

報告 無線加速度センサを用いた振動計測システムの老朽橋梁への適用と有効性

李 亮*¹・大久保 孝昭*²・松本 慎也*³・宮本 文徳*⁴

要旨：本研究は、振動特性の変化に基づいて構造物の健全性（劣化度）を診断するために、計測に及ぼす制約が少ない無線センサを用いた調査技術の基盤を開発することを目的として実施している。ここでは、MEMS 無線 3 軸加速度センサ計測システムを用い、架設後 72 年が経過した RC ゲルバー橋の振動性状把握に適用することを試みた。実験は大型バスが通行するときの橋梁の交通振動測定および常時微動測定を実施し、橋梁の固有振動数、変形モード等に関する振動性状把握精度の考察を行った。一例の計測結果ではあるが、本技術が道路や橋梁の振動性状の簡易調査手法として、有効な技術となる見通しを得た。

キーワード：RC ゲルバー橋、常時微動、交通振動、固有振動数、減衰率、変形モード、固有値解析

1. はじめに

本研究は、MEMS (Micro Electro Mechanical Systems) 技術による無線加速度センサを活用し、土木構造物や建築物の振動特性をできる限り簡便な計測により把握する技術の開発を目的として実施しているものである。

一般に RC 構造物の劣化や健全度は、ひび割れ、中性化および鉄筋の発錆等を対象とした目視や非・微破壊検査を主体とした調査結果を利用して診断されている。本研究はこれらの調査に加えて、構造物やその構成部材の振動性状を診断に考慮することを前提とした簡便な計測技術の開発を試みるものである。ここでは老朽橋梁に対して、交通振動および常時微動の計測を行い、計測結果の比較等を実施し、その有効性の検証を行った。橋梁の振動特性を診断に活用する研究は既に多数実施されており、例えば東海道新幹線のラーメン高架橋では、1995 年に兵庫県南部地震発生後に、健全性を確認するために固有振動数に着目した衝撃振動実験が実施されている¹⁾。また、列車や新幹線の走行荷重をもとに高架橋の振動特性を計測した事例もある^{2),3)}。

一方、近年のセンサ技術の進歩に伴い、無線振動計測システムを用いて簡便かつ精度良く測定する手法の研究が進められている^{4),5)}。このような無線技術は、構造物の調査診断に必要な様々な計測業務を合理化でき、これまでは用いられなかったセンサを活用できる基盤といえる。国土交通省も 2013 年に「社会インフラのモニタリング技術活用推進検討委員会」を設置し、土木構造物の点検のための技術推進を進めている⁶⁾。

本報告での計測は無線加速度計測システムを活用し、老朽化した 8 径間 RC-T 桁ゲルバー橋 (5 主桁) に対し

て、常時微動計測および大型バスを用いた交通振動実験を行い、橋梁の固有振動数と変形モード等を把握した。さらに、ゲルバーヒンジ部の橋梁をモデル化し、FEM を用いて固有値解析を行い、常時微動および大型バスによる振動計測の結果と比較した。

上述の計測・解析の結果、本計測システムは橋梁の固有振動数、減衰定数および変形モード等を評価することができ、橋梁の振動計測を簡便に実施できることを実験検証できたため、ここに報告するものである。

2. 計測の概要

2.1 計測システム

計測に用いた無線 3 軸加速度センサを写真-1 に示す。Type A は市販のサーボ型 MEMS 加速度センサにデータロガーと無線発信ユニットを接続したもので、構造物の常時微動から±3000gal まで、幅広い振動特性が高精度で測定できる。Type B は MEMS センサ、データロガーおよび無線発信部等を一体化した軽量・小型の計測システムであり、構造物の長期モニタリングのために開発したセンサである。ともに配線は不要なので、道路施設や橋梁の振動計測が車両の通行規制なく計測可能という点が大きな特長といえる。

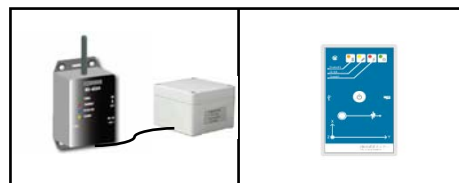


写真-1 使用した無線加速度センサの外観
(左：Type A, 右：Type B)

