

バスモニタリングシステムによる中小スパン橋の 長期モニタリングと損傷検知感度の向上

宮本文穂 (山口大学名誉教授, Aalto大学客員教授(Finland))
矢部明人 (橋構造計画研究所) Jari Puttonen (Aalto大学教授(Finland))

Long Term Application of Vehicle-based Health Monitoring System to Short and Medium Span Bridges and Improvement of Damage Detection Sensitivity

Ayaho MIYAMOTO(Professor Emeritus of Yamaguchi Univ., Visiting Professor of Aalto Univ.(Finland)),
Akito YABE(Head of KOZO KEIKAKU Engineering Inc.) and
Jari PUTTONEN(Professor of Aalto University(Finland))

Abstract: Largest portion of the bridge stock in almost any country and bridge owning organisation consists on ordinary bridges that has short or medium spans and are now deteriorating due to aging, etc. Therefore, it is becoming an important social concern to develop and put to practical use simple and efficient health monitoring systems for existing short and medium span (10-30m) bridges. In this paper, one practical solution to the problem for condition assessment of short and medium span bridges was discussed. A vehicle-based measurements with a public bus as part of a public transit system (called "Bus monitoring system") has been developed to capable of detecting damage that may affect the structural safety of a bridge from long term vibration measurement data collected while the vehicle (bus) crossed the target bridges. This paper systematically describes how the system has been developed. The bus monitoring system aims to detect the transition from the damage acceleration period, in which the structural safety of an aged bridge declines sharply, to the deterioration period by continually monitoring the bridge of interest. To evaluate the practicality of the newly developed bus monitoring system, it has been field-tested over a period of about four years by using an in-service fixed-route bus operating on a bus route in the city of Ube, Yamaguchi Prefecture, Japan. The verification results thus obtained are also described in this paper. This study also evaluates the sensitivity of "characteristic deflection", which is a bridge (health) condition indicator used by the bus monitoring system, in damage detection. Sensitivity of "characteristic deflection" is verified by introducing artificial damage into a bridge that has ended its service life and is awaiting removal.

Key Words : short & medium span bridge, long term monitoring, public bus, health monitoring system, condition assessment, damage detection, characteristic deflection, sensitivity

1. はじめに

我が国に存在する橋梁の多くは高度経済成長期に建設されており、今後、建設後50年を超える橋梁数 (2m以上)が増加していき、20年後にはその割合は65%以上に達すると言われている^{1)~4)}。さらに、このような橋梁の多くは地方自治体の管理するスパンが20~30m程度以下の中小スパン橋であり、通行止めや通行規制を行っている老朽橋も少なからず存在する。このような状況にある膨大な数の中小スパン橋の健康診断を、日常および定期的な点検などによって実施し、対象橋梁内に発生する変状の早期検知を通して、適切な維持管理業務につなげていく必要がある。そのため、定期的な近接目視点検データに

基づく工学的判断が主となるBridge Management System (BMS)や各種センサによる常時監視データを用いて客観的な変状検知を目指すStructural Health Monitoring (SHM)システムの構築・実用化が有効となる。しかし、一方で技術者不足やコスト増などが問題となっており、今後急速に老朽化時期を迎える中小スパン橋には、簡便で効率的な橋梁モニタリングシステムの開発が望まれる。

このような背景の中で、対象橋梁上を走行する車両の振動応答を用いた損傷検知手法の開発が注目されてきている^{5)~7)}。著者らは、定期路線バスの後輪バネ下に加速度センサを取り付け、既存橋梁を通過する際の車両の振動計測から対象橋梁の安全性能などの性能低下を損傷として検知する中小スパン橋モニタリングシステム (以下、

バスモニタリングシステム)^{8)~10)}を提案している。その中で、対象橋梁の構造変状を効率的に検知できる可能性のある指標として「たわみ特性値」を定義している⁹⁾¹⁰⁾。バスモニタリングシステム（以下、本システム）は、公共交通機関である路線バスを利用した主として中小スパン橋を対象とするモニタリング手法であり、対象橋梁を日常的に監視し、老朽橋の安全性能が著しく低下する「加速期」から「劣化期」⁹⁾への移行する時点での損傷検知を目指している（図-1および図-2参照）。また、移動荷重を想定したバスモニタリングに関する損傷検知手法の理論的裏付けやシステム化、地方の路線バスネットワークを用いたシステムの検証および移動車両と橋梁との連成などを考慮した振動解析モデルによるシミュレーションが既になされてきている¹¹⁾¹²⁾。しかし、特に、乗客数、通過速度、対向車数、外気温などの路線バス特有の項目の検知精度への影響、実際の路線バス網を利用した検証などに関しては、まだ短期的なものに留まっている。

本論文では、本システムの将来の実用化に向けて、上述のような課題の解決を図るため、山口県宇部市において実際に運行中の路線バスとバス路線上の実橋梁を利用した本システムの約4年間にわたる長期実証実験を行っており、長期モニタリングによる検証結果と有用性を考

察する。対象橋の構造変状を効率的に検知可能な指標である「たわみ特性値」に基づく既存の経過観察手法における問題点を明らかにし、本システムの損傷検知感度の向上を可能とする新たな観察手法を検討する。さらに、「たわみ特性値」を用いた対象橋梁の損傷検知の感度を調べるため、撤去老朽橋を用いて人工的な損傷（高欄撤去）を導入した場合の「たわみ特性値」に及ぼす影響についての検討も行っている。最後に、上記のような種々の検討結果を総合し、本システムの有効性適用範囲、損傷検知感度および今後の課題について系統的にまとめている。

2. 路線バスを利用した中小スパン橋長期モニタリングシステムの開発

ここでは、前章でも述べている路線バスを用いた橋梁モニタリング手法（バスモニタリングシステム）についての詳細な流れを示す。著者らの研究でほぼ確立された路線バスのバネ下振動を用いた橋梁の構造変状検知の利点・原理の詳細を述べると共に、中小橋梁の劣化有無を診断するための評価指標となる「たわみ特性値」の算出手順について述べる。

2.1 バスモニタリングシステムの概要とその利点

路線バスの後輪バネ下部分に設置した加速度センサより得られる振動データ、主に鉛直方向加速度データを用いて、対象橋梁の変状を検知することを目的としている。バスモニタリングシステムの概要を簡易的に記したフローを図-3に示す。

ここで、大型重車両である路線バスに着目した主な理由を以下に列挙する：

- ①走行計測時、全長10m程度的大型車両であれば、中小スパン橋梁内において同じ車線を通過する車両は1台に限定される可能性が大きい、
- ②中小スパンの比較的曲げ剛性の大きい橋梁を振動させるためには、相応の重量を有する車両であることが必要である、
- ③対象橋梁加振源として通過時間や、経路、回数、速度などの計測条件を再現しやすい、
- ④センサを設置した路線バスで巡回することにより、一定地域内にある主要な中小橋梁を常時モニタリングすることが可能となり、対象橋梁全数設置にかかるモニタリング導入コストの削減につながる、
- ⑤計測機器等の電源は、路線バス内の電源により供給可能である。

ここで、①について、同方向以外、つまり対向車については、運航条件に含まれる外乱因子とみなし、後述で検討を行う。また、地域の路線バスを用いることで、交

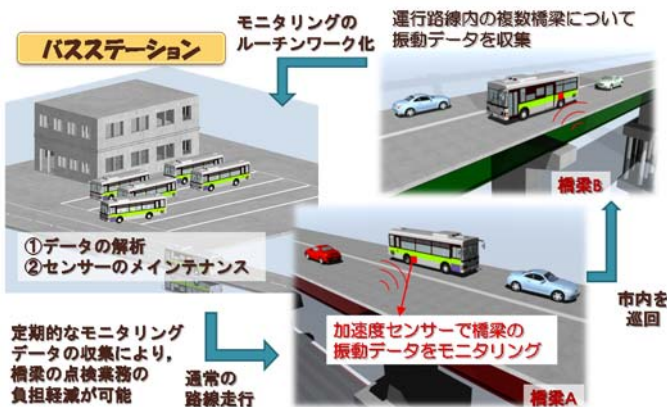


図-1 路線バスを利用した中小スパン橋のモニタリングシステムの概念

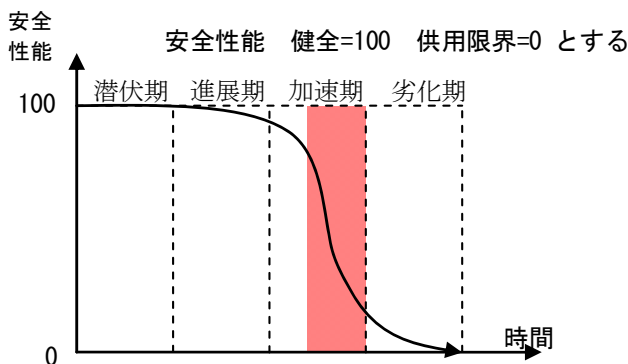


図-2 既存橋梁の損傷進行と安全性能の変化

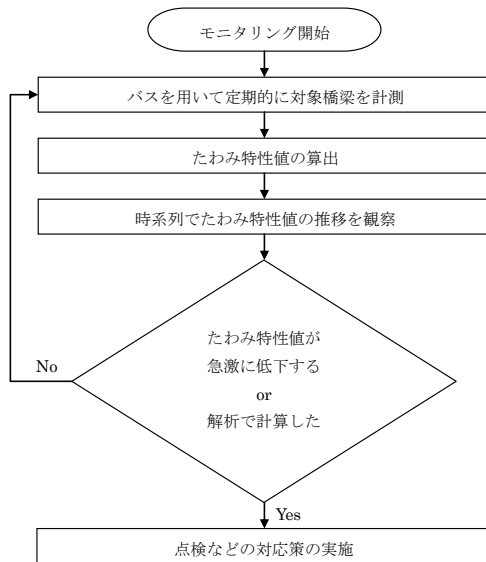


図-3 バスモニタリングシステムのフロー

通インフラとしての役割とともに橋梁を日常的に監視できる合理的なシステムであると考えられる。なお、バスモニタリングシステムは、橋梁全体の構造上の問題として顕在化した損傷（変状）の検出を目的としており、局所的な劣化およびその要因の特定は行わない。

2.2 路線バスのバネ下振動を用いた橋梁の構造変状検知の原理

ここでは、バスモニタリングシステムにおける基本的原理である、既往の研究¹³⁾により提案されている車両の振動から橋梁の変状検知の原理について詳細に記す。

2.2.1 橋梁と路線バスバネ下の応答の相似性

車両が橋梁を通過する場合、その力学モデルは式(1)で示す橋梁系運動方程式、式(2)で示す車両系運動方程式の動的相互作用（連成振動）問題として表すことができる。このように、橋梁と車両の構造モデルを別々の系の運動方程式で定式化し、両者の接合点における相互作用について各入出力ベクトルで表現する方法を「サブストラクチャー法」と呼んでいる¹⁴⁾。

$$M_m \ddot{\delta}_m + C_m \dot{\delta}_m + K_m \delta_m = \begin{Bmatrix} F_s \\ F_m \end{Bmatrix} \quad (1)$$

$$M_s \ddot{\delta}_s + C_s \dot{\delta}_s + K_s \begin{Bmatrix} \delta_{s_f} \\ \delta_{s_g} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ F_s \end{Bmatrix} \quad (2)$$

ここで、

M_m, C_m, K_m : 橋梁側質量・減衰・剛性各マトリクス

$\ddot{\delta}_m, \dot{\delta}_m, \delta_m$: 橋梁側応答加速度・速度・変位各ベクトル

M_s, C_s, K_s : 車両側質量・減衰・剛性各マトリクス

$\ddot{\delta}_s, \dot{\delta}_s, \delta_{s_f}$: 車両側応答加速度・速度・変位各ベクトル

δ_{s_g} : 車両側入力強制変位ベクトル

F_m, F_s : 橋梁側, 車両側支持点反力ベクトル

橋梁と車両の相互作用について、橋梁側へは車両のバネ下反力を荷重ベクトル、 F_s として入力し、車両側へ

は橋梁のたわみ $(\delta(t) \in \delta_m)$ と路面の凹凸 $(\lambda(t))$ を強制

変位ベクトル δ_{s_g} として入力する。通過中の時刻

$t \sim t + \Delta t$ での橋梁-車両系を単純にモデル化すると、図-4に示すような3質点相互作用系バネマスモデルで表現できると考えられる。この系における振動の発生源は、

路面凹凸 $\lambda(t)$ と橋梁たわみ $\delta(t)$ の入力により生じる車両側振動および、その反力による橋梁への加振である。

まず、ある計測期間中における橋梁系と車両系の各種物理定数および路面凹凸 λ が一定である場合を想定する。この相互作用系では当然毎回同じ計測結果が得られる。

次に、車両系を表す各種物理定数および路面の凹凸 λ が一定で何らかの損傷により橋梁の剛性 K_m が変状した場合を想定する。この時、計測における任意の時刻 t の車両系からの反力による橋梁のたわみ $\delta(t)$ は変化する。

その $\delta(t)$ の変化に伴って、車両系 $\ddot{\delta}_s, \dot{\delta}_s, \delta_{s_f}$ の各節点応答も変化する。さらに、その車両系の振動の変化により、車両系反力すなわち加振力 F_s が変化するため、橋梁のたわみ $\delta(t + \Delta t)$ が変化する。そういった連鎖によって、

橋梁の剛性 K_m の変化による影響が橋梁系、車両系双方の計測結果に現れる。

以上より、劣化、損傷等による橋梁の構造変状は車両系の節点応答 $\ddot{\delta}_s, \dot{\delta}_s, \delta_{s_f}$ の変化として現れるため、橋梁の変状を車両側で検知することは原理的に可能である。

本提案システムにおいては、 $\delta(t)$ が大きいほど検知が容易になるため、中小型車よりも大型車両が適しており、実測データ等^{15), 16)}を参考にすると大型車両の場合、

$M_A > M_S$, $K_s < K_t$ であることから図-5に示すようにバネ上(節点A)よりバネ下(節点B)の方が橋梁状態の変化を受けやすいため、本研究ではバネ下振動に着目することとした。また、比較的簡易な振動計測システムを実現するため、加速度計測を利用した。そのため、路線バス(車両)のバネ下振動から橋梁の振動を推定する場合、両者の相関関係を明らかにする必要がある。

ここで、図-6に示すようなバネ上-バネ下-橋梁によるサブストラクチャー分離を考える。任意の系における運動方程式は、

$$M\ddot{\delta}(t) + C\dot{\delta}(t) + K\delta(t) = F(t) \quad (3)$$

のように、2階の微分方程式で表される。ここで、 M , C , K は任意の系における集中質量・減衰・剛性マトリックスであり、 $\delta(t)$, $\dot{\delta}(t)$, $\ddot{\delta}(t)$ および $F(t)$ は任意の系に対する時刻 t における変位・速度・加速度応答および

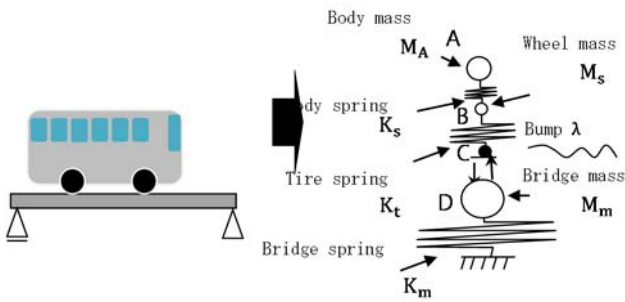


図-4 橋梁と車両の相互作用系単純バネマスモデル

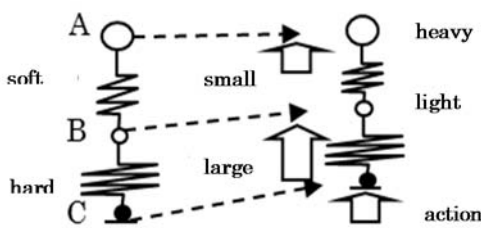


図-5 車両系への入力とバネ上・バネ下変形

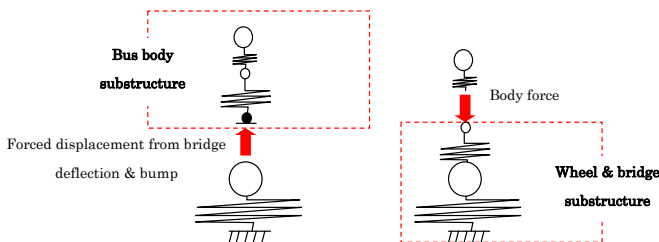


図-6 バネ上-バネ下-橋梁のサブストラクチャー分離の概要図

び外力ベクトルである。微分演算子 D とシフト演算子 Z について、

$$D \cdot \delta(t) = \frac{d\delta(t)}{dt} \quad (4)$$

$$Z \cdot \delta(t) = \delta(t + \Delta t) \quad (5)$$

とおくと、式(3)の運動方程式は、

$$M \cdot D^2 \delta(t) + C \cdot D \delta(t) + K \delta(t) = F(t) \quad (6)$$

と表すことができる。次に、式(5)についてTaylor級数展開すると、

$$\delta(t + \Delta t) = \delta(t) + \Delta t \frac{d\delta(t)}{dt} + \frac{\Delta t^2}{2!} \frac{d^2\delta(t)}{dt^2} + \frac{\Delta t^3}{3!} \frac{d^3\delta(t)}{dt^3} + \dots + \frac{\Delta t^i}{i!} \frac{d^i\delta(t)}{dt^i} + \dots \quad (7)$$

となり、式(4)を利用すると、

$$\delta(t + \Delta t) = \left\{ 1 + \Delta t D + \frac{\Delta t^2 D^2}{2!} + \frac{\Delta t^3 D^3}{3!} + \dots + \frac{\Delta t^i D^i}{i!} + \dots \right\} \delta(t) \quad (8)$$

となる。さらに、Newmarkの β 法 ($\beta=1/4$)を利用する場合、微分演算子の関係は、

$$D \Delta t \doteq \frac{2(1-Z^{-1})}{1+Z^{-1}} \quad (9)$$

とおくことができる。

これを式(6)へ代入すると、次式(式(10))が得られる。

$$M \cdot \left(\frac{\Delta t}{2} \cdot \frac{(1-Z^{-1})^2}{1+Z^{-1}} \right) \delta(t) + C \cdot \left(\frac{\Delta t}{2} \cdot \frac{(1-Z^{-1})}{1+Z^{-1}} \right) \delta(t) + K \delta(t) = F(t) \quad (10)$$

