

地震計を用いた橋の24時間振動計測と2016年熊本地震による地震応答

矢部正明¹・松永昭吾²・水谷司³

¹正会員 (株)長大 構造事業本部 (〒505-0821 茨城県つくば市東平塚730)

²正会員 (株)共同技術コンサルタント 福岡支店 (〒813-0044福岡県福岡市東区千早4丁目15-12ザ・リンクス307)

³正会員 東京大学 大学院工学系研究科社会基盤学専攻 (〒113-8656東京都文京区本郷7-3-1東大本郷キャンパス1号館230号室)

1. はじめに

近年、工学シミュレーションの品質保証の必要性や高品質化が議論されている。具体的には、検証(Verification)と妥当性確認(Validation)をどのように行うかが議論されている。検証は、現象を記述する微分方程式に対する解析解とその微分方程式から離散化を経て計算して得られた数値とを比較する。この検証によって作成された解析モデルが適切であったかどうかを評価する。妥当性確認は、検証が済んだ後の解と実験結果(現実世界)の定量的比較によって適切であるかを評価する。¹⁾しかし、機械分野における飛行機や自動車のような実物を用いた性能実験ができない土木・建築構造物の場合には、妥当性確認に使用できる実験結果は少ないのが実状である。

橋梁の耐震設計法の妥当性確認は、地震によって生じた被害形態や被害程度で間接的に行われることがあるが、科学的なデータ、定量的なデータで評価されることは希である。そのような中で、首都高速道路に展開する吊構造系橋梁である横浜ベイブリッジ、レインボーブリッジ、鶴見つばさ橋のように、動的解析モデルの剛性と質量および境界条件の妥当性を橋の集中的な地震観測によって確認し、耐震補強設計のための地震応答値算出の高品質化に寄与した例²⁾もある。このように、橋の耐震設計に関わる解析モデルと解析法および設計法と免・制震構造(効果)の妥当性確認は、唯一、橋の地震応答を確認することでのみ直接的な評価ができる。しかし、わが国の橋を対象とした地震観測は、年々少なくなっ

てきている。耐用年数を過ぎ老朽化した地震観測システムの多くが、更新されることなく、地震観測を停止している。地震観測を停止した橋の中には、地震計は健全であるが、収録装置の老朽化や旧式であるために停止した例や、大規模な耐震補強工事で地震観測を停止後、地震観測を再開していない例などがある。大規模な耐震補強工事後の地震観測の停止などは、耐震補強構造の妥当性確認の機会を失っていることになる。

性能に基づく橋梁等構造物の耐震設計法に関する研究小委員会の性能設計WGでは、橋の地震観測をなんとか増やすことができないかという観点から、トリガーを設定して地震時だけに地震計を起動するのではなく、地震計を用いて橋の振動を24時間連続計測して、その振動データから得られる橋の固有振動特性の変化をモニタリングすることによって維持管理に役立てることができないかを検討してきた。本報告は、上述のような地震計の運用を実現するための試行実験について紹介するものである。

2. 検討対象とした橋と振動計測概況

検討対象とした橋は、(株)共同技術コンサルタントと九州通信ネットワーク(株)が中心となって運営されているみやざきインフラモニタリング研究会(会長：中澤隆雄宮崎大学名誉教授、以下、MIMOS研究会とする)がモニタリングを行っている宮崎市が管理する高松橋である。高松橋は、ゲルバーヒンジを有するPC7径間連続箱桁橋である。架設は1982年で、橋長444m、幅員14.8m(両側歩道、