*1 広島大学大学院 工学研究科建築学専攻博士課程後期 修士 (工学) (学生会員)

*2 広島大学大学院 工学研究科建築学専攻教授 工博 (正会員)

*3 近畿大学工学部 建築学科准教授 博士(工学) (正会員)

*4 山口大学大学院 理工学研究科環境共生系専攻教授 工博 (正会員)

表-1に無線加速度センサの概要を示す。本実験では、計測対象の橋梁の上表面に Type A のセンサを設置し、常時微動およびバス通過時の橋梁加速度を計測した。併せて、大型バスの床上に Type B のセンサを取り付け、バス走行時の車内振動を測定した。

橋梁を対象とした計測システムは図-1 に示すように、無線加速度センサで対象橋梁の振動波形を検出し、データを無線 (Bluetooth) で約 15m 離れた車両通行から安全な位置のパソコンに転送し、橋梁の固有振動数などの振動特性の解析・出力を行った。

なお、比較のため計測対象の橋梁を有限要素にモデル化し、FEM による固有値解析も併せて行った。

表-1 無線加速度センサの概要

項目	Type A (橋梁)	Type B (路線バス)
測定可能範囲	±3000gal	～±6000gal
分解能	24bit(100,200sps 時)	16bit(100,200sps 時)
サンプリング 周波数	100sps, 200sps, 500sps, 1k, 2ksps	100sps, 200sps, 1ksps
検出軸	3 軸, 同時 AD 変換	3 軸, 同時 AD 変換
測定方向	鉛直及び水平 3 軸	鉛直及び水平 3 軸

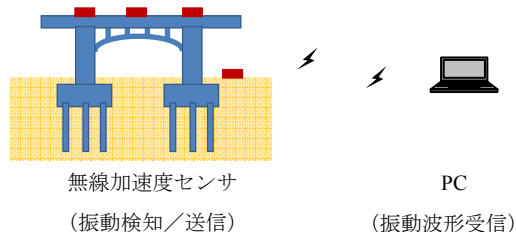


図-1 無線振動計測システム

2.2 計測対象

計測対象の橋梁の外観と試験状況を写真-2 に、橋梁の諸元を表-2 に示す。同表に示すように、下部工はRC門型ラーメン、上部工はゲルバーT桁のRC橋梁であり、昭和16年の竣工から72年が経過している。なお、昭和45年に下流側に歩道橋が増設され、昭和46～47年に主桁コンクリート剥離部が樹脂系モルタルで部分的に補修された。さらにその後、橋梁下面の一部に鋼板接着補強およびゲルバーヒンジ部の補強工事が行われた。昭和49年から平成15年まで、定期的に橋梁の健全性調査実験を行い、余寿命の推定と老朽度評価が行われてきた。近年の調査データによると、当該橋梁の損傷と劣化が進行しているが、今後は更に加速的に劣化が進行する可能性が高いと指摘された。特に、ひび割れの進展と鉄筋の腐食、中性化の影響に伴う橋梁全体剛性の低下、交通量の増

大・大型車両の通行などによる上部構造の耐荷性・使用性の懸念が指摘された。そして平成15年の調査結果より当該橋梁の余寿命は5～10年と判定され、設計当時からの設計基準の変遷に伴い、耐震安全性が不足と判定され、現在、橋梁の架け替えが進めている。

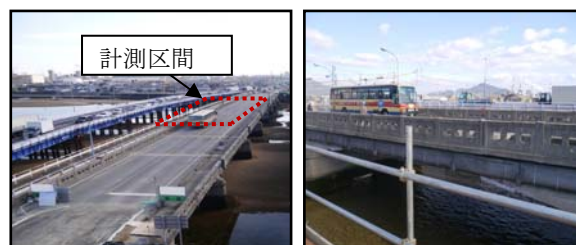


写真-2 対象橋梁の外観と試験状況

表-2 対象ゲルバー橋梁諸元

場 所	広島県と山口県の県境
建 設 年	昭和 16 年 (経過 72 年)
上 部 工	8 径間 RC-T 桁ゲルバー橋 (5 主桁)
下 部 工	鉄筋コンクリート門形ラーメン
橋 長	168.3 m (全長)
有効幅員	11.0 m