離散化後の時刻 t をステップ k とし、次のステップ($t + \Delta t$)を $k + 1$ とすれば、式(5)は、 $Z \cdot x(k) = x(k+1)$ とおくことができる。ゆえに、式(10)は、

$$\left\{ M + \frac{\Delta t}{2} C + \left(\frac{\Delta t}{2} \right)^2 K \right\} \delta(k) - \left\{ M - \left(\frac{\Delta t}{2} \right)^2 K \right\} \delta(k-1) + \left\{ M - \frac{\Delta t}{2} C + \left(\frac{\Delta t}{2} \right)^2 K \right\} \delta(k-2) = \left(\frac{\Delta t}{2} \right)^2 \{ F(k) + 2F(k-1) + F(k-2) \} \quad (11)$$

という差分方程式へ帰着する。ここで式(11)右辺および

左辺第2項と第3項はステップ k (=時刻 t) を解く際には既値であるため、右辺を $F'(t)$ 、左辺第2項と第3項をまとめて $C_0(M, C, K, t)$ 、左辺第1項の $\delta(k)$ の係数を $P(M, C, K, t)$ とおくと、

$$\delta(t) \cdot P(M, C, K, t) + C_0(M, C, K, t) = F'(t) \quad (12)$$

と表すことができる。ここで、 $P(M, C, K, t)$ は時刻 t における系に依存する比例係数となる。バネ下-橋梁系の運動方程式は、差分近似が成り立つ仮定において、比例係数 P および状態定数 C_0 (既値) を使って式(12)のように表すことができる¹⁷⁾。すなわち、入力ベクトルに対して、系への応答は系に依存する各定数に依存して比例配分されることを示す。

次に、バネ上から伝わる力に対するバネ下-橋梁系の振動を考える。

バネ上からこの系への入力に対して、先ほどと同様に橋梁とバネ下の応答も系の各物理定数に依存して比例配分される。したがって、時々刻々と変化する中で、 A_b を橋梁の応答ベクトル、 A_s を路線バスのバネ下応答ベクトルとすれば、

$$A_b = P^{-1} A_s P \quad (13)$$

におけるマトリックス P が存在すると予想される。

2.2.2 路線バスのバネ下振動から劣化、損傷の有無に関わる情報の抽出

橋梁と車両の動的特性および路面凹凸の影響を受けずに計測された路線バスバネ下の鉛直振動から劣化、損傷の有無に関わる情報抽出方法についての考え方を以下に示す。

一定速度で走行する路線バスのバネ下の鉛直変位 $\delta_a(t)$ は、橋梁の剛性とバスの車両重量に依存する静的変位 $\delta_{sa}(t)$ と、路面の凹凸と橋梁と車両振動特性に依存する動的変位 $\delta_{da}(t)$ の和として、

$$\delta_a(t) = \delta_{sa}(t) + \delta_{da}(t) \quad (14)$$

と表すことができる。

また、路面凹凸は平均値0の定常ランダムガウス過程とし、橋梁と車両の相互作用を含む動的変位はエルゴード過程によりフーリエ級数で展開可能であると考え、動的変位 $\delta_{da}(t)$ はそれらの和として、

$$\delta_{da}(t) = S_r(\Omega, t) + \int_{-\infty}^{+\infty} X(f) \cdot e^{2\pi f i t} df \quad (15)$$

と表すことができる。ここで、 $S_r(\Omega, t)$ は路面凹凸の密度関数、 Ω は路面空間周波数、 $X(f)$ はフーリエ係数である。式(15)において、第2項のサンプル平均の極限は0である。したがって、 $\delta_{da}(t)$ により得られた十分な数のサンプル N 個の平均は、

$$\frac{\sum_{t=1}^N \delta_{da}(t)}{N} \doteq 0 \quad (16)$$

となる。次に、 $\delta_a(t)$ における計測値から k 個サンプリングし、その平均を $\overline{\delta_a(t)}$ として、

$$\overline{\delta_a(t)} = \frac{\sum_{j=1}^k \delta_a(j)}{k} \quad (17)$$

と表す。そのサンプリング平均の分布は中心極限定理により、正規分布に従うことから $\overline{\delta_a(t)}$ はある一定の値 μ_a に収斂する。よって十分な数 n 個のサンプル平均値 $\delta_a(j)$ に対しては、

$$\mu_a = \frac{\sum_{i=1}^n \overline{\delta_a(t)}_i}{n} = \frac{\sum_{i=1}^{nk} (\delta_a(j))_i}{nk} \quad (18)$$

となる。ここで、 $\delta_a(t)$ から重複しない様にサンプリングし、 $nk = N$ 、 $t = 1 \sim N$ に対して N が十分大きな数であれば、

$$\mu_a \doteq \frac{\sum_{t=1}^N \delta_a(j)_t}{N} \quad (19)$$

と近似できる。これは橋梁を通過するバスのバネ下鉛直変位の平均を表しており、式(14)および式(16)より、

$$\mu_a \doteq \frac{\sum_{t=1}^N \delta_{sa}(t)}{N} \quad (20)$$

と表せる. すなわち, 橋梁上を通過するバスのバネ下鉛直変位の十分なサンプル数 N による平均は, 橋梁と車両の振動特性と路面凹凸による動的変位による影響が少ない値 μ_a として抽出できることを意味する. ここでは,

この μ_a を「たわみ特性値」と呼ぶことにする.

車両通過時の橋梁上任意点におけるたわみ $\delta_b(t)$ についても, 同様の仮定によりその平均値は動的なたわみに影響の少ないある一定の値 μ_b に収束する. μ_b は静的たわみ $\delta_{sb}(t)$ を用いて,

$$\mu_b \doteq \frac{\sum_{t=1}^N \delta_{sb}(t)}{N} \quad (21)$$

と表せる. ここで, $\delta_{sa}(t)$ と $\delta_{sb}(t)$ において前述した相似則が成り立つ場合,

$$\mu_b = P\mu_a \quad (22)$$

と関連づけることができる. ここで, 健全状態時に計測した値より抽出した μ_a , μ_b に対して, 劣化, 損傷後における計測値から抽出した場合を μ'_a , μ'_b とすると,

$$\alpha = \frac{\mu'_b}{\mu_b} = \frac{\mu'_a}{\mu_a} \quad (23)$$

による変化率 α を「構造変状検知パラメータ」として定義することができる. α を設定後, たわみ特性値を監視して一定以上の値を示すとき, 対象橋梁が加速期後期から劣化期に進行した(図-2参照)と判定することができる. ただし, 実際のバスの運行においては, 式(14)

で示される静的変位 $\delta_{sa}(t)$ と動的変位 $\delta_{da}(t)$ 以外に天候,

対向車の有無などの外乱因子 $\delta_x(t)$ が存在することが考えられる. 本研究では, 外乱因子 $\delta_x(t)$ を含む鉛直変位

$\delta_a(t)$ を,

$$\delta_a(t) = \delta_{sa}(t) + \delta_{da}(t) + \delta_x(t) \quad (24)$$

で表し, 実際に運行中の路線バスを用いてその特性と対

策について考察する.

2.2.3 たわみ特性値の算出方法

路線バスの加速度センサより得られた計測データ取得後の算出フローを図-7に示し, それぞれの処理手順の詳細を以下に述べる. なお, 下記Step 1~Step 5は図-7中の番号と対応する.

Step 1: 橋梁通過時鉛直方向加速度データの抜き出し

路線バスが対象橋梁を通過した際に記録した通過時刻とGPSデータなどの組み合わせを参考にして, 加速度センサの計測データから橋梁通過時の鉛直方向の加速度データを抜き出す.

Step 2: 桁中央通過時刻の推定

抜き出した対象橋梁通過時の加速度データは, 対象スパン前後に配置されるエキスパンションジョイント部分で大きな振動が記録されるため, それらの振動を除いた主桁中央部分の加速度データを使用する必要がある. 主桁中央部通過時刻の推定方法としては, ジョイント間のデータのうち秒数や波形の数などの基準となる区間を決定し抜き出せばよいが, 加速度データは運行条件などにより大きさがそれぞれ異なるため, ジョイント部分が判断しづらい場合もある. そのため, 正確に主桁中央部通過時刻を推定するために鉛直方向の加速度データを2回積分することで得られる推定たわみ図に着目する. 一例として, 今回計測された加速度波形と橋梁通過時の加速度データを2回積分することで得られた推定たわみの波形を図-8に示す. 図-8に示すようにジョイント通過時には特徴的な波形が現れることがわかる. これより, 対象橋梁のジョイント通過時に推定たわみ図に現れる特徴的な波形を基準に, 各データを同期することで主桁中央付近の波形を推測し, 確定する.

Step 3: 主桁中央通過時の鉛直方向加速度データの抜き出し

上述Step 2で確定した主桁中央通過部分の鉛直方向加速度データを抜き出す. たわみ特性値を算出する上で最も重要なのは, 波形の数や秒数などで抜き出し範囲を決定し, 毎回同じ部分の加速度波形を抜き出すことである. Step 3については次項で詳細に記載する.

Step 4: 抜き出した加速度データを2回積分

抜き出した加速度データを1回積分することで速度, 2回積分することで変位に変換している. ここでは, 鉛直方向加速度を2回積分することで得られた鉛直変位を新たに主桁中央通過時の推定たわみとする. 推定たわみの算出結果例を図-9に示す. 図-9より, 図中赤い丸印の時間0における鉛直変位(推定たわみ)は, 抜き出した主桁中央通過部分における初期値0と仮定した.

Step 5: 推定たわみを平均

Step 4で得られた主桁中央通過時の推定たわみのグラ

フにおいて、時間方向に推定たわみを平均したものを「たわみ特性値」として算出する(図-9)。

上記手順が既往の研究により提案された評価指標値である「たわみ特性値」の算出方法である。実際に算出したたわみ特性値には式(24)でも記したように外乱因子が含まれている。実際に算出されたたわみ特性値は外乱因子の中でも人為的な誤差(個人誤差)の影響をかなり受けてしまうことが確認されている。そのため、算出過程においての個人誤差の影響を最小にすることが求められる。



図-7 たわみ特性値の算出手順フロー

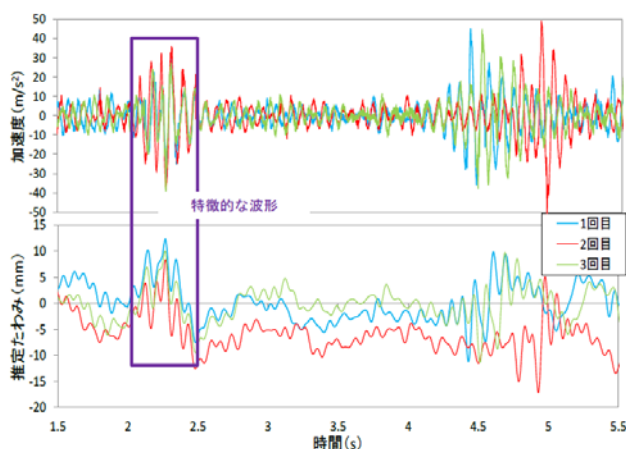


図-8 推定たわみの特徴的な波形

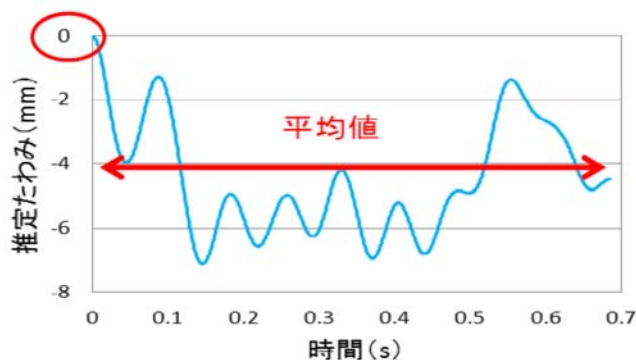


図-9 推定たわみの算出

3. 宇部市バス路線における中小スパン橋長期モニタリングへの適用

ここでは、山口県宇部市において、2010年12月より2014年9月までの約4年間にわたって実施した、宇部市営バス路線上の中小スパン橋を対象としたバスモニタリングシステムの長期実証実験について述べる。また、長期間の実証実験である点を生かし、蓄積された4年間分の計測データを用いて路線バス運行条件(外乱; 天候, 対向車数, 乗車人数, 走行速度など)が「たわみ特性値」に与える影響を明確にするため、約1年間のデータに基づく既往の研究⁹⁾¹⁰⁾で検討された各運行条件(外乱)と「たわみ特性値」との相関に基づく換算(補正)係数導出の試みに新たな計測データを加えて、約4年間の全データで統一的に整理した結果についても述べる。

3.1 宇部市バス路線での長期モニタリングの概要

バス路線上の中小スパン橋を対象としたバスモニタリングシステムを実用化し、実際に運用していくためには、運行中の路線バスを用いた長期間の実証実験によって種々の検討が必要となる。本研究では、宇部市交通局の協力を得て、運行中の市バス路線上に存在する中小スパン橋を対象とした長期モニタリングを、主として以下の項目に関する検討を目的として実施してきている:

- ①市バス路線上に存在する中小スパン橋の数と維持管理を必要とする既存橋梁の総数,
- ②長期計測データに基づく対象橋梁の健康状態の指標となる「たわみ特性値」の算出手法とその損傷検知における有効性,
- ③「たわみ特性値」の長期推移観察手法の提案と損傷検知感度の向上,
- ④人工損傷導入による「たわみ特性値」の損傷検知感度の検証と解析モデルによる「限界たわみ特性値」(判定基準)の設定,
- ⑤長期計測データに基づく「たわみ特性値」に及ぼす路線バス運行条件(外乱)の影響評価と換算(補正)係数導出の試み.

3.1.1 市バス路線上に存在する橋梁数と対象橋梁

宇部市交通局が運行する市バス路線上¹⁸⁾にある宇部市管轄の橋梁数¹⁹⁾のデータを示したものが図-10である。宇部市管轄の橋長2m以上の全橋梁数(435橋)の内、バス路線にあるものは、現状では35橋であり全体の10%にも満たないが、バスモニタリングシステムが実際に運用される際には、宇部市土木建築部と連携して維持管理が必要な全て既存橋梁を対象として行うことになる。バスモニタリングシステムを適用した長期実証実験を実施するにあたり、今回対象とする中小スパン橋の選定を行っ

た。まず、宇部市土木建築部の管理する既存橋梁の現状と将来を、架設後50年を迎える橋梁の割合で示したものが図-11である。これより、2011年度における架設後50年を超える橋梁数は65橋であり全体の約15%に留まるが、2031年度(20年後)には約5倍にあたる323橋(全体の約74%)となり、急激な老朽化が予想される。このような現状にある宇部市内のバス路線上に位置する中小スパン橋の中で、老朽化が進行していると考えられるRC-T桁橋(白土第二橋(2径間))、PC床版橋(プレテンション工法)(蛇瀬橋(5径間))およびPC桁橋(バイプレストレス工法)(新権代橋(1径間))の3橋を、今回の長期モニタリング対象橋梁とした。これら3橋の諸元および外観を表-1および図-12にそれぞれ示す。

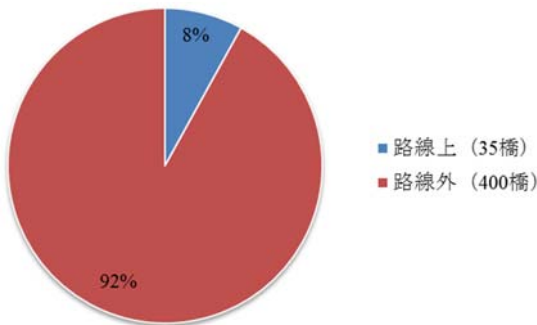


図-10 宇部市交通局運行バス路線にある宇部市管轄橋梁数

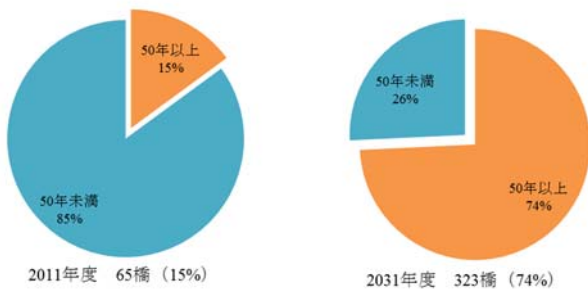


図-11 宇部市における20年後の橋梁全体に占める橋齢50年を超える老朽橋梁の割合の推移

表-1 長期モニタリング対象橋梁の諸元および概要

橋梁名	架設年月(西暦)	上部構造形式			支間長(m)	橋長(m)
		起点側	径間番号	終点側		
ジャセバシ 蛇瀬橋	1976年	1	5	PC床版橋-プレテン床板	18.0	85.0
		2		PC床版橋-プレテン床板	16.0	
		3		PC床版橋-プレテン床板	18.0	
		4		PC床版橋-プレテン床板	14.0	
		5		PC床版橋-プレテン床板	19.0	
シラツチダイニキョウ 白土第二橋	1933年(推定)	1	2	RC桁-T桁	7.0	15.8
		2		RC桁-T桁	7.0	
シラツチダイニキョウ 新権代橋	1998年6月	1	1	PC桁橋-バイプレ桁	22.4	23.6

3.1.2 長期計測に用いた車両の概要

ここでは、長期実証実験に用いた路線バス(車両)の概要を記述する。宇部市バス路線での長期計測は、宇部市交通局所有の実際に乗客を乗せて宇部市内の既定バスルートを日々運行している路線バス(車両)を用いて行われてきた。この車両後輪バネ下部分に3軸加速度センサを取り付け、対象橋梁通過時の加速度応答として振動性状を抽出し、推定たわみを算出した⁹⁾。路線バス(車両)および路線バスに設置した3軸加速度センサの仕様¹⁰⁾を表-2、表-3にそれぞれ示す。

長期モニタリングに使用した路線バス(車両)の外観を図-13に示す。また、図-14(a)に車両後輪バネ下に設置した加速度センサの設置状況を示す。加速度センサは、路線バスの後輪バネ下部に接着剤を用いて固定し、周りをエポキシ樹脂で防水コーティングすることでセンサを長期間保護できるようにした。加速度センサは3軸の加速度センサであり、路線バスに対して進行方向をX軸、進行直角方向をY軸、鉛直方向をZ軸となるように設置した。3軸加速度センサより加速度応答として得られるアナログ振動データは、データロガーを通してデジタルデータに変換してパソコン内にExcelファイルとして保存する。なお、今回は図-14(b)に示すように3軸加速度センサのケーブルは、車両内の床にある排水用の穴を通してデータロガーまで配線した。