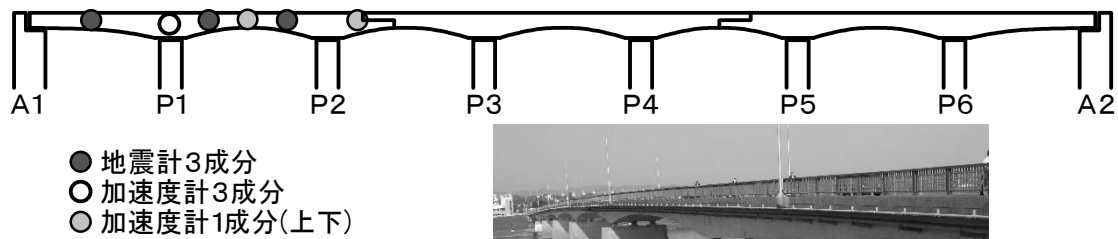


図-1 高松橋への振動計測用のセンサの配置状況

車道部7.0m)，基礎構造は鋼管杭基礎が採用されている。

図-1は、高松橋に設置されているセンサのうち、振動計測に関係があるセンサのみを示したものである。図中、地震計と表示したものが本小委員会が設置したもので、橋軸方向と橋軸直角方向および上下方向の3成分を記録する。地震計は、本小委員会の活動に賛同して頂いた白山工業（株）より約1年間無償提供されたものである。加速度計と表示したものは、MIMOS研究会が設置したものである。地震計は、1/100秒間隔でデータを収録し、5分間単位のファイルで白山工業（株）が運営するGeonaviクラウドサービスにデータ転送される。加速度計は、1/1000秒間隔でデータを収録し、1分単位のファイルを収録する。

地震計は、箱桁内に設置され（写真-1参照）、A1橋台－P1橋脚間のほぼ中央（A1橋台から31.4m）、P1橋脚－P2橋脚間のほぼ1/4点（P1橋脚から17.0m）と3/4点（P1橋脚から47.0m）の3箇所に設置した。加速度計は、P1橋脚上とP1橋脚－P2橋脚間のほぼ中央（P1橋脚から32.0m）とP2橋脚－ゲルバーヒンジ部間のゲルバーヒンジの手前（P2橋脚から約16.8m）に設置されている。地震計と加速度計は、高松橋の固有振動モードの推定という観点からは、互いに補完するように設置されている。

地震計の観測は、2016年4月14日の19時44分頃から開始されており、2016年4月14日の21時26分に発生した2016年熊本地震の最大前震と2016年4月16日01時25分に発生した本震によって励起された橋の地震応答も観測されている。加速度計は、最大前震時にはまだ設置工事中であったため、最大前震は観測されていないが、本震は観測されている。

3. 2016年熊本地震による橋の地震応答

図-2から図-4は、2016年4月16日01時25分に起きた熊本地震（MJ7.3, Mw7.0）で励起された高松橋

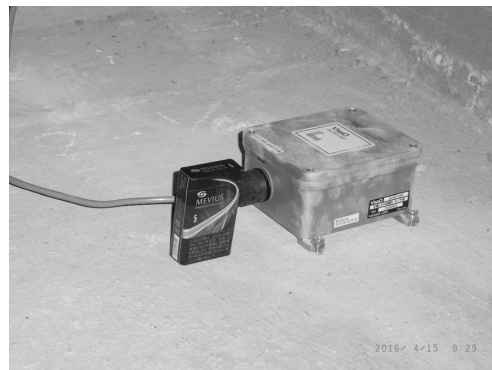


写真-1 高松橋への地震計設置状況

の地震応答変位である。変位波形は、観測された加速度波形を2回積分して求めたものである。地震計とMIMOS研究会の加速度計の観測開始時刻の違いと、ファイルとして収録する際の量（地震計は5分、加速度計は1分）の違いから、波形の表示長さが異