2.3 計測の概要

図-2(a),(b)に対象橋梁における加速度センサの設置位置を示す。同図に示すように、基本的に計測は8径間（スパン）のうちP3とP4間のスパンを対象とした。図-2(a)に示すCASE-1の計測では、対象橋梁の幅員方向の片側において、5台の加速度センサ（Type A）を橋梁の長手（橋軸）方向に設置した（図中のN3～N7）。また、橋梁端部から少し離れた地盤面（図中のN1）、隣接スパンの中央（図中のN2）にもセンサを1台ずつ設置した。なお、N3とN4の間、N6とN7の間にゲルバー梁のヒンジが設置されている。図-2(b)に示すCASE-2では、橋梁の平面的な振動特性を抽出するため、P3～P4間の橋梁の両側に6台のセンサを設置した（図中のM2～M7）。また、参考として図-2(c)には対象橋梁の側面図を測定対象スパンとともに示している。

常時微動はサンプリング周波数100Hz、計測時間300秒、加速度入力タイプはDCとして計測した。また、大型バスの通過による振動実験では、橋梁上で常時微動計測と同じType Aの無線加速度センサを使用し、さらにバス車内の床面にType Bのセンサを設置して車両の走行時振動を計測した。

なおバスの走行速度は、表-3に示すようにCASE-1の計測では約30km/h、CASE-2では約20km/hおよび約40km/hとし、バスの走行速度が橋梁の振動特性に及ぼす