3.1.3 計測方法

バスモニタリングシステムの計測方法の概要を図-15に示す。宇部市バス路線で実施している長期モニタリングでは、3軸加速度センサによる加速度応答記録の他に、天候、対向車数、乗車人数および走行速度のバス運行条件が「たわみ特性値」に与える影響を系統的に整理して相互の相関を明らかにし、定量化することを試みた。今回のデータ計測では2名が実際に運行中の路線バスに乗車し、内1名は運転手に近い前方座席に座って対象橋梁通過時の走行速度、対向車の有無および台数、気候条件を記録し、他の1名が最後部座席で計測機器の操作・確認や乗車人数、橋梁通過時刻を時系列で記録して外乱因子になりうるもののデータも同時に収集した。車両内のデータ計測に使用した計測機器の種類とその様子を図-16にまとめて示す。図-16に示すように、最後部座席では3軸加速度センサと計測・表示機器類を接続することでリアルタイムに振動波形の確認を可能とした。なお、バスモニタリングシステムの今後の運用の際には、加速度センサ、データロガーおよびパソコンへの電源供給については路線バスに備わっている電源を利用することを想定しているが、今回は可搬式のバッテリーを使用した(図-16参照)。



(a) 新権代橋 (1径間橋)

(b) 白土第二橋 (2径間橋)



(c) 蛇瀬橋 (5径間橋)

図-12 宇部市営バス路線上の長期モニタリング対象橋梁の外観

表-2 長期モニタリングに使用した路線バス
(車両)の仕様

項目	内容
車両重量	8,130kg
車両総重量	11,485kg
前前軸重	2,730kg
後後軸重	5,400kg
前輪・後輪間の長さ	4.4m

表-3 長期モニタリング(車両側)に使用した
3軸加速度センサの仕様

名称:SAZSC-II アンブ内蔵型3軸圧電式加速度変換機	
電圧感度	1mV/m/s ²
周波数範囲	1~8,000Hz
共振周波数	35kHz以上
最大使用加速度	4,000m/s ²
最大許容加速度	30,000m/s ² 以上
内臓アンブ駆動電源	21~24V/0.5~10mA
使用温度範囲	-50~+110℃
外形寸法	14.2×14.2×14.2mm
質量	約11.1g

3.2 既往の研究で検討された実橋での検証結果⁹⁾¹⁰⁾

ここでは、約4年間にわたる長期実証実験の結果を示す前に、既往の研究において得られたいくつかの基礎的な事項に関する研究成果について述べる。まず、路線バス(車両)後輪バネ下の加速度応答から対象橋梁の推定たわみ(「たわみ特性値」算出の基本値)が本当に抽出できるのかの確認を行うために、今回の対象橋梁の一つである「新権代橋」(PC桁橋(バイプレストレス工法))の主桁中央付近に別途加速度センサを設置し、対象橋梁自

図-13 バスモニタリングシステム用路線バス
(車両)の外観



(a) 路線バス後輪部の加速度センサ



(b) 路線バス車内への配線

図-14 路線バス(車両)への加速度センサの設置状況



図-16 路線バス内での計測の様子と計測計器 (バス後部座席付近)

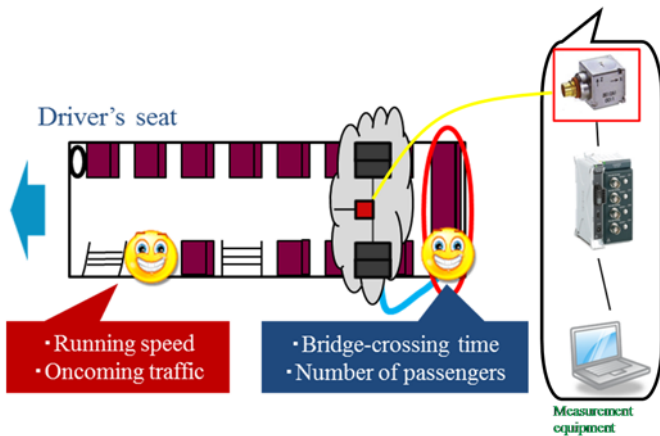


図-15 バスモニタリングシステムの車内での計測方法の構成

身の加速度応答と路線バスのバネ下加速度応答とを時系列に比較している。次に、路線バスの対象橋梁通過時の運行条件による「たわみ特性値」への影響を明らかにし、将来の換算(補正)係数導出に反映させるため、両者の関連をそれぞれの相関係数として求めている。その結果は、データ量が十分でないため得られた相関係数からの換算(補正)には至らなかったが、時系列で移動平均法を適用することにより「たわみ特性値」のばらつきを低減可能なことが示された。さらに、有限要素解析法(FEM)の一

つであるサブストラクチャー法¹⁾を用いた、路線バスと対象橋梁などとの連成を考慮した走行振動シミュレーションによって、「たわみ特性値」がどの程度増大した場合に、対象橋梁が「劣化期」に至る程の重篤な損傷が生じていると判定するのかの判断基準となる「重篤劣化(損傷)判定基準」の策定を試みた。

3.2.1 路線バス後輪バネ下と対象橋梁主桁中央部分の加速度応答の時系列比較

対象橋梁に重篤な構造変状が生じた場合に、路線バス後輪バネ下の加速度応答から損傷検知が可能かどうかの基礎的事項の確認が必要となる。すなわち、路線バス後輪バネ下と対象橋梁が連成して振動しているかどうかの確認である。ここでは、前述の対象橋梁である新権代橋に別途加速度センサを設置し、路線バス通過時の振動性状の相関についての検討を行った。

加速度センサ設置箇所と路線バス走行位置の一例を図-17に示す。この時の路線バス運行条件は、天候：雨、走行速度：35 km/h、対向車数：1台、総乗車人数（運転手含む）：10人であった。その際、計測された対象橋梁中央付近の加速度応答波形の一例を図-18に示す。これより、路線バスの走行と連成して対象橋梁に振動が生起していることが確認できる。このようにして計測された両方の加速度応答波形に対して、時間～周波数空間解析手法の一つであるFSWT（Frequency Slice Wavelet Transform）²¹⁾²²⁾を適用して、時系列的に車両と対象橋梁との振動性状の相似性の有無の確認を行った。

図-19(a), (b)に、対象橋梁主桁中央付近通過時の両者の加速度応答波形を比較したもの、およびFSWT解析結果をまとめて示す。ここで、加速度応答波形の縦軸(加速度)の大きさについては、後輪バネ下のそれを低減させる必要があるものの、両者の応答波形には外乱に相当

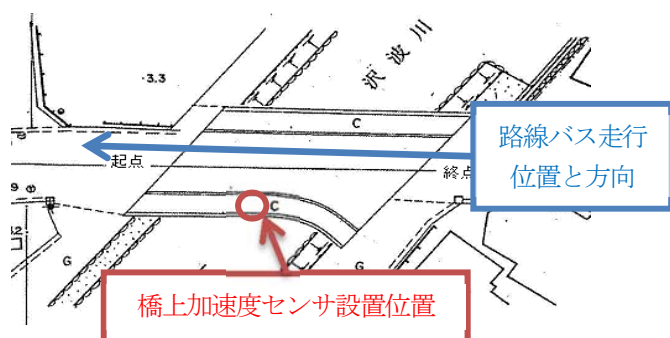


図-17 橋梁上に設置した加速度センサ位置と路線バス走行位置・方向

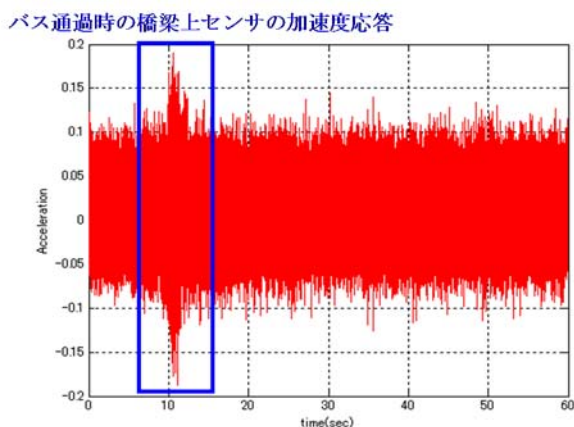


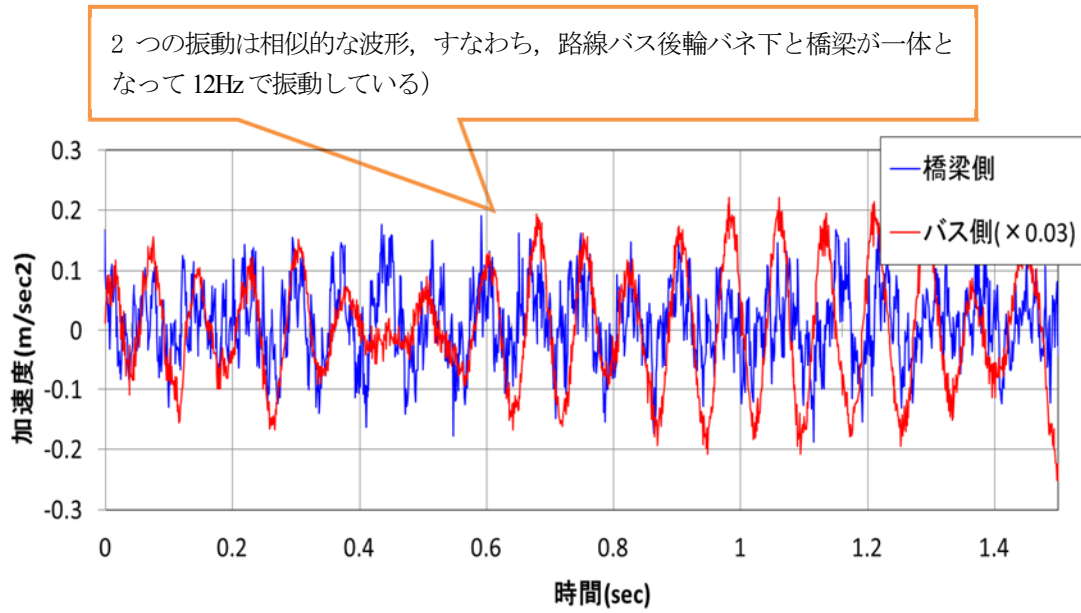
図-18 対象橋梁主桁中央付近の加速度応答波形の例

する高次振動数を除くとほぼ相似性があることが確認できる（図-19(a)参照）。すなわち、図-19(b)のFSWT解析を見ると、対象橋梁側は路線バスの走行時に12Hz付近で連成振動が生起していることがわかる。一方、路線バス後輪バネ下部分は対象橋梁通過時に関わらず、12Hz付近で振動していることが計測されている²³⁾。これらのことから、路線バス後輪バネ下振動から対象橋梁の振動性状を両者の相似性を利用して抽出できるものと考えられる。

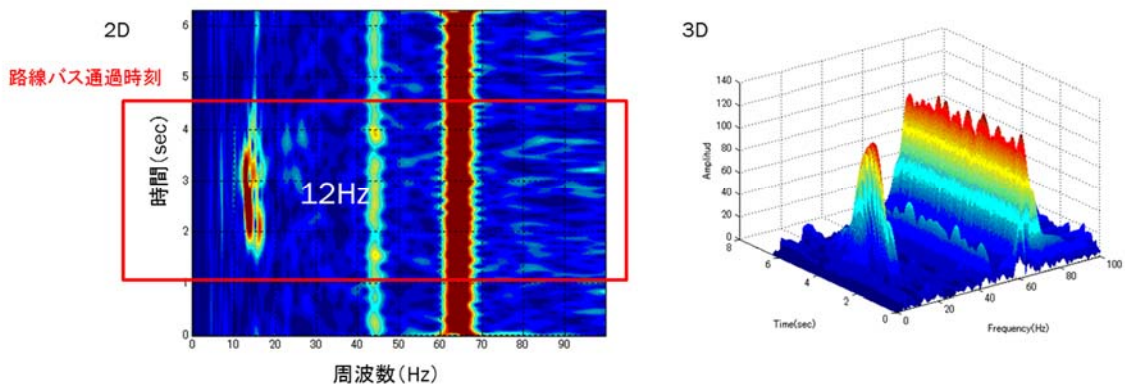
3.2.2 移動平均法を用いた「たわみ特性値」の推移観察手法の提案

「たわみ特性値」は、前述の路線バス運行条件など種々の外乱による影響を受け、どうしてもばらつきが生じることになる。そこで、バスモニタリングシステムによって得られる「たわみ特性値」の経時的な推移を、運行条件などの外乱によるばらつきは、サンプル数 N が多くなれば中心極限定理によって一つの値に収束すると仮定し、移動平均法を適用することにより整理することを試みた。ここで移動平均法とは、あるデータ区間(平均するデータの数)の平均値を、区間を順次移動させながら求めていく手法である。既往の研究においては、この移動平均法の中でも「単純移動平均」を用いて「たわみ特性値」の推移を整理している。データ区間を変化させて移動平均法を適用した結果を、データ区間数とその時の「たわみ特性値」の標準偏差との関連で示したものの一例が図-20である。図-20によると、データ区間を多くとることで標準偏差が漸次小さくなって行き、ある程度のデータ区間以上となると、それ以降の標準偏差に大きな変化は見られず収束していくことが確認できる。これにより、15程度のデータ区間を用いれば種々の外乱（誤差要因）は、標準偏差と平均値で特徴づけられ、前述した中心極限定理が成り立つことが証明されたと考える。実際のバスモニタリングシステムでは、データ区間数14あるいは15程度であれば「たわみ特性値」の標準偏差が収束しているとみなせることより、データ区間数15を採用して「たわみ特性値」の経時的推移を観察した。

以上のような考え方に基づいて、「たわみ特性値（実測値）」と単純移動平均値それぞれの推移を示したものが図-21である。図-21より、「たわみ特性値」実測値の推移にはかなりのばらつきがみられるのに対して、単純移動平均適用後の「たわみ特性値」の推移のばらつきには顕著な改善がみられることが確認できる。



(a) 加速度応答波形の比較



(b) FSWTによる橋梁側加速度応答波形の時間～周波数空間解析結果

図-19 対象橋梁主桁中央と路線バス後輪バネ下の加速度応答波形の比較と FSWTによる時間～周波数空間解析結果

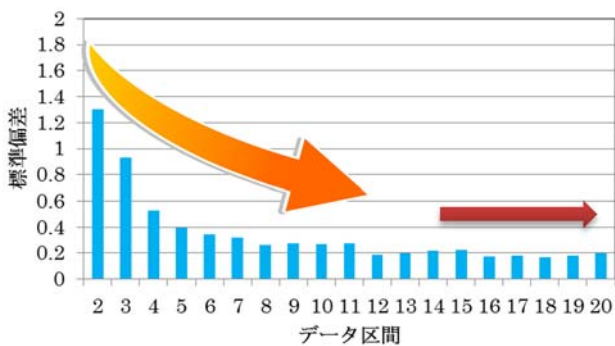


図-20 データ区間の違いによる「たわみ特性値」の標準偏差の変化の例 (新権代橋：床波→西岐波(走行方向))

3.2.3 重篤劣化(損傷)判定基準値の策定

既往の研究より，有限要素解析法(FEM)の一つであるサブストラクチャー法を用いた走行振動シミュレーションによる対象橋梁の損傷状態に対応した「たわみ特性値」の算出が行われている．すなわち，「たわみ特性値」がどの程度変化(増大)した場合に，対象橋梁に重篤な劣化(損傷)が生じたと判断するかの重篤劣化(損傷)判定基準の設定を試みている．ここでは，今回の対象橋梁が前述のように，PC桁橋(パイプレストレス工法)(新権代橋(1径間))であることを考慮して，橋梁損傷として“プレストレス力”の低下に着目している．国土交通省国土技術政策総合研究所によるプレストレス導入量と変位(たわみ)の関係についての考察に基づき²⁴⁾，健全

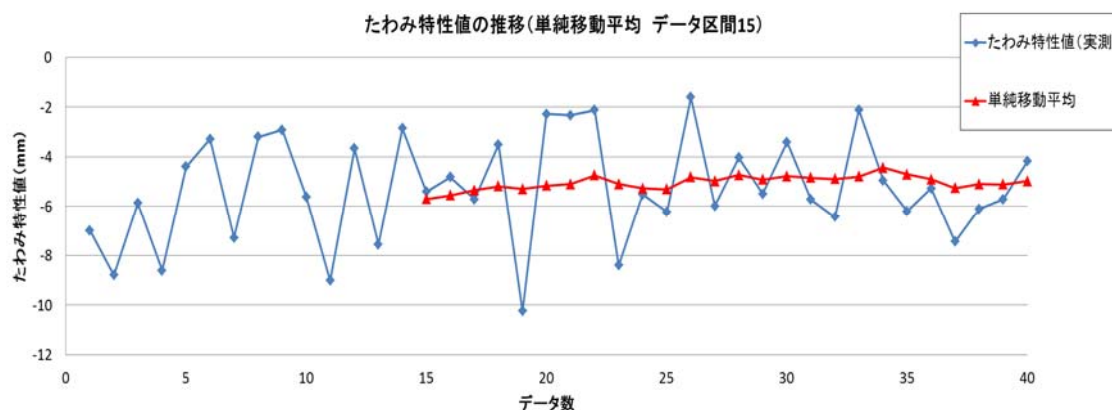


図-21 「たわみ特性値」の実測値と単純移動平均値の推移例

表-4 走行振動シミュレーションに用いた新橋代橋（PC桁橋）への重篤劣化（損傷）導入方法と「たわみ特性値」の変化

橋梁の健全度	プレストレス力低下量	低下量0%時に対する断面二次モーメント比	低下量0%時に対するたわみ特性値の比
健全	0%	1	1
劣化Phase1	50%	0.52	1.93
劣化Phase2	90%	0.35	2.86

時のプレストレス導入量を100%としてFEM解析を行うと、プレストレス力が50%減少するような損傷が生じた場合には「たわみ特性値」が1.93倍となり、また、導入プレストレス力が90%減少するような損傷が生じた場合には「たわみ特性値」が2.86倍に達することが明らかとなった²⁵⁾。ここで、走行振動シミュレーションに用いた新橋代橋における損傷表現（健全、劣化Phase 1、劣化Phase 2）とプレストレス力減少量、断面二次モーメント換算量および「たわみ特性値」変化量の関係をまとめて示したものが表-4である。また、上記のような重篤な損傷を導入した対象橋梁（新橋代橋）の解析値を重篤劣化（損傷）判定基準値として、新橋代橋で実測された「たわみ特性値」の推移（2010年～2013年の間）と比較したものの一例を図-22に示す。ここで、「たわみ特性値」として最初に実測した15回分の平均値を基準として、その1.93倍にあたる「たわみ特性値」を劣化Phase 1の重篤劣化（損傷）判定基準値（赤い線）、同様に2.86倍にあたる「たわみ特性値」を劣化Phase 2の重篤劣化（損傷）判定基準値（緑の線）とした。このように、長期間継続的に「たわみ特性値」を実測していき、これらの基準値に達した時点で対象橋梁に何らかの重篤な損傷が生じていると判断して直ちに詳細点検などを実施するように警告を出すこととする。なお、詳細点検などは、路線バスの往路または復路のどちらかの「たわみ特性値」が基準値に達した時点で直ちに実施することが必要である。