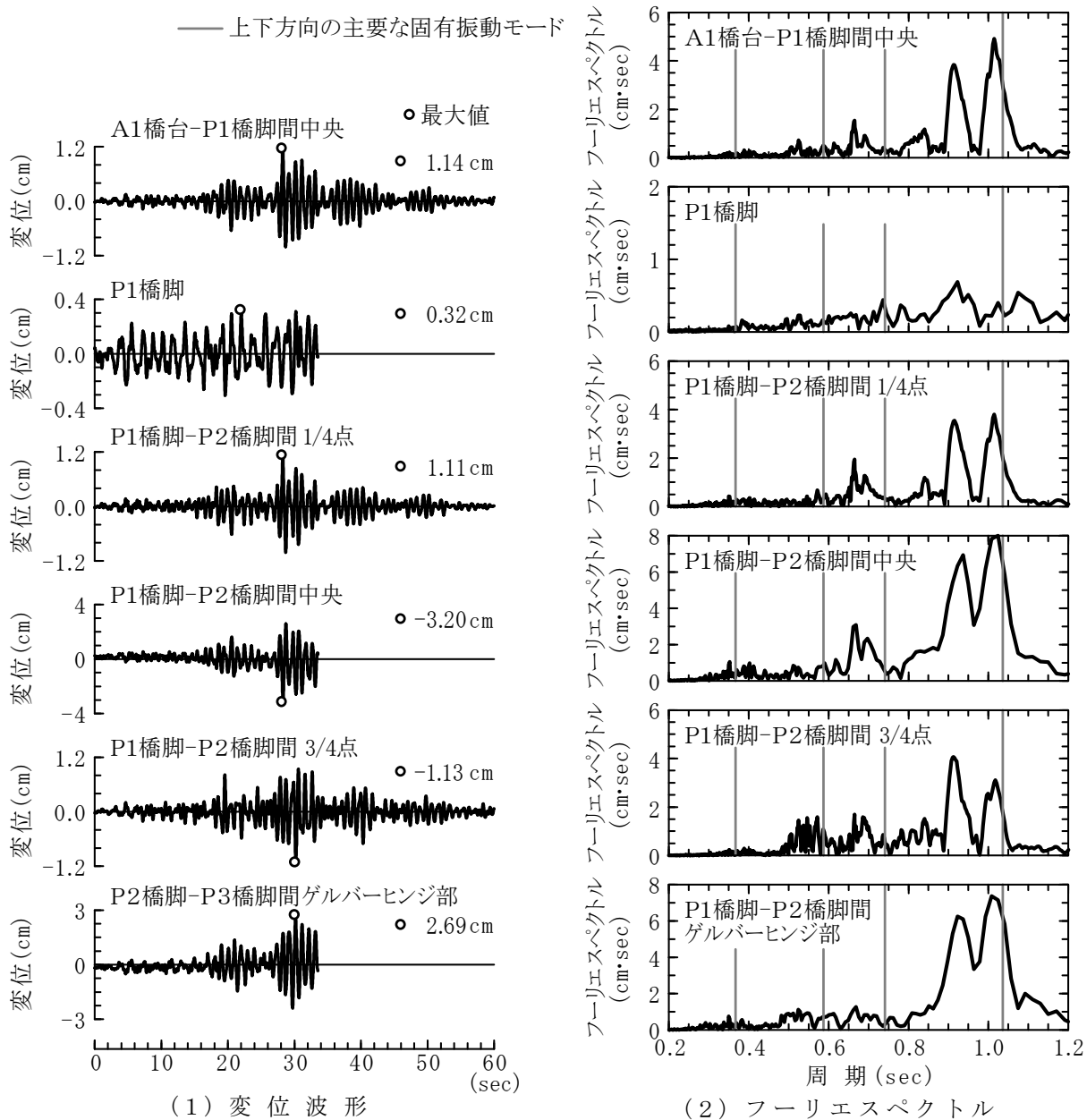


図-2 高松橋の上下方向地震応答 (2016年4月16日01時25分熊本地震, Mj7.3)

なっている。これは、ファイル間の時間の同時性の整合を図れば、同じ長さで表示できるが、今回は速報であることと、最大応答値はカバーできていることから、このまま1次データ処理を行っている。フーリエスペクトルに併記した高松橋の主要な固有振動モードの固有周期は、地震応答に寄与するものだけを併記している。高松橋の固有値解析結果によると、1次は1.04秒で桁の鉛直たわみの対称1次、2次は0.96秒で桁の鉛直たわみの逆対称1次である。1次の固有振動モードは、対称なモード形なので上下方向のモード寄与率が大きく上下方向地震動による桁の地震応答に寄与するが、2次の固有振動モードは、逆対称なモード形なので上下方向のモード寄与率が

小さく上下方向地震動による桁の地震応答に寄与しない。図-3に示した固有振動モードの固有周期も橋軸方向地震動による地震応答に寄与するモード（橋軸方向のモード寄与率が大きい）、図-4に示した固有振動モードの固有周期も橋軸直角方向地震動による地震応答に寄与するモード（橋軸直角方向のモード寄与率が大きい）という観点で併記している。以上は、全ての基礎構造位置から同じ地震動が作用するという仮定での固有振動モードの特性である。実際には、地震動は全ての基礎構造に異なる地震動が作用するため、2次の固有振動モードが桁の鉛直たわみの逆対称1次であっても地震応答に寄与するため、観測された加速度波形にはその固有振動モード