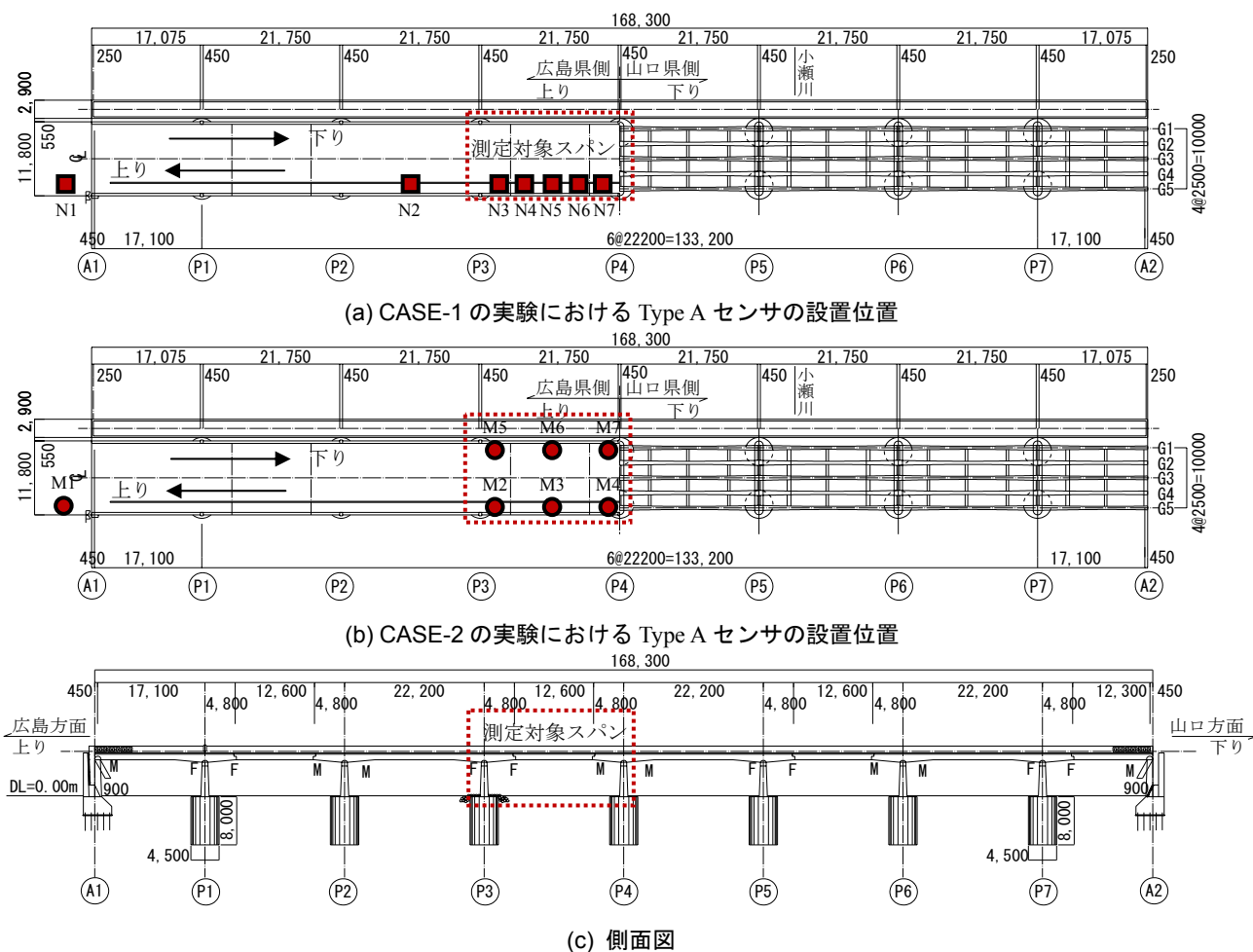


図-2 対象橋梁と Type A センサの設置位置

影響に関する考察も行った。バスは橋梁の幅員方向に対して、上り時にはセンサ N2~N7 (CASE-1) およびセンサ M2~M4 (CASE-2) に近い側を通過し、下り時には遠い側を通過させた。

伝達関数を示したもので、同図から卓越振動数が 2.15Hz であることが分かる。同様に同図(b)は橋梁の鉛直方向の振動を示したもので、橋梁の中央部分の卓越振動数が 3.52Hz であることが確認された。水平方向の伝達関数に

表-3 路線バス通過実験時のセンサ配置方法

路線バス速度	配置位置
約 20km/h	CASE-2
約 30km/h	CASE-1
約 40km/h	CASE-2

3. 振動測定結果および考察

3.1 常時微動測定結果

前述の図-2(a),(b)に示した CASE-1, CASE-2 の実験において、300 秒間の常時微動計測から得られた計測データを 50%オーバーラップさせ、20.48 秒の小区間に分けて FFT を行い、それらを重ね合わせて計測波形のフーリエスペクトルを求めた。図-3(a),(b)に、地盤面に設置したセンサ N1 (M1) に対する橋梁上計測点 N2 (M2) ~N7 (M7) の伝達関数(フーリエ振幅の応答倍率)の例を示す。同図(a)は橋梁の水平方向(橋軸直交方向)の

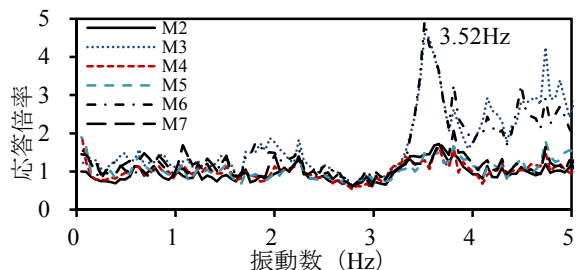
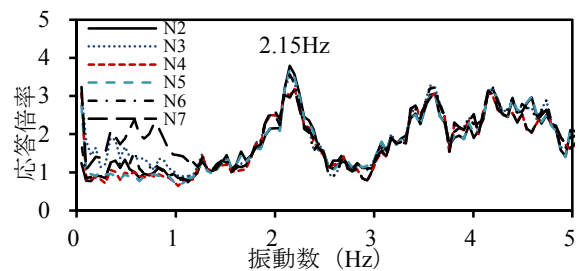


図-3 地盤に対する伝達関数

よると、ヒンジ部を有する橋梁上の計測点 N3～N7 は N2 とほぼ同様の常時微動の状態であることが分かる。

また、図-3(b)から、鉛直方向の振動については、橋梁中央部 (M3, M6) は端部 (支点付近) 計測点の 3 倍以上の応答倍率であった。なお、当初から予想したことであるが、橋軸方向の橋梁の水平振動については、連成振動の影響が大きく、固有振動数を判定することはできなかった。