現在のところ、今回の対象橋梁である新橋代橋に関しては、プレストレス力の減少量に着目して重篤劣化（損

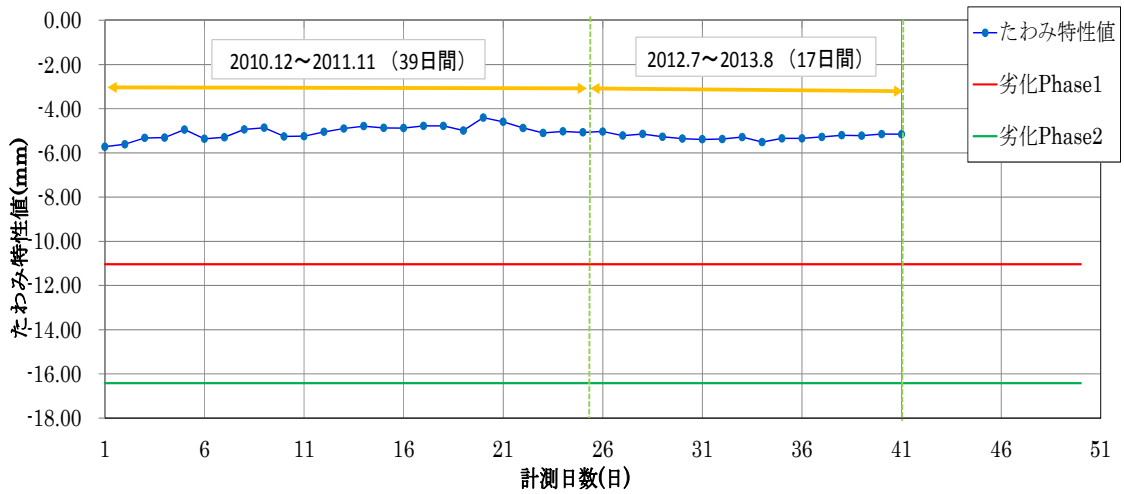
傷）判定基準値と対比させながら「たわみ特性値」の推移を観察している。しかし、他形式の橋梁に関しては、この限りではなく対象橋梁の特性、使用材料などを考慮した何種類かの重篤損傷を設定し、それぞれに対して判定基準値を策定する必要がある。

3.3 4年間の長期モニタリングデータに基づく検証結果と考察

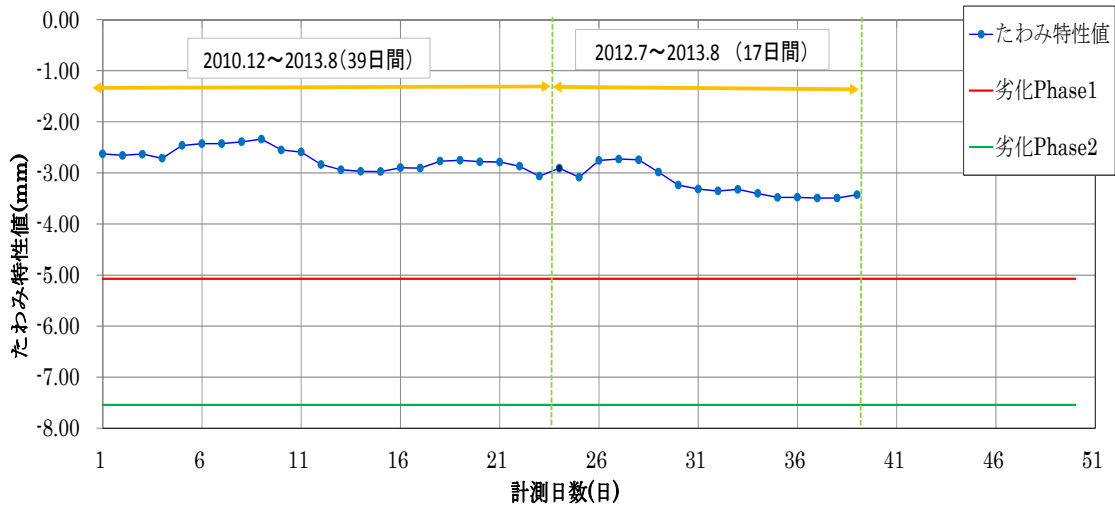
ここでは、前節の既往研究での基本的事項に関する検討結果を踏まえ、営業運行中の宇部市営路線バス網を利用してさらに計測データを蓄積し（Big data）、約4年間の長期モニタリングデータに基づく統一的な検証結果を示す。すなわち、営業運行中の路線バスを利用することによる損傷検知指標である「たわみ特性値」の推移に及ぼす走行速度、対向車数などの運行条件（外乱）の影響を明確にし、その相関関係を利用して換算（補正）係数に反映する。また、今回の長期モニタリングの対象とした3橋について、既往の研究により提案されている「たわみ特性値」推移観察手法で、現在までの4年間の全データを整理し、対象橋梁の重篤劣化（損傷）検知への有用性を検討する。

3.3.1 路線バス運行条件と「たわみ特性値」の相関

バスモニタリングシステムでは、営業運行中の路線バスを利用するため、その運行条件は「たわみ特性値」の長期推移観察においては外乱要因となる。そのため、3.2.2節で述べたように、従来の研究で得られたデータ蓄



(a) 床波から西岐波学校前方向(走行方向)



(b) 西岐波学校前から床波方面(走行方向)

図-22 2010年～2013年間の「たわみ特性値」の推移の例(新権代橋)と表-4の重篤劣化(損傷)判定基準(解析値)との比較

積量では不十分で各運行条件と「たわみ特性値」との間に明確な相関が見いだせず、また、対象橋梁および車両通過方向においても「たわみ特性値」にはかなりのばらつきがみられ、両者の相関関係を利用した換算(補正)係数への反映には至らなかった。そのため、単純移動平均法を適用することで運行条件などによる外乱の影響を低減することを試みている。しかし、ここではデータ蓄積量が不十分である可能性を検討するため、4年間の全データを整理し直すことによって「たわみ特性値」と各運行条件(外乱)との相関関係を改めて検証、考察を行ってみた。

ここでは、前載表-1に示した3橋の対象橋梁における「たわみ特性値」と各運行条件(外乱)との相関係数を算

出した。外乱要因となりうる運行条件に関しては、従来の研究で取り上げた天候(晴れ、降雨)、対向車数、乗員人数および走行速度の他に、今回より気象庁のデータを用いた気温についても新たな要因に追加した。また、算出根拠となる収集データにはある基準を設けて利用データに制約をかけている。各対象橋梁に対する算出の条件(データの制約)を表-5に示す。表-5に示す制約下での計測データ数に基づいて算出した3橋の対象橋梁別の「たわみ特性値」と路線バス運行条件との間の相関関係をまとめた一覧を表-6(a), (b)に示す。なお、表-6内の相関係数値の範囲と相関関係(言語)の対応(定義)は表-7に従った。

表-5 対象橋梁別の相関係数算出条件(データの制約)一覧

橋梁名	速度 (km/h)	降雨度	気温 (°C)	対向車 (台)	総乗員数 (人)
新権代橋	40~50	0	20~30	0	5~15
白土第二橋	40~50	0	20~30	0	5~15
蛇瀬橋	45~55	0	20~30	0~1	指定なし

表-6(a) 対象橋梁別の「たわみ特性値」と路線バス運行条件との相関
(走行速度, 降雨の有無, 気温との相関)

橋梁名	通過方向	径間記号	速度	降雨	気温
新権代橋	床-西	-	-0.162350278	0.239885029	0.134813984
			ほとんど相関がない	弱い正の相関がある	ほとんど相関がない
	西-床	-	-0.257295488	0.15095342	-0.337296091
			弱い負の相関がある	ほとんど相関がない	弱い負の相関がある
白土第二橋	西-吉	A	-0.013854826	-0.09470593	0.005472766
			ほとんど相関がない	ほとんど相関がない	ほとんど相関がない
		B	0.021823128	-0.201102456	-0.182387797
			弱い正の相関がある	弱い負の相関がある	ほとんど相関がない
	吉-西	B	-0.433574468	0.3174187	-0.506744107
			負の相関がある	弱い正の相関がある	負の相関がある
		A	-0.058396177	-0.008284229	-0.135766662
			ほとんど相関がない	ほとんど相関がない	ほとんど相関がない
蛇瀬橋	小-近	A	-0.192386421	0.091391776	0.004053845
			ほとんど相関がない	ほとんど相関がない	ほとんど相関がない
		B	0.026234625	0.117303628	0.07087712
			ほとんど相関がない	ほとんど相関がない	ほとんど相関がない
		C	0.086748571	-0.005215249	-0.044106289
			ほとんど相関がない	ほとんど相関がない	ほとんど相関がない
		D	0.158888591	0.123855438	0.205627976
			ほとんど相関がない	ほとんど相関がない	弱い正の相関がある
	E	0.094560982	0.062470373	0.185525209	
		ほとんど相関がない	ほとんど相関がない	ほとんど相関がない	
	近-小	E	-0.269735272	-0.117414291	-0.135275242
			弱い負の相関がある	ほとんど相関がない	ほとんど相関がない
		D	0.161490747	-0.234344777	0.087604908
			ほとんど相関がない	弱い負の相関がある	ほとんど相関がない
		C	-0.348084065	0.046075525	-0.143607075
			弱い負の相関がある	ほとんど相関がない	ほとんど相関がない
B		0.331860868	0.052990295	0.309285587	
		弱い正の相関がある	ほとんど相関がない	弱い正の相関がある	
A	-0.327792889	0.156328057	0.051628527		
	弱い負の相関がある	ほとんど相関がない	ほとんど相関がない		

表-6より, 全体的に相関係数値が0.7を超えるような強い相関関係を有する運行条件は見ることができない。また, 個々の運行条件に着目した場合でも, 正・負それぞれの相関関係の存在が確認できる場合があり, 運行条件毎に一定の傾向があるとの判断は困難である。そのため, 「たわみ特性値」を算出する際に, それぞれの運行

条件との相関関係を利用して換算(補正)係数に明確に反映するのはこれまでの蓄積データのみでは依然困難であることがわかる。

以上の検討結果を踏まえると, 現段階では, それぞれの運行条件(外乱)が「たわみ特性値」に何らかの影響を及ぼしていることは確認できるが, 換算(補正)係数に

表-6(b) 対象橋梁別の「たわみ特性値」と路線バス運行条件との相関
(対向車数, 総乗員数との相関)

橋梁名	通過方向	径間記号	対向車	総乗員数
新権代橋	床-西	-	-0.058752825	0.204523716
			ほとんど相関がない	弱い正の相関がある
	西-床	-	-0.149645935	-0.10066115
			ほとんど相関がない	ほとんど相関がない
白土第二橋	西-吉	A	0.12449278	-0.097448778
			ほとんど相関がない	ほとんど相関がない
		B	0.221938922	0.043977208
	吉-西	B	-0.217032628	-0.152058619
			弱い負の相関がある	ほとんど相関がない
		A	0.147548973	-0.011207272
蛇瀬橋	小-近	A	0.099083549	0.263419156
			ほとんど相関がない	弱い正の相関がある
		B	-0.265900921	-0.2695258
			弱い負の相関がある	弱い負の相関がある
		C	0.024117298	0.017769642
			ほとんど相関がない	ほとんど相関がない
	D	0.328027331	0.08052838	
		弱い正の相関がある	ほとんど相関がない	
	近-小	E	0.307897674	0.031055682
			弱い正の相関がある	ほとんど相関がない
		E	0.013492439	-0.044487752
			ほとんど相関がない	ほとんど相関がない
		D	0.088074139	0.468531696
			ほとんど相関がない	正の相関がある
C		0.036166204	-0.322472212	
		ほとんど相関がない	弱い負の相関がある	
B	-0.008994067	0.366108082		
	ほとんど相関がない	正の相関がある		
A	-0.183718487	-0.030430321		
	ほとんど相関がない	ほとんど相関がない		

表-7 相関係数値の範囲と相関関係(言語)との対応

相関係数	相関関係
0.0~±0.2	ほとんど相関がない
±0.2~±0.4	弱い相関がある
±0.4~±0.7	相関がある
±0.7~±0.9	強い相関がある
±0.9~±1.0	きわめて強い相関がある

反映できるまでには至っていない。すなわち、運行条件を含めた種々の外乱要因による「たわみ特性値」のばらつきを処理する方法として3.2.2節で述べた移動平均法(単純移動平均法)を適用して経時的な推移観察を行った。

3.3.2 従来の研究による「たわみ特性値」推移観察での結果

ここでは、前述までの種々の検討結果を踏まえ、現在まで約4年間にわたり実施された宇部市営バス路線網上

表-8 長期モニタリング対象橋梁の計測データ数など

橋梁名	通過方向	計測データ数
新権代橋	床-西	80
	西-床	
白土第二橋	西-吉	77
	吉-西	
蛇瀬橋	小-近	66
	近-小	64

表-9 対象橋梁各スパン別「たわみ特性値」算出結果のまとめ

橋梁名	通過方向	径間	たわみ特性値	
			平均	標準偏差
新権代橋	床-西	-	-5.218	1.733
		西-床	-	-2.909
白土第二橋	西-吉	A	-2.731	1.071
		B	-2.030	0.868
	吉-西	B	-1.577	0.727
		A	-2.439	1.021
蛇瀬橋	小-近	A	-2.153	0.608
		B	-1.910	0.533
		C	-2.017	0.651
		D	-2.085	0.657
	近-小	E	-2.467	0.669
		E	-1.423	0.628
		D	-1.499	0.651
		C	-1.131	0.547
		B	-1.164	0.579
		A	-1.532	0.554

の3橋を対象橋梁とした長期バスモニタリングによる「たわみ特性値」の算出結果とその推移観察結果について述べる。3橋の対象橋梁それぞれに関する計測データ数などをまとめて表-8に示す。また、約4年間のデータを統一的に整理して3橋の対象橋梁各スパン(径間)で算出した「たわみ特性値」の平均値および標準偏差などをまとめて表-9に示す。

表-9より、対象橋梁の橋梁形式の違い、車両通過方向およびスパン(径間)ごとに異なる「たわみ特性値」となっている。これは、対象橋梁が曲線であったり、斜橋となっていたり、片側歩道が設置されていたりと橋梁の平面形状が左右対称ではないためであることによるものと考えられる。しかし、「たわみ特性値」は2章で述べたように、それぞれの橋梁、スパン(径間)毎に毎回同範囲からの「推定たわみ」を平均して算出する量(値)であり、ここでは、これらの差異については問題としないと考えられる。

次に、約4年間の長期モニタリングデータに前述の単

純移動平均法を適用した、3橋の対象橋梁の各スパン(径間)の「たわみ特性値」の経時的な推移を図-23～図-25にそれぞれ示す。これらの図より「たわみ特性値」の推移を観察すると、3橋の対象橋梁のスパン毎に推移の若干の上下がみられるものの急激な変化ではないため、現状では3橋ともに重篤な劣化(損傷)は発生していないと判断できる。しかし、一般的な中小スパン橋の劣化(損傷)は加速期に急激に進行するため、それを見逃さないためにも今後とも継続した長期間の「たわみ特性値」の推移(変化)観察を続けていく必要がある。

3.4 まとめと今後の課題

本章では、対象橋梁の健康状態を評価する指標である「たわみ特性値」に影響するであろう路線バスの運行条件を外乱要因の一つと考え、計測データを追加して両者の相関関係を定量化することを試みた。その結果、現段階ではそれぞれの外乱要因(各運行条件)による「たわみ特性値」への影響は一定程度現われているが、明確な傾向と強い相関を持って定量化するまでには至っておらず、それぞれの運行条件に対する換算(補正)係数に反映するのは現状では困難であるという結論に至った。そこで、本研究ではこれら外乱要因の「たわみ特性値」に及ぼす影響をばらつきとして処理するために、3.2節で述べた単純移動平均法の適用が有効となると判断した。

前述図-23～図-25はデータ区間15の単純移動平均法を適用して「たわみ特性値」の推移を表したものであり、「たわみ特性値」の各点は15回分の計測データの平均値を表している。図-23～図-25のそれぞれで、「たわみ特性値」の長期推移には、わずかながら増減がみられるが、急激な変化とは言えず3橋の対象橋梁ともに重篤な劣化(損傷)は発生していないといえることができる。

以上のように、ここでの「たわみ特性値」の経時的な推移観察には、単純移動平均法を適用している。移動平均法には単純移動平均法の他に加重移動平均法、指数移動平均法などの手法が提案されているが、本章では最も一般的な単純移動平均法による処理を適用したバスモニタリングシステムを構築してきた。しかし、単純移動平均法の適用は、対象橋梁に発生する重篤な劣化(損傷)を示す異常値データが最新値として入力された場合に十分な感度で検知可能かどうかの懸念がある。そのため、次章においては、単純移動平均法による処理結果と他の移動平均法の適用による処理結果との詳細な比較を行うことによって、対象とする中小スパン橋に生じる重篤な劣化(損傷)に対する検知感度向上の可能性についての検討を行ってみる。

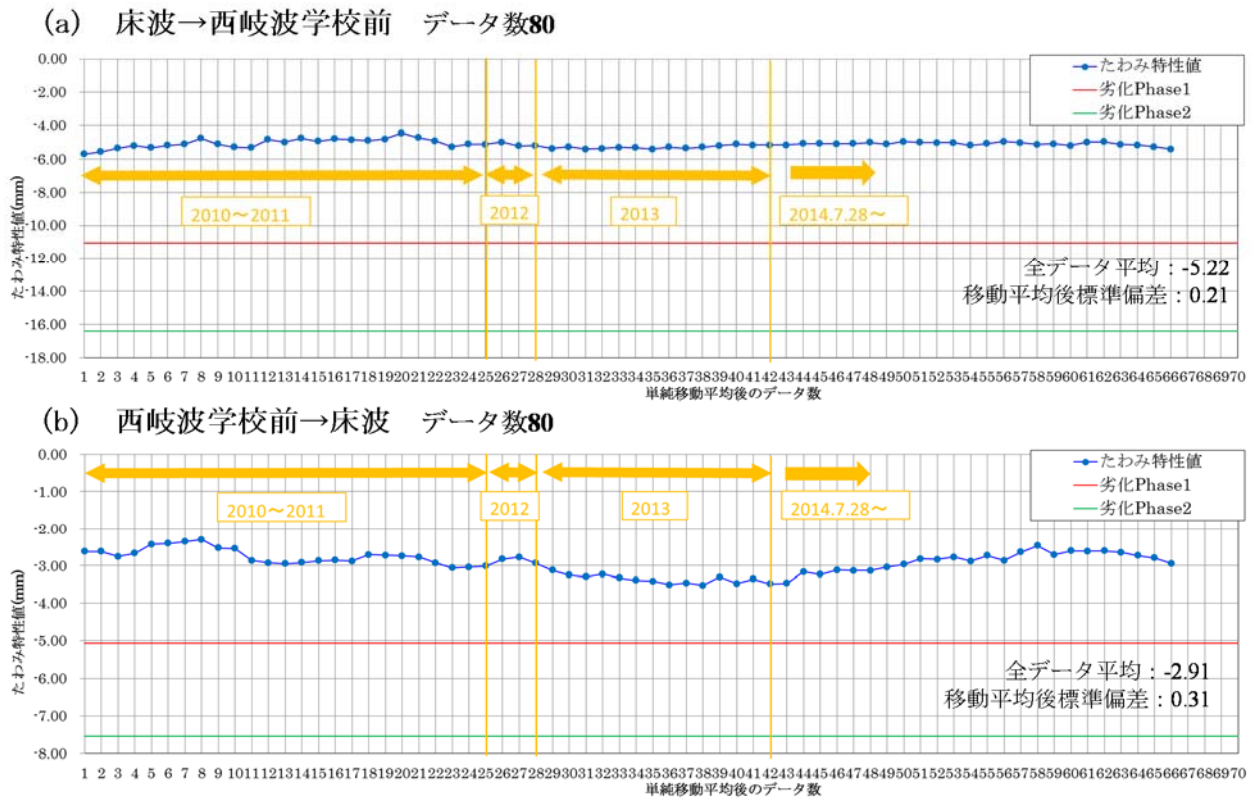


図-23 約4年間の長期モニタリングデータに単純移動平均法を適用した「たわみ特性値」の推移(新権代橋)

