, C. W., Kawatani, M. and Kim, K. B.: Three-dimensional dynamic analysis for bridge-vehicle interaction with roadway roughness, *Computers and Structures*, Vol. 83, No. 19-20, pp. 1627-1645, 2005.
- Kim, C. W. and Kawatani, M.: Pseudo-static approach for damage identification of bridges based on coupling vibration with a moving vehicle, *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol. 4, No. 5, pp. 371-379, 2008.
- Kim, C. W., Kawatani, M. and Hao, J.: Modal parameter identification of short span bridges under a moving vehicle by means of multivariate AR model, *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol. 8, No. 5, pp.459-472, 2012.
- Kim, C. W., Isemoto, R., Sugiura, K. and Kawatani, M.: Structural Fault Detection of Bridges based on Linear System Parameter and MTS Method, *J. of JSCE*, Vol. 1, No. 1, pp. 32-43, 2013.
- 吉岡勉，伊藤信，山口宏樹，松本泰尚：鋼トラス橋の斜材振動連成とモード減衰変化を利用した構造健全度評価，*土木学会論文集 A*，Vol. 66, No. 3, pp. 516-534, 2010.
- Gersch, W., Nielsen, N. N. and Akaike, H.: Maximum likelihood estimation of structural parameters from random vibration data, *J. of Sound and Vibration*, Vol. 31, No. 3, pp. 295-308, 1973.
- Shinozuka, M., Yun, C. B. and Imai, H.: Identification of liner structural dynamic system, *J. Eng. Mech. Div.*, ASCE, Vol. 108, No. 6, pp. 1371-1390, 1982.
- Hoshiya, M. and Saito, E.: Structural identification by extend Kalman filter, *J. Eng. Mech.*, ASCE, Vol. 110, No. 12, pp. 1757-1770, 1984.
- Wang, Z. and Fang, T.: A time-domain method for identifying model parameters, *J. of Appl. Mech.*, ASME, Vol. 53, No. 3, pp. 28-32, 1986.
- He, X. and De Roeck, G.: System identification of mechanical structures by a high-order multivariate autoregres-

- sive model, *Computers and Structures*, Vol. 64, No. 1-4, pp. 341-351, 1997.
- 26) 岡林隆敏, 奥松俊博, 中宮義貴: 高精度自動振動数推定システムによる構造物損傷の検知に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 51A, pp. 479-490, 2005.
 - 27) 岡林隆敏, 奥松俊博, 中宮義貴: 常時微動に基づくARモデルによる構造物振動数の高精度自動推定, 土木学会論文集, No. 759/I-67, pp. 271-282, 2004.
 - 28) Akaike, H.: Information theory and extension of the maximum likelihood principle, *Proc. 2nd Int. Symp. on Information theory*, Petrov, B. N. and Csaki, F., Tsahkadsov, Armenia, USSR, pp. 267-281, 1973.
 - 29) 岡林隆敏, 中忠資, 奥松俊博, 郝婕馨: 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.
 - 30) Taguchi, G. and Jugulum, R.: New trends in multivariate diagnosis, *Indian Journal of Statistics*, Vol. 62, Series B, pp. 233-248, 2000.
 - 31) Nair, K. K., Kiremidjian, A. S. and Law, K. H.: Time series-based damage detection and localization algorithm with application to the ASCE benchmark structure, *J. of Sound and Vibration*, Vol. 291, No. 1-2, pp. 349-368, 2006.
 - 32) Ljung, L.: *System Identification-Theory for the User*, 2nd edition, PTR Prentice Hall, Upper Saddle River, N. J., 1999.
 - 33) Brinker, R., Zhang, L. and Andersen, P.: Modal identification from ambient response using frequency domain decomposition, IMAC XVIII, San Antonio, USA, 2000.
 - 34) Lieven, N. A. J. and Ewins, D. J.: Spatial Correlation of mode shapes, the Co-ordinate Modal Assurance Criterion (COMAC), *Proc. the 6th Int. Modal Analysis Conference*, Vol. 1, pp. 690-695, 1988.

(2013. 4. 23 受付)

STRUCTURAL DAMAGE DETECTION OF A MULTI-SPAN CONTINUOUS STEEL-TRUSS BRIDGE FOCUSING ON TRAFFIC VIBRATION

Chul-Woo KIM, Sotaro KITAUCHI, Kunitomo SUGIURA,
Mitsuo KAWATANI and Masayoshi KAI

This study is intended to investigate feasibility of bridge health monitoring utilizing dynamic parameters and a linear system parameter of a time series model identified from traffic-induced vibration data of bridge through a moving vehicle experiment on a real continuous steel-truss bridge. In addition to the natural frequency and damping constant of the bridge, this study adopts Damage Indicator (DI) which consists of autoregressive (AR) coefficients as a parameter to detect possible anomaly of the bridge. First, this study assesses the changes in frequency, damping constant, mode shape and DI. Second, Mahalanobis-Taguchi System (MTS) is used to judge potential changes in frequency, damping constant and DI. DI can be estimated stably and its change due to damage is relatively large. Mahalanobis-Taguchi System (MTS) is successfully applied to make a decision on not only bridge condition but damage location. Observation demonstrates feasibility of structural diagnosis of bridges from the identified system parameters. However, the sensor location is still an important factor in identifying damage location which needs further investigations.