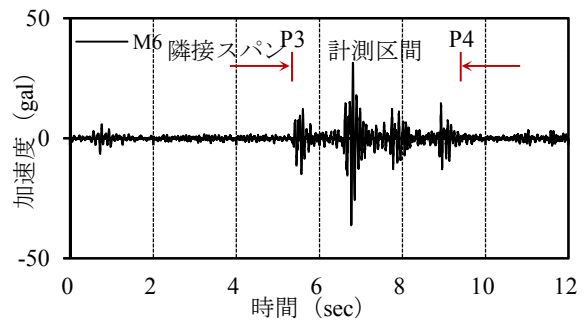
3.2 路線バス走行実験結果

バス走行時に橋梁上で計測された加速度波形の例として、CASE-2 の実験において、バス下り方向走行時に橋梁中央位置に設置された無線加速度センサ M6 の応答加速度を図-4(a),(b)に示す。図中、矢印で示された P3 と P4 の区間が計測対象の橋梁をバスが通過したときの計測波形である。同図(a)はバス速度約 20km/h、同図(b)は約 40km/h で通過した時の波形である。最大応答加速度はバスが約 20km/h で通過した時は 36.3gal、約 40km/h で通過した時は 41.4gal であった。

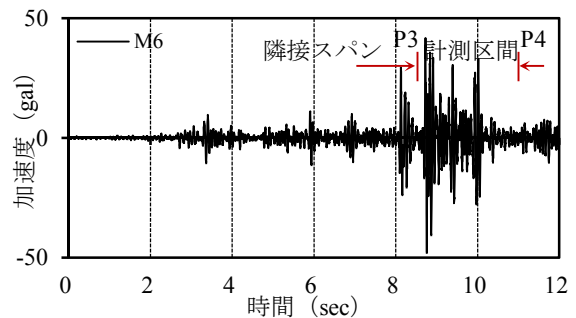
交通を遮断しなくても橋梁の振動特性を計測する手法として、橋梁上を走行する車両の振動応答成分から橋梁の固有振動数を抽出する手法が提案されている⁷⁾。本実験においてバス内に設置したセンサの加速度波形を図-4(c)に示す。この図では走行バスが橋梁進入時の加速度振幅に衝撃的な波形が記録されているが、その後には大きい変動が見られなかった。これはバスのサスペンション等の影響と考えられ、本実験の範囲では車両の床に設置した加速度波形と橋梁に生じた加速度波形には明確な相関が認められなかった。車両に設置した加速度センサより橋梁に与える動荷重を計測したい場合には、車両のバネ特性等を考慮した上でセンサの設置位置を定めることの重要性が認められた。

表-4 に常時微動計測と大型バスによる交通振動実験から得られたデータをフーリエ解析によって求めた卓越振動数およびハーフパワー法によって求めた減衰定数の算定結果を示す。卓越振動数は、常時微動の計測では 3.52Hz、大型バス通過時には 3.41Hz の値を示した。減衰定数は、常時微動時 2.70%、大型バス通過実験では 4.25%～4.84%程度の値が得られた。一方、公益社団法人日本道路協会の道路橋示方書では動的照査法における部材モデル化手法として、鉄筋コンクリート上部工の減衰定数は 3%を標準値としており⁸⁾、計測値はこれと近い値を示している。

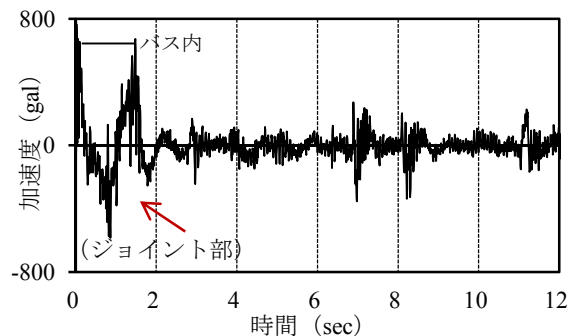
なお、同表に示すようにバスの走行速度の違いにより、橋梁の卓越振動数の変化が認められなかった。したがって、上記の卓越振動数は計測対象橋梁の鉛直方向の一次固有振動数と考えられる。このことを検証するために、