4. 移動平均法によるたわみ特性値の推移を利用した損傷検知の感度分析

前章で述べたように、バスモニタリングシステムにおける「たわみ特性値」は路線バスの運行条件などの種々の外乱因子による影響を受け、どうしてもばらつきが発生する。そこで、長期的な推移を観察するために移動平均法^{26)~28)}によって処理し、可能な限り早期に重篤な損傷検知を行うことを提案した。これまで実施してきた既往の研究においては⁹⁾¹⁰⁾、単純移動平均法を適用して「たわみ特性値」の推移を長期観察している。しかし、3.4節でも述べたように、単純移動平均法の適用は、対象橋梁に発生する重篤な劣化(損傷)を示す異常値データが最新値として入力された場合に十分な感度で検知可能かどうか懸念が残る。そのため、本章では単純移動平均法による処理結果と他の移動平均法(加重移動平均および指数移動平均)の適用による処理結果との詳細な比較を行うことによって、対象とする中小スパン橋に生じる重篤な劣化(損傷)に対する検知感度向上の可能性についての検討を行ってみる。

4.1 移動平均法の概要と特徴

移動平均法とは、長期の時系列データを平滑化するデータ解析手法の一つである。そのため、工学、金融、流通などの様々な分野で適用されてきている。移動平均法

の主要なものとして、単純移動平均法、加重移動平均法および指数移動平均法の3種類があり、ここでは、上記3種類の移動平均法について、それぞれの特徴などをまとめてみる。

4.1.1 単純移動平均法と問題点

単純移動平均(Simple Moving Average: SMA)法とは、直近のN個の入力データ値に対して重み等は付加せず単純に平均していく手法であり、次式によって算出できる。

$$SMA_M = \frac{p_M + p_{M-1} + p_{M-2} + \dots + p_{M-N+1}}{N} \quad (25)$$

ここで、 SMA_M :単純移動平均値、 N :入力データ数、 p :各時点での入力データ値

上式(25)より、例えば、翌日の計測で得られる入力データ値を用いて単純移動平均を求める際には、式(26)のように新たな追加入力データ値を加え、最も古い入力データ値を除くことで計算されるため、改めて総和を求め直す必要はない。

$$SMA_{M+1} = SMA + \frac{p_{M+1}}{N} - \frac{p_{M-N+1}}{N} \quad (26)$$

前述の既往の研究において⁹⁾¹⁰⁾、「たわみ特性値」推

移の長期観察に用いたものはこの手法である。上述した3種類の移動平均法の中でも最も簡易(単純)に時系列入力データ値を平均化することができるが、それ故の問題点も存在する。すなわち、一般的に移動平均法では、時系列入力データ値の実際の変動および変動傾向から少し遅れて追従(低感度)することが問題点として挙げられる。特に、単純移動平均法においては、長期間の平均をとる場合において、直近の追加(入力)値が現在の平均値から離れている過去の値に影響を受け過ぎることも課題として挙げられる。そのため、データ区間の設定数などが重要となってくる。本研究でのバスモニタリングシステムにおける「たわみ特性値」算出にあたっては、前述3章の図-20に示しているように、実測の「たわみ特性値」に単純移動平均法を適用し、その標準偏差とデータ区間数の関係を求めている。その結果から、「たわみ特性値」の標準偏差がほぼ一定値に収束するデータ区間数を15と設定し、長期的な推移を観察することとした。

バスモニタリングシステムの実橋での運用においては、対象橋梁の重篤劣化(損傷)を検知するために「たわみ特性値」推移の急変点察知を可能な限り早急に行うことが必要となる。しかし、上述のように、単純移動平均法を用いた既往の推移観察手法では、直近の入力データ値の「たわみ特性値」に及ぼす影響が平均化により遅れて

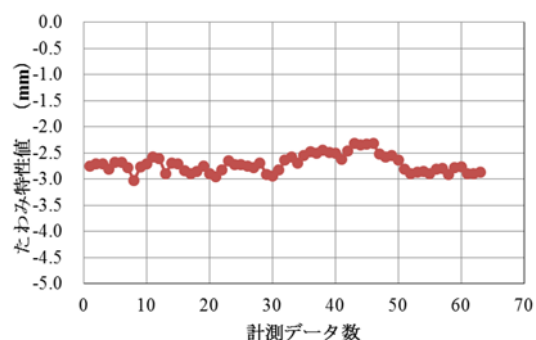
現れるため、急変点の察知が遅れる(鈍感になる)傾向が考えられる。そのため、直近の入力データ値に対してより敏感に察知が可能となるように、データ処理にあたって重み付けを行う解決策が必要であると考えた。

4.1.2 加重移動平均法と指数移動平均法

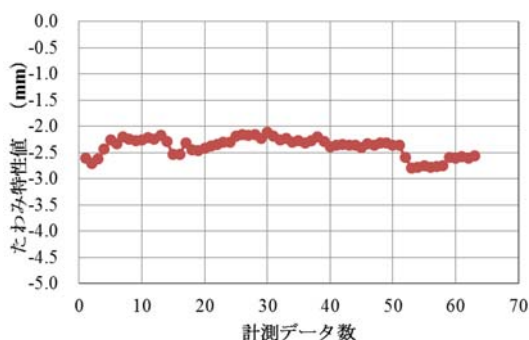
上述の単純移動平均法の損傷検知感度に関する問題点を解決可能な手法として、加重移動平均法(Weighted Moving Average: WMA)と指数移動平均法(Exponential Moving Average: EMA)がある。加重移動平均法および指数移動平均法は、共に入力時データ値に対して重み付けを行う手法であるが、重みの付け方など種々異なる点があるのでそれぞれについて述べる。

a) 加重移動平均法

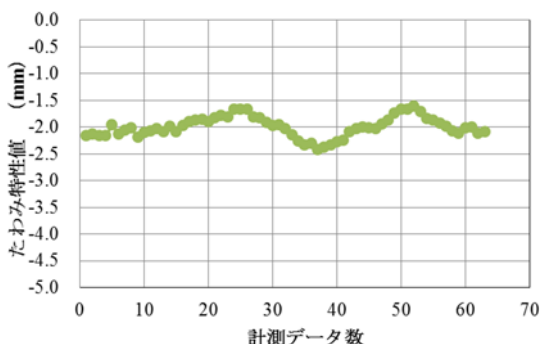
加重移動平均法は個々の入力データ値に異なる重みを付けて平均値を計算するものである。すなわち、データ数 N の加重移動平均値は、最新の入力データ値に関する重みを N とし、次に新しい入力データ値に関する重みを $N-1$, $N-2$, ...というように古い入力データ値に関する重みを逐次減らして算出される。加重移動平均値の算出式を次式に示す。



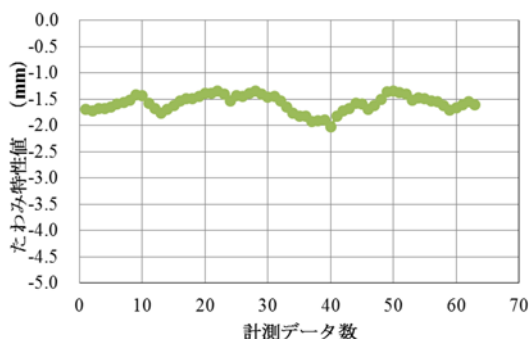
(a) 西岐波学校前から吉田 (径間 A)



(b) 吉田から西岐波学校前 (径間 A)

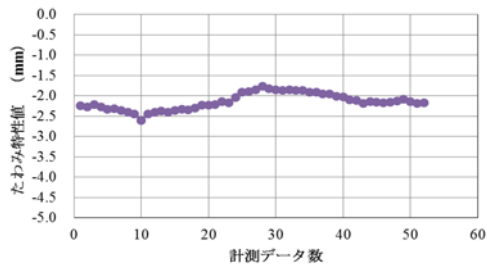


(c) 西岐波学校前から吉田 (径間 B)

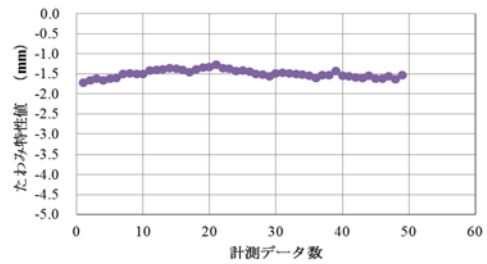


(d) 吉田から西岐波学校前 (径間 B)

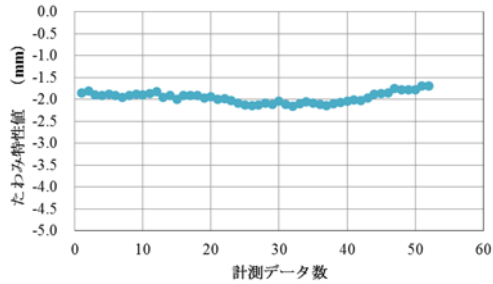
図-24 約4年間の長期モニタリングデータに単純移動平均法を適用した「たわみ特性値」の推移(白土第二橋)



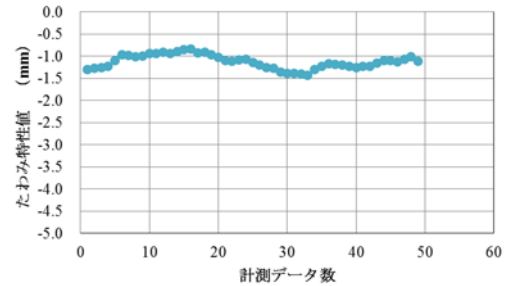
(a) 小羽山から近隣 (径間 A)



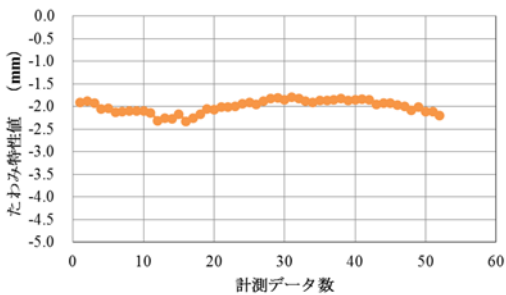
(b) 近隣から小羽山 (径間 A)



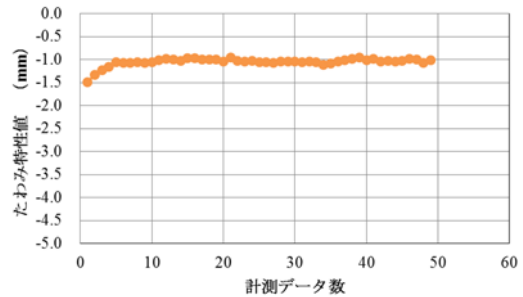
(c) 小羽山から近隣 (径間 B)



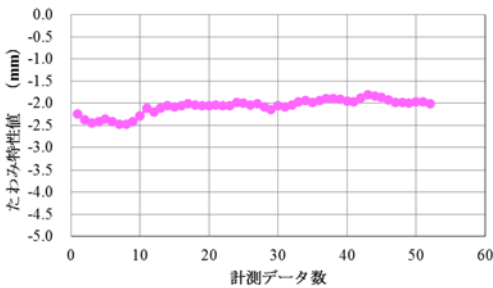
(d) 近隣から小羽山 (径間 B)



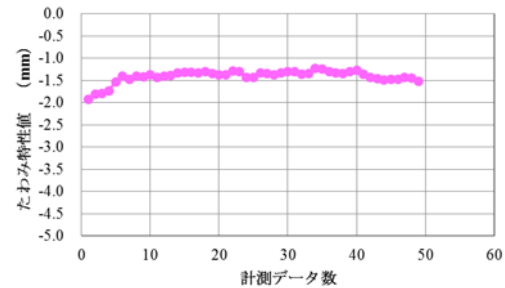
(e) 小羽山から近隣 (径間 C)



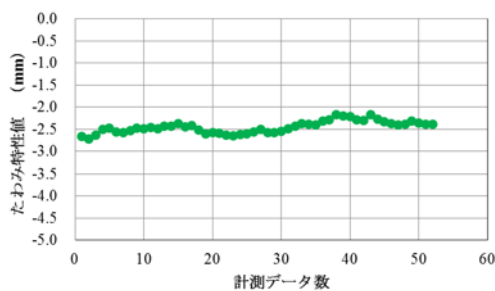
(f) 近隣から小羽山 (径間 C)



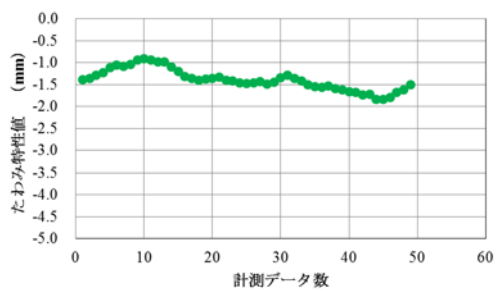
(g) 小羽山から近隣 (径間 D)



(h) 近隣から小羽山 (径間 D)



(i) 小羽山から近隣 (径間 E)



(j) 近隣から小羽山 (径間 E)

図-25 約4年間の長期モニタリングデータに単純移動平均法を適用した「たわみ特性値」の推移 (蛇瀬橋)

$$WMA_M = \frac{Np_M + (N-1)p_{M-1} + \dots + 2p_{M-N+2} + p_{M-N+1}}{N + (N-1) + \dots + 2 + 1} \quad (27)$$

ここで、 WMA_M :加重移動平均値、 N :入力データ数および重み、 p :各時点での入力データ値

上式(27)より、

$$WMA_{M+1} = \frac{Np_{M+1} + (N-1)p_M + \dots + 2p_{M-N+3} + p_{M-N+2}}{N + (N-1) + \dots + 2 + 1} \quad (28)$$

となる。式(27)、式(28)より、 WMA_{M+1} と WMA_M の分子(Numerator)の差分は次式のようになる。

$$\begin{aligned} Numerator_{M+1} - Numerator_M &= Np_{M+1} - p_M - p_{M-1} - \\ &\quad \dots - p_{M-N+2} - p_{M-N+1} \end{aligned} \quad (29)$$

ここで、 $Numerator$: 分子

例えば、 N 日間の入力データ値の総和を $Total_M$ とすると、 $Total_M$ は次式で求められる。

$$Total_M = p_M + p_{M-1} + \dots + p_{M-N+1} \quad (30)$$

式(29)、式(30)より、

$$Numerator_{M+1} = Numerator_M + Np_{M+1} - Total_M \quad (31)$$

となる。したがって、

$$WMA_{M+1} = \frac{Numerator_{M+1}}{N + (N-1) + \dots + 2 + 1} \quad (32)$$

となり、最終的に導出した式(32)を見ると、単純移動平均と同様に、翌日の計測データ値を入力した加重移動平均値を求める際に改めて総和を求め直す必要はないことが分かる。

b) 指数移動平均法

指数移動平均法の場合も加重移動平均法と同様に個々の入力データ値に異なる重みを付けて算出する手法であるが、指数移動平均法の場合、最新の入力データ値から順に重みを指数関数的に減少させる点が異なる。このように、時系列入力データ値に関する重みを指数関数的に減少させることによって最近の入力データ値をより重視するとともに、古い入力データ値といえども完全には切り捨てない。すなわち、最も古い入力データ値に関する重みを0にはしない。

ここで、重みの減少度合いは、0と1の間を取る平滑

化係数、 α によって決定される。一般に、 α は入力データ数 N を用いて $\alpha = \frac{2}{N+1}$ で定義される。指数移動平均値の算出式を次式に示す。

$$EMA_M = EMA_{M-1} + \alpha \times (p_M - EMA_{M-1}) \quad (33)$$

ここで、 EMA_M :指数移動平均値、 α :平滑化係数、 p :各時点での入力データ値

上式(33)において、 EMA_{M-1} を展開すると次式となる。

$$EMA_M = \alpha \times \left\{ p_M + (1-\alpha)p_{M-1} + (1-\alpha)^2 p_{M-2} + \dots \right\} \quad (34)$$

上式(34)より、最新の入力データ値から指数関数的に重みが減少していることが確認できる。また、式(34)は総和を表す式となっているが、 $1-\alpha$ が1より小さい値なので高次項はどんどん小さくなっていき、ある高次項以降からはほぼ無視できる値となる。

ここで、 $\alpha = \frac{2}{N+1}$ として式(33)を展開すると、次

式が得られる。

$$EMA_M = \frac{(N-1)EMA_{M-1} + 2p_M}{N+1} \quad (35)$$

式(35)より、重みを付与しているのは最新の入力データ値のみで、その他の値は全て同じ重みを付けているように見えるが、実際にはある時点で新しい入力データ値が計測された場合、1つ前の平均値に組み込まれ、これが逐次繰り返されることで最新の入力データ値に関する重みが順次減少していくことになる。

4.2 各移動平均法によるたわみ特性値推移の感度比較

上述の3種類の移動平均法を用いて、「たわみ特性値」推移の長期観察における異常値データ入力時の感度分析を行ってみる。ここでの検討では、今回の対象橋梁の1つである新権代橋(PC桁橋)の「たわみ特性値」の推移において、重篤損傷を仮定した異常値データを連続して入力した場合の、①重篤劣化(損傷)判定基準値(前述3.2.3項で設定した“劣化Phase1”)まで増加する時点に到達までの回数、および②異常値データを連続して与えた場合の各移動平均法による推移曲線の勾配の2点についての比較、検討を行う。これらの結果に基づいて、中小スパン橋に対するバスモニタリングシステムの長期