(a) バス速度 20km/h の橋梁中央応答加速度図



(b) バス速度 40km/h の橋梁中央応答加速度図



(c) バス速度 40km/h のバス応答加速度図

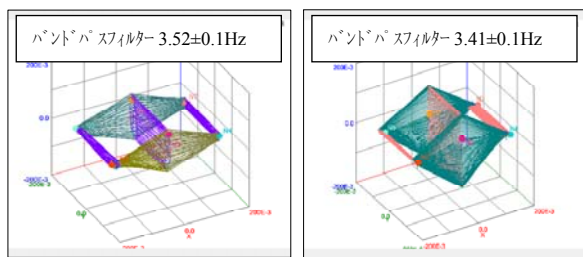
図-4 応答加速度図

表-4 卓越振動数及び減衰定数 (鉛直方向)

項目	常時微動	大型バス通過 (速度: km/h)		
		20	30	40
卓越振動数 (Hz)	3.52	3.41	3.41	3.41
減衰定数 (%)	2.70	4.25	4.84	4.40

CASE-2 の実験において、常時微動およびバス通過で測定された加速度の経時変化を、それぞれ卓越振動数±0.1Hz の範囲でフーリエ逆変換したときの橋梁鉛直方向の加速度分布を図-5(a),(b)に示す。同図に示すように、3.5Hz 前後の振動モードは一次固有振動であることがうかがえる。

なお、本計測において、CASE-1 および CASE-2 の実験では、ともにセンサの設置・準備に要した時間は 10 分以内であった。センサの撤去についても同様であり、



(a) 常時微動 (b) バス通過

図-5 卓越振動数±0.1Hzの振動モード

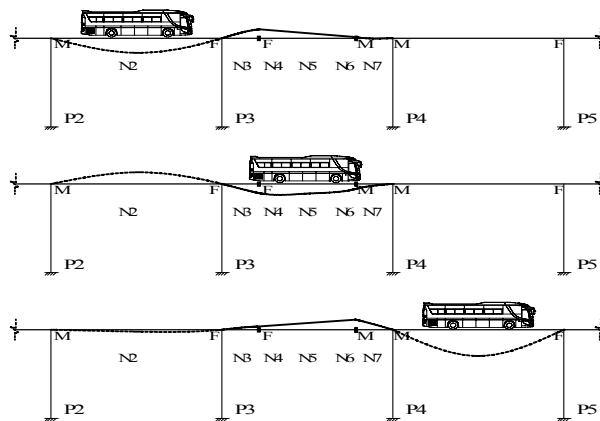
計測手間に関しては無線センサを用いることの有効性が検証できたものと考えている。なお、センサは床版に両面テープで固定した。また、構造物のヘルスマニタリングにはここで求めた一次固有振動数や減衰定数の経時変化を定期的に計測することで評価できるものと考えている。

3.3 バス通過時の橋梁の変位と変形モード

大型バス通過時から得られた計測データを 0.1Hz 以下の低周波数領域のノイズをカットし、ハイパスフィルタをかけて 2 回積分をして変位を算定した⁹⁾。図-6 にバスが下り方向に通過するときの橋梁の変位の経時変化を示す。図中、横軸の数字は経過時間、P2~P5 の記号は橋脚におけるバスの位置を示す (図-2 参照)。

図-6 より、橋脚 P3~P4 間 (ゲルバーヒンジのあるスパン) の橋梁は、バスが P2 に達したときに上方向に変位し、バスが P3~P4 間を通過するとき、バスの重量によって下方向に変形することが分かる。さらに計測対象の橋梁を通過後は再び橋梁が再び上方向に変形する。この変形の様子を模式的に図-7 に示した。また図-6 から、橋梁の変位の絶対値におよぼすバス速度の影響が少ないことが分かる。これらの結果から、本計測対象では、交通振動が橋梁の変形に与える影響は車両重量の影響が支配的であり、車両通過による衝撃振動成分の影響は小さいことが分かった。なお、バスが上り方向に通過するときも同様の計測結果が得られている。また、図-6 の CASE-2 において、M6 の変位が M3 に比べて大きいのは、バスが橋梁の幅員方向において、下り通行時は