運用における「たわみ特性値」の推移観察精度および損傷検知感度の向上を試みる。

4.2.1 異常値データを与えた場合の劣化Phase1到達までの回数比較

PC桁橋形式である新権代橋の「たわみ特性値」の推移では、前述3.2.3項で述べたように、導入プレストレス力の低下量に着目した重篤劣化（損傷）判定基準値を設定している。ここでは、この「たわみ特性値」の推移に重篤劣化（損傷）に起因する異常値データを連続して入力した場合の、それぞれの移動平均法による検知感度を“劣化Phase1”に到達するまでの回数で比較することを試みる。ここで、入力する異常値データに関しては、現状の新権代橋に対するバスモニタリングで算出された「たわみ特性値」平均値の3倍、4倍、5倍の一定値をそれぞれ連続して入力するCase.と、その他のCase.として、「たわみ特性値」平均値の2倍、3倍、4倍、…n倍と徐々に増加させて入力する場合（対象橋梁の劣化（損傷）が漸次増大していくような場合を想定）の4 Case.について比較、検討する。それぞれの入力用異常値データをCase.1, Case.2, Case.3, Case.4とし、表-10にまとめて示す。

図-26は、一例として新権代橋に対するバスモニタリングで算出された「たわみ特性値」の現在までの推移にCase.1の異常値データを連続して入力した場合のそれぞれの移動平均法による推移曲線の変化を図示によって比較したものである。このように、対象橋梁の重篤劣化

表-10 入力用異常値データ

Case.1	平均値の3倍の値を連続で与える場合
Case.2	平均値の4倍の値を連続で与える場合
Case.3	平均値の5倍の値を連続で与える場合
Case.4	平均値の2倍、3倍、4倍、…n倍の値を連続で与える場合

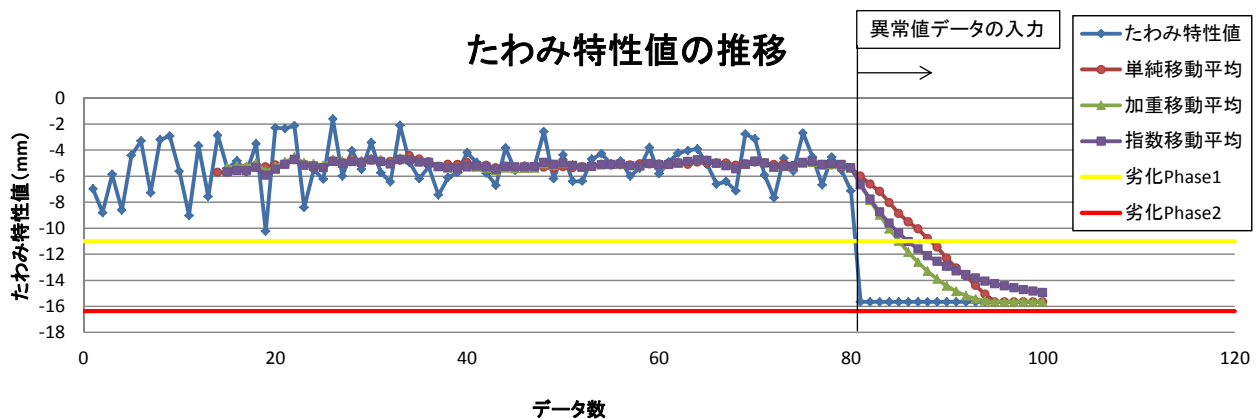


図-26 Case.1の異常値データを連続して入力した場合の各移動平均法による「たわみ特性値」推移曲線の変化例

（損傷）に起因する異常値データを連続して入力した場合の検知感度を定量化するために、表-10に示した各Case.の異常値データを連続して入力した場合のそれぞれの移動平均法による推移曲線が、重篤劣化（損傷）判定基準値到達までにかかる回数をまとめたものを表-11に示す。なお、各Case.で“劣化Phase 1”までの到達回数が最も少なかった移動平均法の回数を黄色の網掛けで示している（参考までに“劣化Phase 2”に関するものも含めている）。表-11より、いずれのCase.でも加重移動平均法あるいは加重移動平均法と指数移動平均法を適用する場合は、より少ない回数で（敏感に）重篤劣化（損傷）判定基準値に到達していることがわかる。しかし、どの移動平均法においても、異常値データ入力後の「たわみ特性値」変化に基づく損傷検知の指標となる重篤劣化（損傷）判定基準値への到達回数が、ある程度必要な（タイムラグが生じる）ことが明らかとなった。バスモニタリングシステムによる損傷検知の目標は、対象橋梁の重篤劣化への移行をいち早く検知することであるが、以上の検討結果は、現状の「たわみ特性値」推移の長期観察では対象橋梁の重篤劣化（損傷）の検知が少し遅れる（鈍感となる）懸念があることを示している。そこで、以下においては他の検知指標として、異常値データ入力2回目での「たわみ特性値」推移の急変点での推移曲線の勾配に着目した検知感度の比較、検討を行ってみる。

4.2.2 異常値データに対する各移動平均線の勾配比較

上述した課題を解決するには、異常値データを入力後すぐに「たわみ特性値」推移曲線の変化を捉えられる指標を見出すことが望ましい。そこで推移曲線の勾配に着目してみる。具体的には、所定の異常値データを2回連続で入力した時点での推移曲線の勾配に着目した比較を行う。ここで、2回目入力時点に着目した理由としては、前述したように外乱因子によって「たわみ特性値」には

かなりのばらつきが見られることより、前回入力データと比べて急激に変化した「たわみ特性値」が算出されることが少なからずある。そこで、急激に変化した「たわみ特性値」が2回連続で算出された場合には、何らかの重篤な劣化（損傷）が発生した可能性があるとして検知、判断する指標の確立を目指すためである。ここでは、2回連続して入力する異常値データについては、一例として前述3.2.3項で述べた“劣化Phase1”の値を用いることとした。異常値データを連続して入力するタイミングについては、広範囲な場合について検討するため、移動平均法による「たわみ特性値」推移の出発点となる、最初の入力データから数えて15番目以降に算出された「たわみ特性値」の内、最も大きい値のものから順に5点、最も小さい値のものから順に5点の計10点において異常値データを2回連続で入力した場合の推移曲線の勾配を比較する。今回選定した10点の例を図-27中の赤○（①～⑩）で示す。また、全入力データおよび各移動平均法により得られた「たわみ特性値」の平均値、標準偏差および分散をまとめた一覧を表-12に示す。

表-13は、選定した①から⑩の10点で異常値データを2回連続して入力した場合の各移動平均法による推移曲線の勾配を算出した結果をまとめたものである（表中の網掛け数字は各移動平均法による勾配の最大および最小値を示す）。また、表-14には、表-13の各移動平均法にお

ける勾配の最大値（赤色の網掛け箇所）および最小値（青色の網掛け箇所）から、異常値データを2回連続して入力せずにそのまま推移させた場合の勾配の最小値（単純：-0.2753, 加重：-0.2545, 指数：-0.2512）をそれぞれ差し引いた値をまとめたものである。

4.3 考察とまとめ

表-14の結果より、異常値データを2回連続して入力した「たわみ特性値」推移曲線の勾配から異常値データとしない勾配を差し引いた値（差分；損傷検知指標）は、単純移動平均法による勾配の最小値（青の網掛け部分）よりもわずかに小さくなる場合があり、単純移動平均法ではこの時点での重篤劣化（損傷）の検知を見逃すことが考えられる。これに対して、加重移動平均法および指数移動平均法では、異常値データを2回連続で入力するこの時点での推移曲線の勾配が明らかに大きく変化するようになる（表-14参照）。特に、加重移動平均法による方が指数移動平均法によるものよりも異常値データの入力に対する勾配が大きくなる傾向がある。すなわち、今回適用を試みた3種類の移動平均法の中では加重移動平均法が最も敏感に反応することが明らかとなった。したがって、重篤劣化（損傷）判定基準値に到達する回数および異常値データ入力による推移曲線の勾配の両者を総合すると、「たわみ特性値」推移の長期観察から重篤

表-11 異常値データを連続して入力した場合の重篤劣化（損傷）判定基準値への到達回数（回）の比較

到達回数		Case.			
		Case.1	Case.2	Case.3	Case.4
劣化Phase1へ到達するまでの回数	単純移動平均法	9	6	5	6
	加重移動平均法	6	4	3	4
	指数移動平均法	6	4	3	4
劣化Phase2へ到達するまでの回数	単純移動平均法		11	8	8
	加重移動平均法		8	5	6
	指数移動平均法		10	6	6

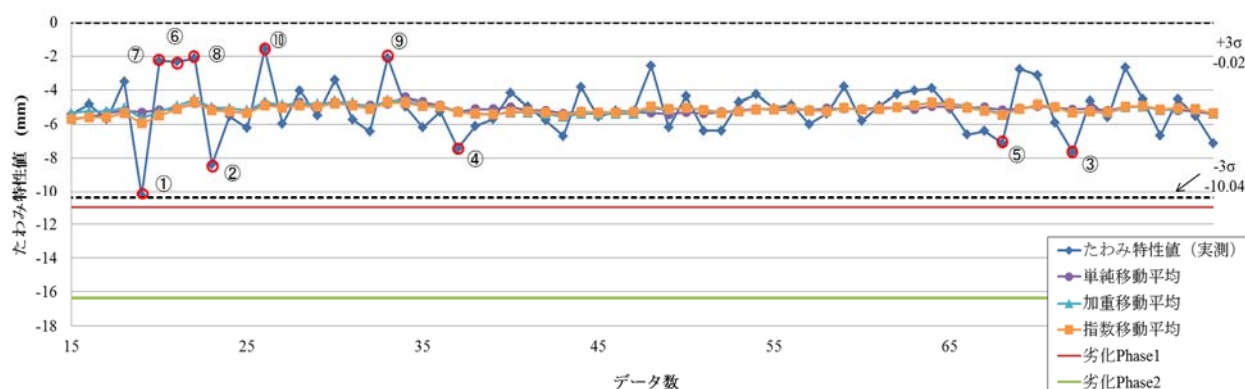


図-27 異常値データを連続して入力するために設定したタイミング（①～⑩の10点）

な劣化（損傷）を検知するのに最も適しているのは加重移動平均法であるとの結論に至る。

なお、前述4.2.1項で指摘したように、重篤劣化（損傷）判定基準値への到達回数を利用した損傷検知のみでは対応が後手に回る可能性がある。そこで、今回新たな損傷検出指標とした推移曲線の勾配に注目する方法を組み合わせたことが対象橋梁の重篤損傷検知の向上につながると言える。その際の課題として、推移曲線の勾配の合理的な重篤劣化（損傷）判定基準値を策定する必要がある。

表-12 全データおよび各移動平均法より得られた「たわみ特性値」の統計量

データ		統計量		
		平均値(mm)	標準偏差(mm)	分散
全データ		-5.218	1.733	3.004
データ区間15	単純移動平均法	-5.108	0.212	0.045
	加重移動平均法	-5.117	0.31	0.096
	指数移動平均法	-5.174	0.306	0.094

表-13 各タイミング点で異常値を2回連続入力した場合の各移動平均法による推移曲線の勾配比較(mm/回)

移動平均法 異常値データ入力 タイミング	単純移動平均法	加重移動平均法	指数移動平均法
①	-0.4770	-0.6850	-0.5924
②	-0.4486	-0.7041	-0.6820
③	-0.4278	-0.7117	-0.6650
④	-0.2693	-0.7074	-0.6705
⑤	-0.4223	-0.7012	-0.6514
⑥	-0.3840	-0.7226	-0.6923
⑦	-0.3810	-0.6980	-0.6461
⑧	-0.5293	-0.7486	-0.7359
⑨	-0.3160	-0.7725	-0.7365
⑩	-0.3593	-0.7423	-0.7172

*： 図-27 参照

表-14 異常値データを入力した場合としない場合の推移曲線勾配の最大および最少差分(mm/回)

移動平均法	差分	
	最小差分値	最大差分値
単純移動平均法	0.0060	-0.2540
加重移動平均法	-0.4305	-0.4941
指数移動平均法	-0.3412	-0.4853

5. 撤去橋を用いた人工的損傷導入によるたわみ特性値の損傷検知感度

ここでは、バスモニタリングシステムでの重篤損傷評価指標となる「たわみ特性値」の損傷検知における感度を調べるため、撤去橋梁(実橋)を用い、人工的損傷(高覧撤去)が「たわみ特性値」の推移に与える影響についての検討を行った結果を述べる。また、路線バスと対象橋梁などの連成を考慮した解析モデルによるシミュレーション解析を行って、人工的損傷を導入した対象橋梁の「たわみ特性値」の変化を算出し、解析的観点からの損傷検知感度の比較、検討を行うものである。

5.1 実験概要

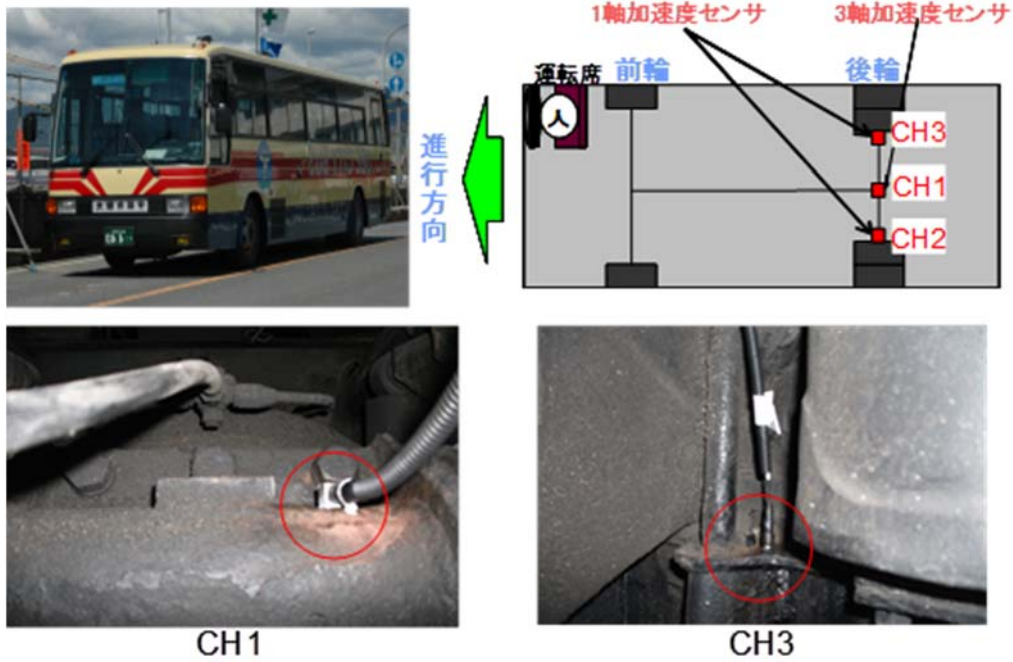
現地実験は、解体・撤去が予定されている、調査時点での橋齢が72年の老朽RC橋(栄橋³⁾(図-28参照)を対象橋梁とした。その際、バスモニタリングシステムによる計測を、季節(気温)の変化、高欄の有無等を考慮して、それぞれ2012年の9月、2013年の1月、2月、3月の計4回実施した。既述の長期実証実験の場合と同様に、対象橋梁上を市バス(車両)で定速走行した時の鉛直(z軸)方向加速度応答(それぞれ15往復分)から上りおよび下り車線走行時の「たわみ特性値」を算出する。ここでは、対象橋梁が解体・撤去中であることより、一般交通車両は無い(理想的な)ことを生かして車両重量の差異や広範囲な走行速度(定速)の設定など様々な条件で計測を行っている。

5.1.1 計測用車両の種類と特徴

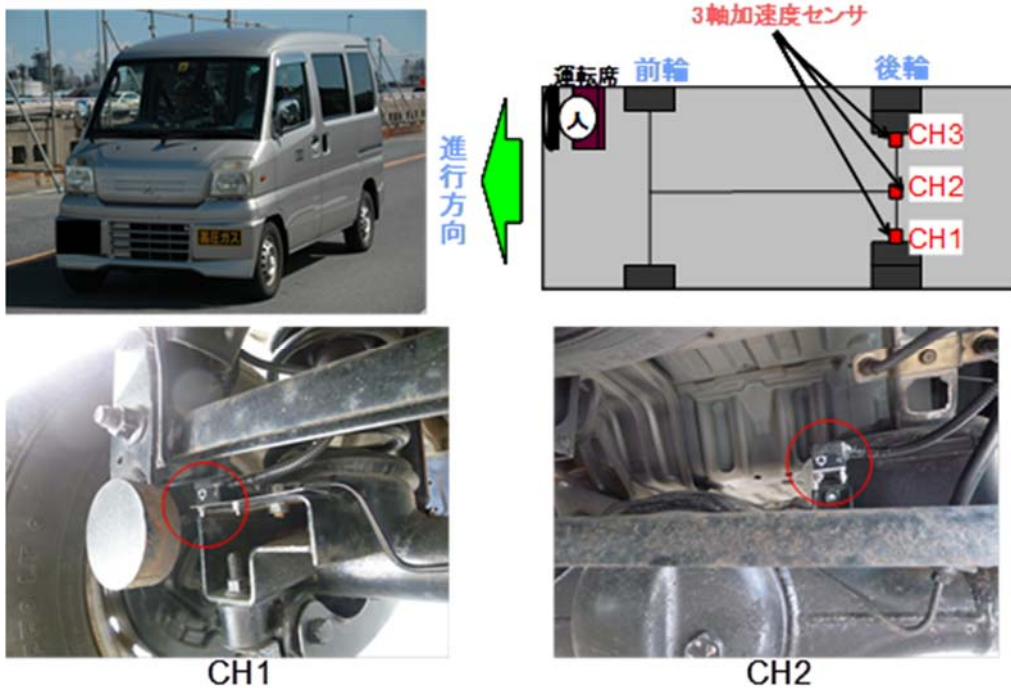
本実験で使用した計測用車両は、総重量約15tfの宇部市観光バスと総重量約1.3tfの軽自動車である。両車両ともに既述の長期実証実験の場合と同様の位置(後輪バ



図-28 対象橋梁(栄橋)の供用中の概観写真



(a) 観光バス



(b) 軽自動車

図-29 計測車両と加速度センサ設置位置

ネ下)に加速度センサを設置して連続計測を行った。今回は、これに加えて後輪バネ下に設置するセンサ位置の違いについても検討するために、後輪バネ下の右側、中央(通常位置)および左側の3カ所に同性能の加速度センサを設置し、計測を行った。本実験に用いた2種類の計測用車両の外観と加速度センサ設置位置を図-29(a),(b)に、また、計測用車両の仕様と加速度センサの性能などをまとめたものを表-15(a),(b)に示す。