M6 に近い位置を走行したためである。



注：N2~N7はセンサ設置位置、Fは固定支承、Mは可動支承を示す。

(バス速度 30km/h)

図-7 バス通過時橋梁の鉛直方向変形の概念図

4. 固有値解析と実験結果との比較

図-8 に CASE-2 の常時微動計測実験で得られた M6 センサのフーリエ振幅の地盤に対する応答倍率を示す。同図に示すように、極値が多く存在している。なお、ここでは示していないが、新設の橋梁では支承などの状態が良好なため、一次固有振動数以外の極値の応答倍率は小さい。一方、図-8 に示すように極値が複数存在するようになることは老朽橋梁の特徴ということも考えられる。この点に関しては今後、計測対象を増やして検証を進める予定である。図中に示す振動数でフーリエ逆変換してから算定したそれぞれの変形モードを図-9 に示した。設置したセンサの箇所数が少ないため、センサ設置位置の変位のみからの判断ではあるが、ねじれ等の振動モードがうかがえる。

図-9 の計測結果と比較するために、ゲルバーヒンジ部の存在する橋脚 P3~P4 間の橋梁を対象とし FEM により固有値解析を行った。解析は橋梁自重が重いため、常時微動では回転が起こらないと仮定し、橋梁端部は完全固定支承モデルとした。また、詳細な設計図書や補修資料がないため、平成 15 年の調査結果を参考に、コンクリート強度 $F_c=21 \text{ N/mm}^2$, ゲルバーヒンジ部床版厚 $t=50\text{mm}$