5.1.2 対象橋梁の概要

今回の対象橋梁である「栄橋」は、昭和16年(1941年)架設の橋長168.3 m、全幅員11.0 m、8 径間を有する単純ゲルバー式鉄筋コンクリート(RC)-T 桁橋であり(国土交通省管轄)、架け替え工事のため2012 年度から2 年間で段階的に解体・撤去された。表-16および図-30に「栄橋」の構造諸元および撤去前の形状・寸法および今

表-15 計測用車両と加速度センサの仕様

(a) 計測用車両

	バス	軽自動車
乗車定員	57人	2(4)
長さ	1194cm	339cm
幅	249cm	147cm
高さ	330cm	189cm
車両重量	11810kg	860kg
車両総重量	14945kg	1320kg
前前軸重	4030kg	440kg
後後軸重	7780kg	420kg

(b) 加速度センサ

	型番	シリアルNo.	チャンネル	軸	センサ感度	単位	設置箇所
バス	SA11ZSC-TI	5692	CH1	z	0.99	mV/ms ⁻²	中
	M353B16	106161	CH2	z	1.058	mV/ms ⁻²	右
	M353B12	106410	CH3	z	0.483	mV/ms ⁻²	左
軽自動車	2422	1236	CH1	z	794.0	mv/G	左
	2422	1237	CH2	z	795.1	mv/G	中
	2422	1238	CH3	z	797.3	mv/G	右

回の調査対象区間を示す。なお、計測時には橋上に一般交通車両が無いことから、「たわみ特性値」への外乱因子として季節（気温）変化のみに限定し、人工的損傷とみなす高欄の有無の「たわみ特性値」に及ぼす影響を明らかにする。そのため、現地実験は、秋季1回、冬季2回、春季1回の計4回とし、季節（気温）変化のない条件下での高欄撤去前後の「たわみ特性値」の変化については、2013年1月と2013年2月のデータを比較した。図-31に高欄撤去前後の対象橋梁外観を示す。

5.2 実験結果と考察

上述のような撤去橋梁を対象とした実橋実験により得られた結果をまとめ、種々の考察を加えてみる。

5.2.1 センサ設置位置の違い

後輪バネ下に設置した加速度センサの位置の違いによって「たわみ特性値」がどう変化するかを明らかにすることを試みた。図-32に観光バスの後輪バネ下のセンサ設置位置別の加速度応答波形を比較して示す。図-32より、後輪バネ下であれば基本的にどのセンサ設置位置でも「たわみ特性値」の算出結果に問題の無いほぼ正しい加速度応答が計測できることが明らかとなった。これより、バスモニタリングシステムでの重篤損傷評価指標となる「たわみ特性値」算出には、後輪バネ下であればどの位置にセンサを設置しても大きな影響はないと言える。

表-16 対象橋梁（栄橋）の構造諸元

橋長	L=168.29m
幅員	W=11.0m(2車線+歩道)
	W=2.5m(歩道)
径間	8径間
構造	ゲルバー-RCT桁橋

5.2.2 車種による車両軸重の違い

「たわみ特性値」に及ぼす車両軸重の違いを明らかにするため、総重量で10tf以上の差がある観光バスと軽自動車それぞれの走行時の加速度応答より「たわみ特性値」を算出した。ここで、観光バスの後輪バネ下加速度応答波形(中央)と軽自動車の後輪バネ下(右)加速度応答波形、および対象橋梁上に設置した加速度センサより得られた観光バスおよび軽自動車走行時の加速度応答波形の一例を図-33(a)～(d)に示す。図-33(a), (b)の比較より、軽自動車に設置した加速度センサの応答波形が、雑音部分および信号部分ともに観光バスのそれに比べ大きい傾向を示すことがわかる。これは、軽自動車は観光バスに比べ総重量(軸重)が軽いから、走行中に路面凹凸などの影響を受けやすく、車体が上下に大きく振動し易いことが原因と考える。一方、図-33(c), (d)の比較より、軽自動車走行時の橋梁上に設置した加速度センサの応答波形は、観光バスの場合に比べかなり小さくなることがわかる。これより、総重量の軽い軽自動車走行の場合では対

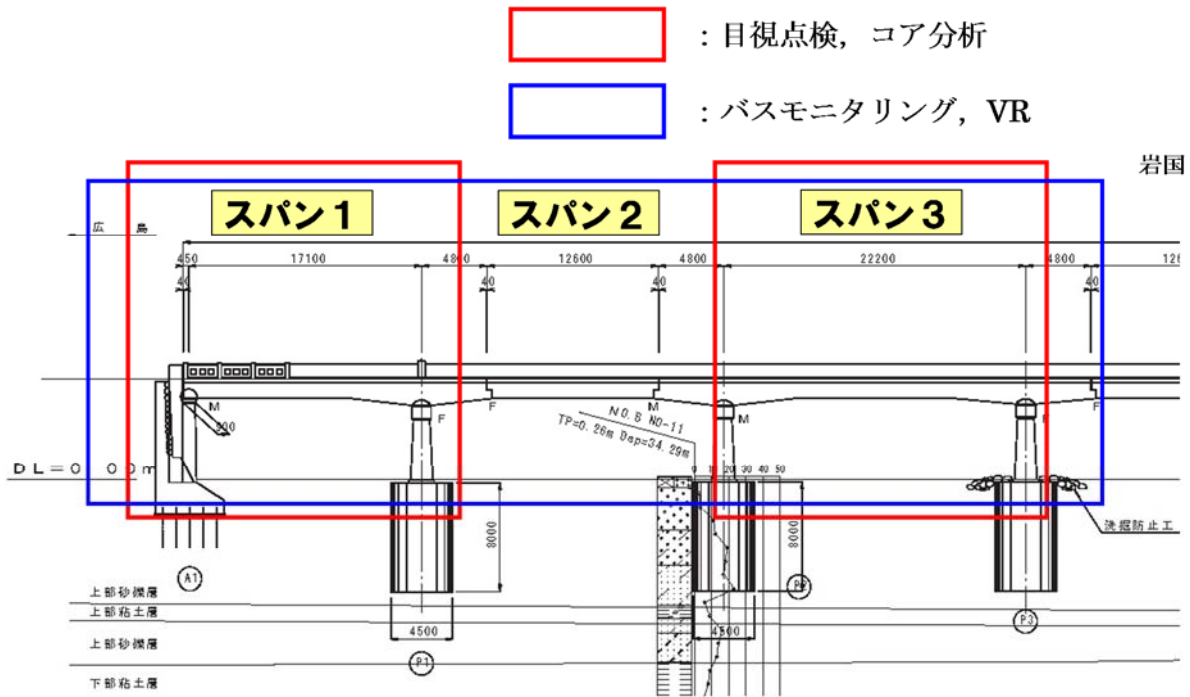


図-30 対象橋梁（栄橋）の形状・寸法および現地調査対象スパン



(a) 高欄撤去前



(b) 高欄撤去後

図-31 高欄撤去前後の外観変化

象橋梁に十分な加振を起こすには至っておらず、また、路面凹凸などの外乱因子によって後輪バネ下と橋梁が一体となって振動せず(車両と橋梁の相似性が成り立たない)、バスモニタリングシステムの必要条件が成り立たなくなる(「たわみ特性値」の算出に適さない)のではないかと考える。

5.2.3 高欄撤去前後のたわみ特性値の比較

ここでは、総重量約15tfの観光バスを使用して、計測時期を変えた合計4回の計測結果から算出した15回分の「たわみ特性値」の平均値を利用して、対象橋梁（栄橋）に人工的損傷（高欄撤去）導入前後の変化を検討してみる。表-17および図-34は、一例として対象橋梁の第2径間（スパン2）および第3径間（スパン3）（図-30参照）

における観光バス（40km/h走行）での「たわみ特性値」算出結果をまとめたものを示す。なお、コンクリート製高欄の撤去は第2回計測（2013年1月）と第3回計測（2013年2月）の間に行われており、高欄撤去前後の「たわみ特性値」を比較する。

まず、第3径間（スパン3）（図-30参照）について、高欄撤去後の2つの「たわみ特性値」（-2.97, -2.89）は撤去前の「たわみ特性値」（-2.67, -2.61）に比べ、約10%増加している。これは、橋全体の曲げ剛性の低下が「たわみ特性値」の増加に影響を与えたためであると考える。しかし、ゲルバー構造部を含む第2径間では、第4回計測の「たわみ特性値」（-2.24）は高欄撤去前の「たわみ特性値」よりわずかに減少した値となっている。これは第2径間（スパン2）がゲルバー構造部を含む径間

であり、ゲルバー構造部が「たわみ特性値」に何らかの影響を与えていると考えられる。従って、ゲルバー構造部を含む径間については、今後シミュレーション解析を行い、その解析結果との比較を行う必要がある。

5.3 解析的検討

ここでは、バスモニタリングシステムによる実橋での

計測結果に対して、解析モデルによるシミュレーション解析を行って高欄撤去前後の挙動を解析的に明らかにする。

検討方法として、広島側第2径間（スパン2）のゲルバー桁部を除く単純梁構造箇所について、以下の静的FEM解析を行い³⁰⁾、最大たわみの比を求め、高欄の有無が桁の剛性変化に与える影響について検討する。解析は、径

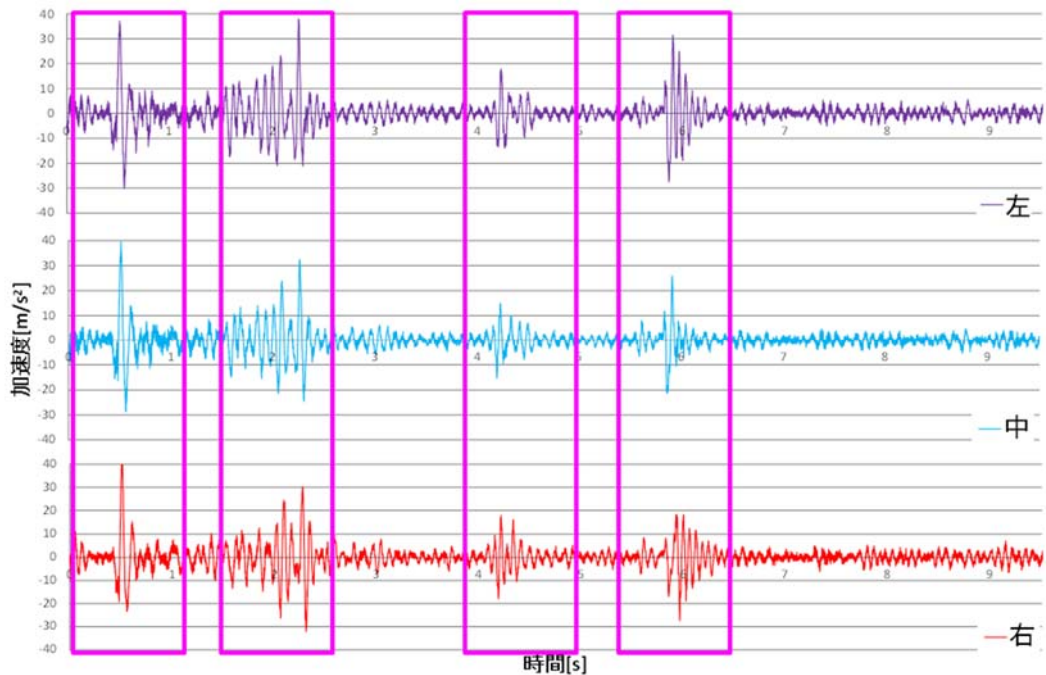


図-32 観光バス後輪バネ下のセンサ設置位置の違いによる加速度応答波形の比較(図-29(a)参照)

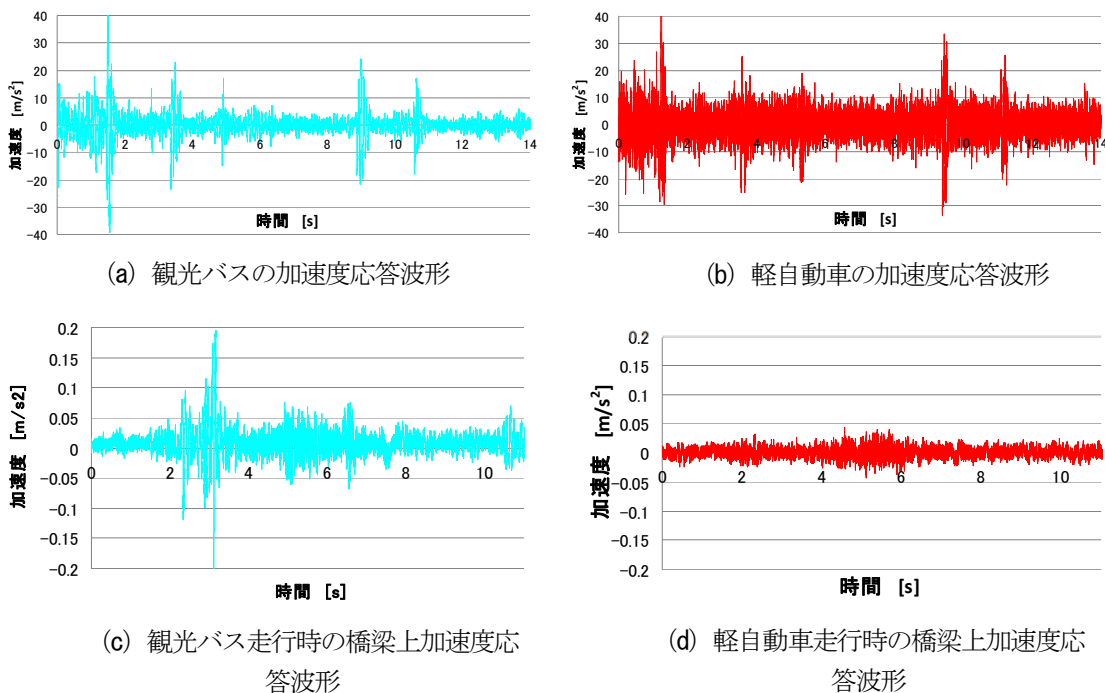


図-33 車種の違いによる車両側および橋梁上の加速度応答波形

間中央鉛直下向き単位集中荷重 (1kN) を載荷した場合の桁中央の変形を、以下の4 Case. について3次元FEMを用いて求め比較する：

- Case. 1：高欄ありで損傷なし
- Case. 2：高欄なしで損傷なし
- Case. 3：高欄ありで損傷あり
- Case. 4：高欄なしで損傷あり

以上の4ケースについて静的解析を実施した。なお、解析にはMIDAS-GEN (MIDAS-IT Co.) を使用した。

5.3.1 解析モデルと解析条件

解析で用いたモデルの概要を図-35に示している。ここで、図-35中に示している「損傷あり」の場合における想定損傷を拡大した概要図を図-36に示している。また、静的解析条件を表-18に示す。なお、固有値解析を実施した結果、1次固有モードは16Hzであった。また、理論解および他の研究等³¹⁾³²⁾より求めた1次モードは16Hzとなった。従って、当該モデルは本検討に用いるモデルとして妥当であると考えられる。

表-17 高欄撤去前後での「たわみ特性値」算出結果一覧 (単位:mm)

回数	高欄撤去前				高欄撤去後			
	第1回計測 2012/9/11		第2回計測 2013/1/10		第3回計測 2013/2/12		第4回計測 2013/3/5	
	第2径間	第3径間	第2径間	第3径間	第2径間	第3径間	第2径間	第3径間
1	-3.347	-2.668	-2.727	-2.477	-2.130	-2.264	-1.510	-2.418
2	-2.723	-2.083	-1.854	-3.262	-2.081	-2.468	-2.194	-2.951
3	-1.702	-3.326	-2.999	-2.003	-2.158	-1.886	-3.042	-3.719
4	-2.341	-2.237	-3.068	-2.699	-2.652	-4.045	-1.867	-3.100
5	-1.976	-1.104	-2.524	-2.866	-3.289	-3.241	-1.922	-2.482
6	-1.704	-1.780	-4.348	-2.412	-1.675	-2.650	-1.660	-2.669
7	-2.885	-3.595	-0.854	-2.739	-3.421	-2.923	-2.060	-2.544
8	-2.636	-2.449	-2.179	-2.781	-3.197	-3.454	-2.591	-1.790
9	-1.359	-2.607	-1.510	-2.019	-2.769	-4.074	-2.562	-1.941
10	-1.794	-1.507	-2.119	-2.323	-2.725	-2.936	-2.466	-2.057
11	-1.618	-3.852	-1.235	-2.014	-1.961	-2.372	-2.315	-3.023
12	-2.647	-3.419	-3.159	-3.124	-2.554	-3.317	-1.639	-2.872
13	-2.819	-3.075	-2.720	-2.710	-2.522	-2.477	-1.604	-3.404
14	-1.568	-3.043	-1.409	-3.183	-2.334	-3.094	-2.398	-3.583
15	-3.421	-3.321	-1.636	-2.593	-3.606	-3.337	-3.815	-4.857
平均	-2.303	-2.671	-2.289	-2.614	-2.605	-2.969	-2.243	-2.894

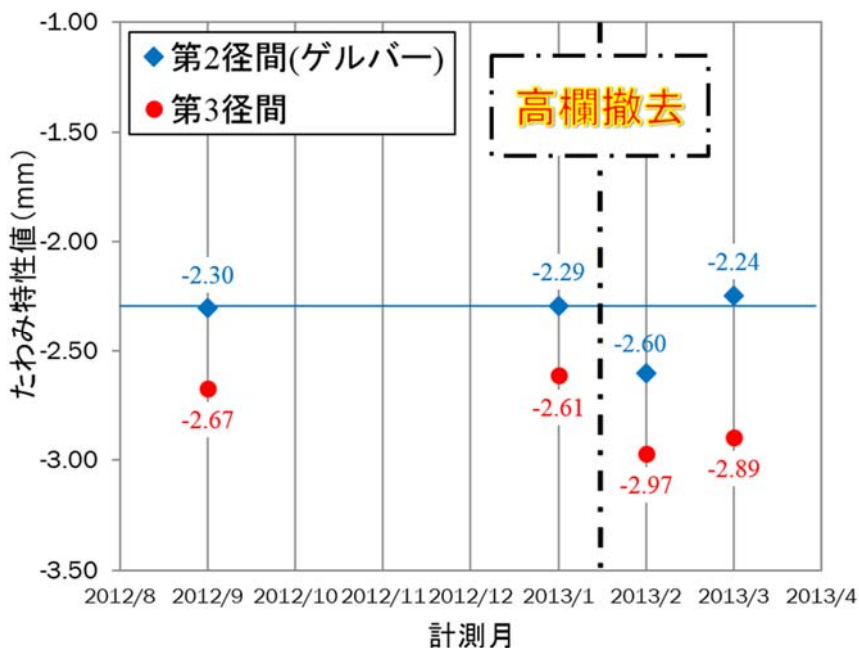


図-34 高欄撤去前後でのたわみ特性値の変化

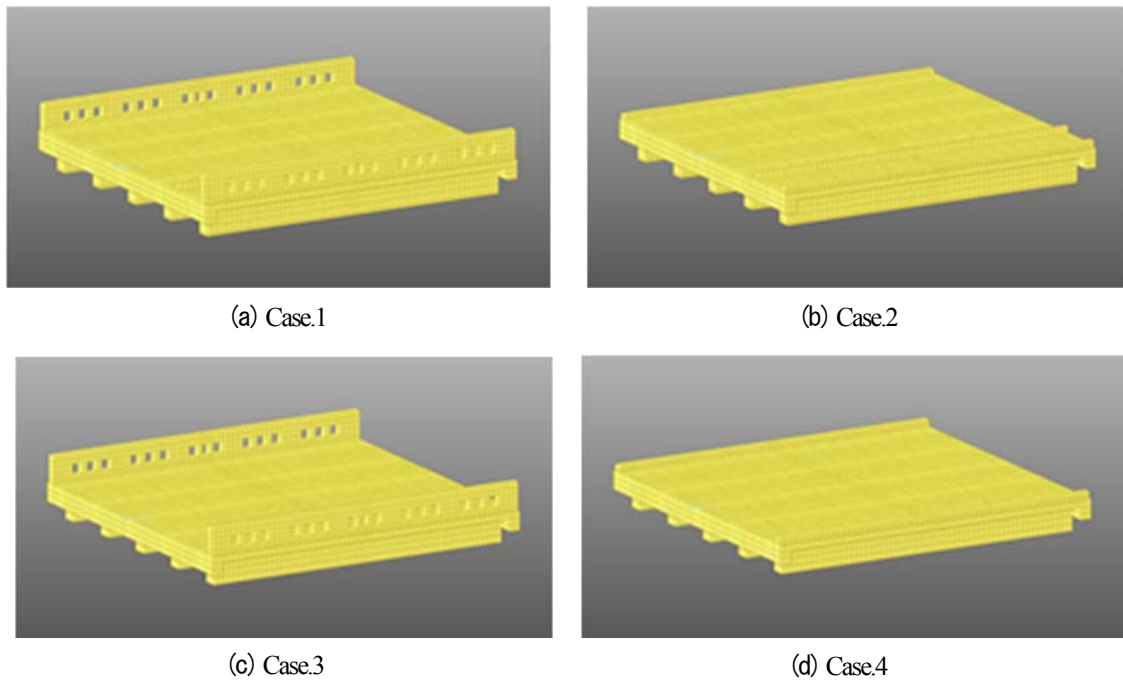


図-35 解析で用いたモデル概要(5.3節参照)

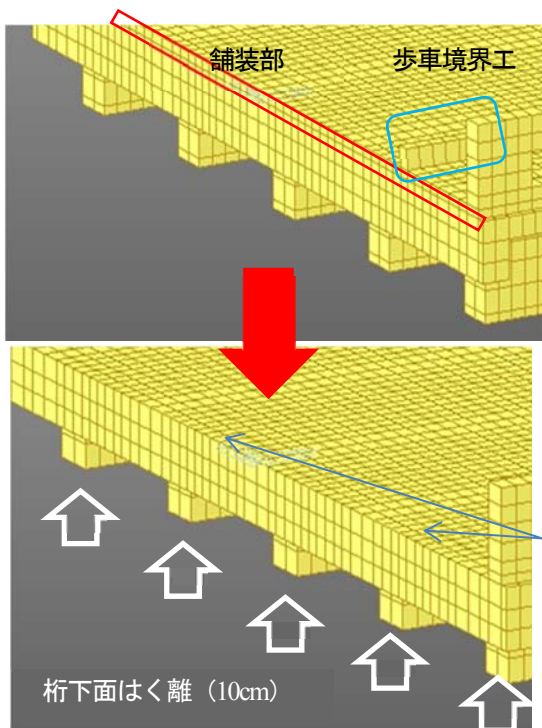


図-36 想定損傷概要図

5.3.2 解析結果とたわみ特性値の比較

得られた解析結果を表-19に示す。本検討条件下での高欄あり損傷なしのたわみの変化の比は1.04であり、約4%程度の変化にとどまることがわかる。一方、桁下面全面はく離等を仮定した場合は1.05であり、約5%の変化となる。また、高欄あり、なしにおける断面2次モーメントを算定している。得られた断面2次モーメントについて、表-20に示す。高欄有無により断面2次モーメントは約40%程度低下する結果となっている。すなわち、柔性

表-18 解析条件

項目	条件
解析手法	3次元ソリッド要素を用いた弾性静的解析
材料定数	JIS (RC) Fc24相当とし、
	弾性係数 2.2668e7
	ポアソン比 0.2
荷重	径間中央鉛直下向き単位集中荷重 (1kN)
境界条件	単純梁想定で、主桁下端端部を拘束

表-19 解析結果 (径間中央部のたわみ)

Case.	たわみ (≠たわみ特性値)	高欄ありに対する比
1	$-2.89 \times 10^{-6} \text{ m}$	-
2	$-3.00 \times 10^{-6} \text{ m}$	1.04 (+4%増)
3	$-3.29 \times 10^{-6} \text{ m}$	-
4	$-3.47 \times 10^{-6} \text{ m}$	1.05 (+5%増)

表-20 断面2次モーメント算出結果

	高欄あり	高欄なし		低下率
断面積	6.650	5.948	m ²	10.5%
中立軸位置	0.974	0.877	m	
断面2次モーメント	1.612	0.980	m ⁴	39.2%

(たわみ)の比にして1.64となる。

一方で、先に示した3次元FEMによる結果では1.04ないしは1.05であり高欄有無の影響は、断面2次モーメントより得られる値と比較して非常に小さい値となっている。これは、バスが通過する桁中央付近載荷の条件においては、その応力伝達経路は平面的に広がり、断面計算における仮定条件である平面保持および橋軸曲げのみでの剛性評価と一致しないことを示していると考えられる。

また、「たわみ特性値」との比較に関して、第2径間(スパン2)の「たわみ特性値」算出結果が高欄撤去前よりも撤去後の値が減少している結果と異なっている。

5.4 まとめ

第3径間(スパン3)の「たわみ特性値」算出結果について、高欄撤去後のたわみ特性値(平均:2.93mm)は撤去前の「たわみ特性値」(平均:2.64mm)に比べ、約10%低下している。これは、静的解析の結果である桁下面全面はく離等を仮定した場合の約5%の変化であることを見ても、高欄撤去に対してたわみ特性値は相応の感度であったと言える。しかし、ゲルバー構造部を含む第2径間(スパン2)では、高欄撤去後のたわみ特性値が高欄撤去前よりわずかに増加する結果となっている。これは、3次元FEMを用いた解析結果とも異なるものである。この要因として考えられるのは、解析で用いているモデルは、ゲルバー構造部を除く単純径間部分で作成しており、実際に算出しているたわみ特性値は、ゲルバー構造部の影響を受けていることが考えられる。また、計測季節による変化も考えられるが、こちらは第3径間(スパン3)の結果を見るとあまり影響がないように考えられる。第2径間(スパン2)については、今後も検討を続ける必要があり、橋梁の構造形式の違いがたわみ特性値に与える影響などについても検討を行う必要がある。

これらのことから、バスモニタリングシステムにおける評価指標値であるたわみ特性値の有用性・有効性を検証している現段階においては、応力伝達経路が平面的に広がる様な橋梁を計測対象とする場合については、当該検討で用いたような3次元モデルとの比較、検討を行うことが有効であると確認された。

6. 結論

本論文では、宇部市バス路線でのバスモニタリングシステムを適用した中小橋梁の長期モニタリングを行っており、評価指標値であるたわみ特性値を用いた長期推移の観察結果を示し、新たなたわみ特性値の推移観察手法について述べた。また、撤去中の橋梁を用いての人工的損傷(高欄の撤去)を導入した、たわみ特性値の損傷検知性能についての検証を

系統的に行った。本論文で得られた主な成果を以下に記す。

1) 長期モニタリングとして、実運行中の路線バスを使用して約4年間にわたる実証実験を行った。長期モニタリングでのたわみ特性値の推移を観察したが、急激な変化等は見られず、今後も計測を続けていく必要がある。

2) 既往の研究より、バスモニタリングシステムにおけるたわみ特性値のばらつき低減を図るために移動平均法を用いている。その中でも、データに重み付け等を行わないデータ区間の単純な平均である単純移動平均を採用している。単純移動平均でのたわみ特性値の推移観察の結果、急激な変化等は見られないため、現段階では橋梁には重大な損傷は生じていないとの判断に至る。

3) 単純移動平均によるたわみ特性値の推移観察では、データがあまりに平滑化される点や、実際のデータよりかなり遅れて追従される点が課題として示された。この課題を解決するために、他の移動平均法(加重移動平均、指数移動平均)との比較・検討を行った。橋梁の急変を想定し、各移動平均線のたわみ特性値の推移に異常値を代入し、劣化判定基準に透徹するまでの回数を比較した結果、単純移動平均に比べ加重・指数移動平均の方がより早く劣化判定基準に到達することが明らかとなった。

4) 劣化判定基準への到達回数を比較する中で、どの移動平均においてもある程度到達まで回数がかかっており、これでは実際の橋梁の急変の察知が遅れる懸念があった。そこで、各移動平均線での傾きに着目し、比較を行った。その結果、単純移動平均では、急変(仮定損傷)を与えた場合と現在までに得られている実際の推移とを比較したところ、差異が小さく、橋梁の急変を察知できないとの判断に至った。それに対し、加重移動平均・指数移動平均では、ある程度の差異が見られた。今後は、より大きな差異が見られた加重移動平均を採用し、たわみ特性値の推移を観察する。

5) 4)で示された結果を元に、今後は現在の劣化判定基準にとらわれず、傾き(加重移動平均の傾き:約-0.7)を参考に、新たな劣化判定基準を策定する必要がある。

6) 撤去橋梁を用いた実証実験では、人工的損傷(高欄撤去)によるたわみ特性値に及ぼす影響(感度)に関する検討を行った。対象橋梁の第3径間の結果より、橋全体の曲げ剛性の低下に対して、たわみ特性値は相応の感度であることが確認された。一方で、ゲルバー構造部を含む第2径間では、高欄撤去

前のたわみ特性値が高欄撤去後のたわみ特性値より増加している。これは、3次元FEMを用いた解析結果とも異なるものである。実際に算出しているたわみ特性値は、ゲルバー構造部の影響を受けていることが考えられる。橋梁の構造形式の違いがたわみ特性値に与える影響などについても検討を継続していく必要がある。

7) バスモニタリングシステムにおいて、評価指標値であるたわみ特性値の有用性・有効性を解析的に比較や検証している現段階においては、今回の実証実験で対象とした橋梁のような、応力伝達経路が平面的に広がる様な橋梁においては、当該検討で用いたような3次元モデルとの比較・検討が有効であることが確認された。

バスモニタリングシステムの実用化に関しては、いくつか課題はあるものの今回の長期実証実験において様々な有益な結果が得られた。また、バスモニタリングシステムの将来の重要課題として、計測の自動化、省力化が挙げられる。本研究の成果から更なる課題について検討し、解決することにより、より簡易的で効率的な橋梁の健康診断が実現可能となる。

謝辞：本研究の長期実証実験において、路線バスへのセンサ設置、路線バス運行手配などにご協力いただきました宇部市交通局交通事業課の関係各位に深く感謝します。また、撤去橋梁(栄橋)での検証実験の機会を与えて頂いた国土交通省中国地方整備局の担当者の方々にも深く感謝します。

参考文献

- 1) Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism(2013), "White paper on land, infrastructure, transport and tourism in Japan", Japan(in Japanese).
- 2) Furuta, H., Kayano, M. and Watanabe, M.(2007), "Present state and future outlook of bridge maintenance and bridge management systems", *Doboku Gakkai Ronbunshu F*, **63**(3), 287-294.
- 3) JSCE Committee on Formulation of Future Vision(2014), "A 100-year vision of society and civil engineering: opening up every possible opportunity to build a sustainable society", Japan Society of Civil Engineers, Tokyo, Japan.
- 4) Road Management Division, Public Works and Construction Department, Yamaguchi Prefectural Government(2014), "Yamaguchi Prefecture bridge life extension and rehabilitation plan", March 2014 version, Yamaguchi, Japan(in Japanese).
- 5) Kim, C., and Kawatani, M.(1992), "Bridge health evaluation using bridge vibration data obtained by use of a single passing vehicle", *Journal of Construction Steel*, **38A**, 781-788.
- 6) Lin, C.W. and Yang, Y.B.(2005), "Use of a passing vehicle to scan the fundamental bridge frequencies", *An Experimental Verification Engineering Structures*, **27**, 1865-1878.

- 7) Oshima, Y., Yamamoto, R., and Sugiura, K.(2011), "Bridge damage identification method based on displacement estimated from vehicle response", *Proceedings of the 57th Symposium on Structural Engineering*, **57A**, 646-654.
- 8) Miyamoto, A. and Isoda, S.(2012), "Sensitivity analysis of mechanical behaviors for bridge damage assessment", *Structural Engineering and Mechanics*, **41**(4), 539-558.
- 9) Miyamoto, A. and Yabe, A.(2012), "Development of practical health monitoring system for short and medium-span bridges based on vibration responses of city bus", *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, ISHMIII, **2**(1), 47-63.
- 10) Yabe, A., Miyamoto, A. and Nagata, M.(2015), "Verification tests for practical application of a health monitoring system for short- and medium-span bridges based on public bus vibrations", *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, ISHMII, **5**(1), 67-95.
- 11) Yabe, A.(2006), "Development of a method of analyzing dynamic moving body-structure interaction using the substructure method", *Proceedings of the 61st Annual Conference of the Japan Society of Civil Engineers*, **1-424**, 845-846.
- 12) Tanaka, H., Miyamoto, A., Emoto, H., and Yabe, A.(2014), "Bus-based structural health monitoring system for smaller bridges: long-term field test and damage detection", *Doboku Gakkai Ronbunshu F3 (Civil Engineering Informatics)*, JSCE, **70**(2), I_193-I_206.
- 13) Yabe, A., Miyamoto, A., Isoda, S., and Tani N.(2013), "Development of techniques for short/medium-span bridge monitoring system using in-service fixed-route bus", *Doboku Gakkai Ronbunshu, F4 (Construction Management)*, **69**(2), 102-120.
- 14) Yabe A.(2006), "Development of moving body-structure interaction analysis technique using substructure method", *Proceedings of the 61st Annual Conference of the Japan Society of Civil Engineers*, 845-846.
- 15) Kyoroy Shindo Kenkyukai(1993), "Measurement and analysis of bridge vibration", *Gihodo Shuppan*, October 1993 version(in Japanese).
- 16) Japan Society of Civil Engineers(JSCE)(2000), "Guidelines for bridge vibration monitoring", *Structural Engineering Series*, **10**, 110-119.
- 17) Japan Society of Mechanical Engineers(JSME)(1987), "Computer analysis in mechanical engineering", *Corona Publishing*.
- 18) Ube City Transportation Bureau(UTB)(2013), "Ube City Municipal Bus Route Map (as of October 1, 2013)", http://www.ubebus.jp/rosenzu_2013.pdf.
- 19) Ube City(2013), "Bridge life extension and rehabilitation plan, December 2013 version", http://www.city.ube.yamaguchi.jp/machizukuri/dourokasen/dourokasen/documents/kyouryou-h23_2.pdf.
- 20) Fuji Ceramics Corporation(2012), "Triaxial accelerometer specifications, January 24 published version 2012", <http://www.fujicera.co.jp/prod/uct/j/04/07.html>.
- 21) Yan, Z-H., Miyamoto, A. and Jiang, Z-W.(2009), "Frequency slice wavelet transform for transient vibration response analysis", *Mechanical Systems and Signal Processing*, **23**(5), 1474-1489.
- 22) Yan, Z-H., Miyamoto, A., Jiang, Z-W. and Liu, X-L.(2010), "An overall theoretical description of frequency slice wavelet transform", *Mechanical Systems and Signal Processing*, **24**(2), 325-572.
- 23) Yabe, A., Isoda, S., Nagata, M., and Miyamoto, A.(2012), "Field test of short/medium-span bridge monitoring system using in-service fixed-route bus", *Proceedings of the 67th Annual Conference of the Japan Society of Civil Engineers*, VI-232.

- 24) National Institute for Land and Infrastructure Management and Japan Prestressed Concrete Contractors Association(2010), "Joint study on refinement of structural health evaluation of prestressed concrete road bridges, Chapter 4", ISSN1346-7328, *Technical Note of NILIM No. 613*, 99–105(in Japanese).
- 25) Yabe, A., Miyamoto, A., Isoda, S., and Tani N.(2013), "Development of techniques for short/medium-span bridge monitoring system using in-service fixed-route bus", *Doboku Gakkai Ronbunshu F4 (Construction Management)*, **69**(2), 102–120.
- 26) Nosaka, K., and Masuda, K.(2010), "A new approach to moving average interpretation: predicting market conditions from six positions: identifying the right timing of long-term/short-term investment", *Kanki Publishing*, Tokyo, Japan.
- 27) Kanatani, K.(2005), "Mathematical optimization made easy", *Kyoritsu Shuppan*, Tokyo, Japan.
- 28) Ishimura, S.(1989), "Statistical analysis explained", *Tokyo To-sho Publisher*, Tokyo, Japan.
- 29) Miyamoto, A., Emoto, H., Takahashi, J., and Yabe, A.(2015), "Structural health evaluation and remaining life estimation of a decommissioned bridge based on site investigation: Sakae Bridge investigation results", *Infrastructure Management Series No. 22*, The Research Center for Environmental Safety, Yamaguchi University, **22**, 1–104, Ube, Japan.
- 30) Yabe, A.(2011), "Fundamental study on development of bridge anomaly detection system using in-service fixed-route bus", Doctoral Dissertation, Yamaguchi University, Ube, Japan.
- 31) Omi, H., Mori, S., and Twayan, R. P.(2013), "Detectability of natural frequency of concrete girder bridge by vehicle loading and hammering", *Proceedings of the Annual Conference of JSCE Shikoku Branch*, **I-4**.
- 32) Tamada, K.(2013), "Experimental study on damage and dynamic characteristics of bridges managed by local governments", Japan Institute of Countryology and Engineering, *Proceedings of the 13th JICE Annual Presentation of Subsidized Research*, **I-5**.

(平成28年 11月 18日受理)