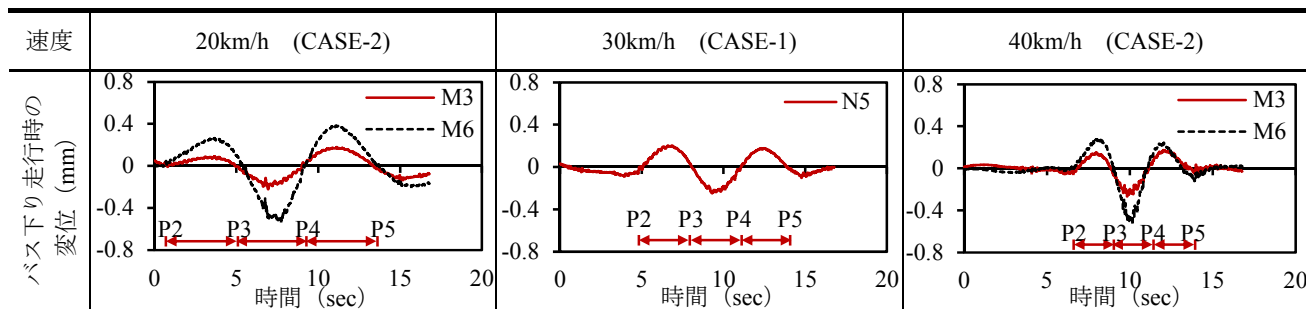


図-6 バス通行時における橋梁変位の経時変化

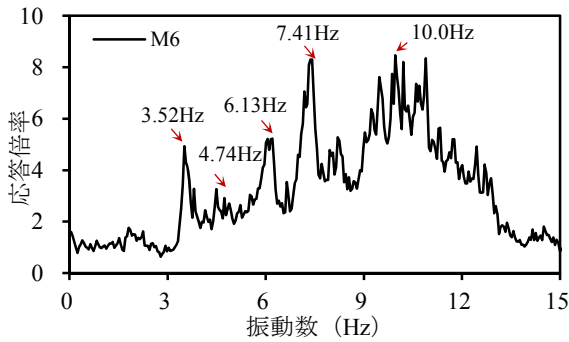


図-8 橋梁上計測点 M6 の地盤に対する応答倍率

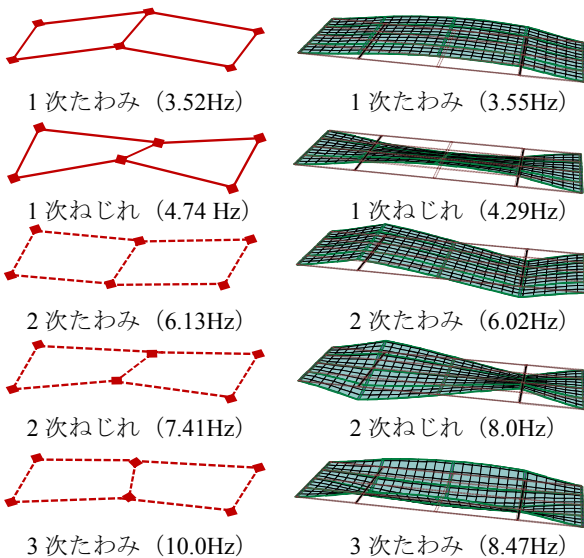


図-9 計測結果に基づく変形モード 図-10 解析結果に基づく変形モード

に低減してモデルを構築した。図-10に固有値解析で求められた固有振動数と振動モードを示す。FEM解析では一次固有振動数は3.55Hzと解析された。解析結果は計測結果から求めた固有振動数とは、若干の差があるが振動モードには大きな相違は認められなかった。ただし加速度センサによる計測から橋梁の振動モードを考察するためには、更に多くのセンサの設置が必要である。

5. まとめ

本報告では、無線加速度センサを用いて老朽橋梁の振動性状を計測した結果を示した。計測対象の橋梁に関して得られた知見は以下の通りである。

- (1) 常時微動計測で求めた橋梁の一次固有振動数は、大型バス通行時の振動から計測した値よりも若干大きく、減衰定数は小さく求められた。
- (2) 大型バスを用いた振動実験では、無線技術により安全かつ簡便に橋梁の動的な振動特性を計測できた。なお、本橋梁の鉛直変位の大きさはバス速度の影響は小さく、バスの重量が支配的であった。

(3) 計測された加速度波形のフーリエ振幅の極値近辺の振動数±0.1Hzでフーリエ逆変換して求めた変形モードは、FEMによる固有値解析結果と概ね一致した。また、橋梁のフーリエ振幅は一次固有振動数以外にも多くの極値が存在した。

今後は、計測事例を増やし、データの蓄積及び定量的な評価手法の構築や信頼性を向上させることが重要である。

謝辞

本実験では、山口大学助教・江本久雄博士、国土交通省中国地方整備局道路局の関係各位から多くの協力を頂いた。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 関 雅樹, 水谷 健太, 中野 聡, 西村 昭彦: 兵庫県南部地震によるラーメン高架橋の振動特性に関する考察, 土木学会論文集, V-33, No.1, pp.145-154, 1996.11
- 2) 隈部 佳, 原田 悟, 岩田 道敏, 大久保孝昭: 高橋脚を有する橋梁の新幹線走行に伴う振動について, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.919-925, 2012.6
- 3) 松岡 弘大, 貝戸 清之, 杉崎 光一, 渡辺 勉: 列車走行時の加速度応答を用いた開床式橋梁の振動特性の同定, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.949-954, 2009
- 4) Loh, K.J., Lynch, J.P., Wang, Y., Law, K.H., Fraser, M. and Elgamal, A. : Validation of a wireless traffic vibration monitoring system for the Voigt Bridge, The World Forum on Smart Materials and Smart Structures Technology (SMSST'07), Chongqing & Nanjing, China, May 22 - 27, 2007
- 5) 吉田 幸司, 関 雅樹, 田川 謙一, 八代 和幸: LDVを用いた鉄道高架橋の振動特性評価に関する一考察, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.1, pp.1949-1954, 2006
- 6) 社会インフラのモニタリング技術活用推進検討委員会, 国土交通省 HP : <http://www.mlit.go.jp/tec/monitoring.html>,
- 7) Y.-B.Yang, C.W.Lin, J.D.Yau: Extracting bridge frequency from the dynamic response of a passing vehicle, Journal of Sound and Vibration, Vol.272, pp.471-493, 2004
- 8) 公益社団法人 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, p.126, 2012
- 9) 大崎 順彦: 新・地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版会, 1994