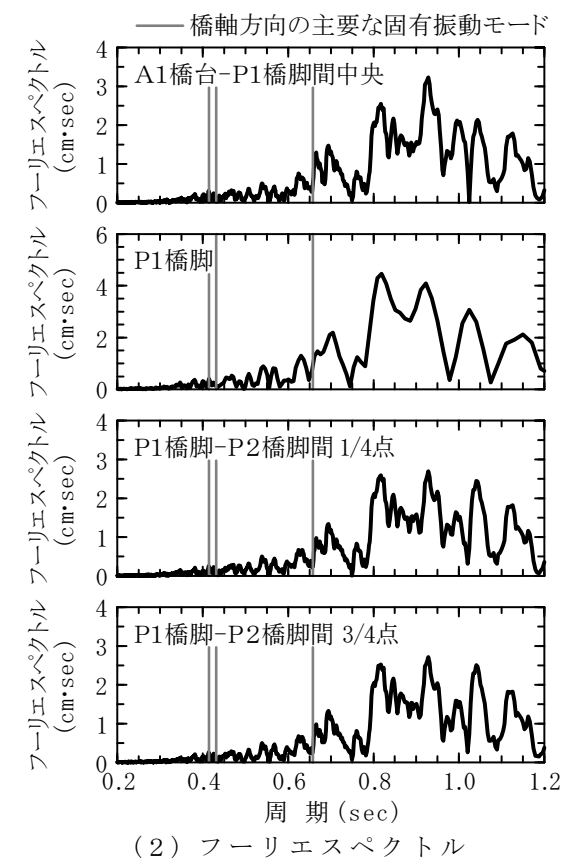
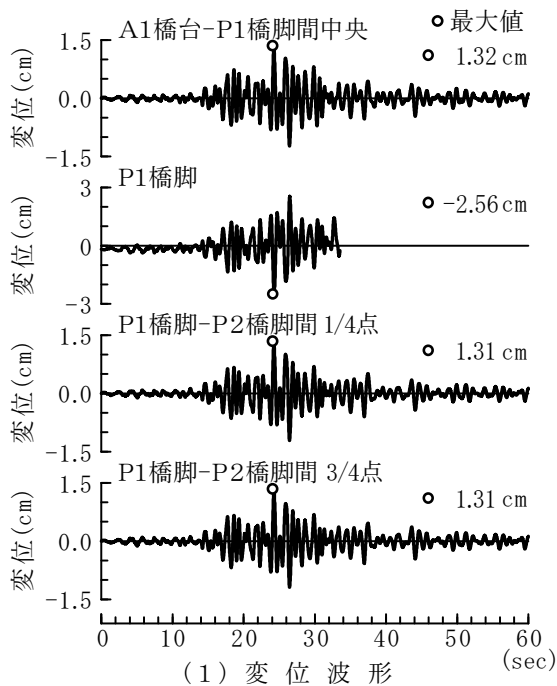


図-3 高松橋の橋軸方向地震応答 (2016年4月16日 01時25分熊本地震, Mj7.3)

に相当する周期成分も含まれている。加振点が移動する交通荷重等によって励起される振動にも同様なことが言える。ここでは、あくまでも速報ということから、上下方向と橋軸方向および橋軸直角方向のモード寄与率が大きい固有振動モードだけに着目し

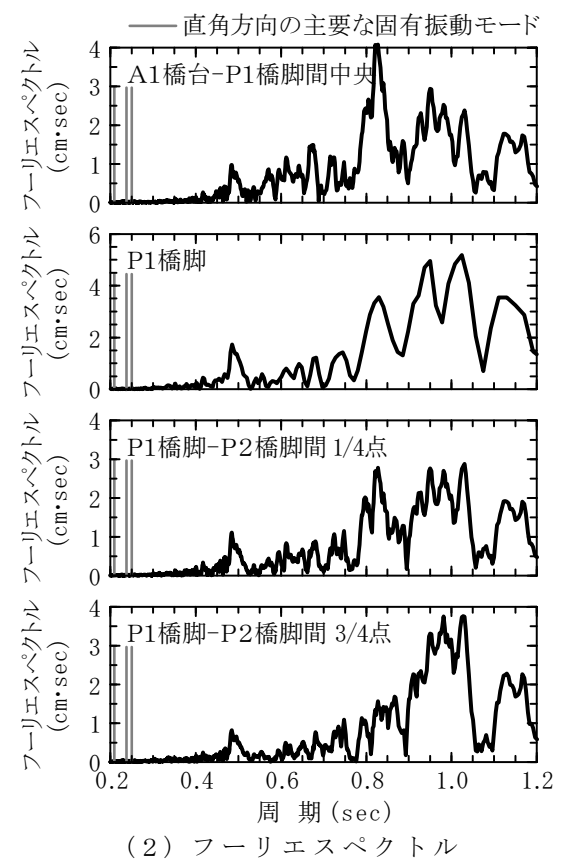
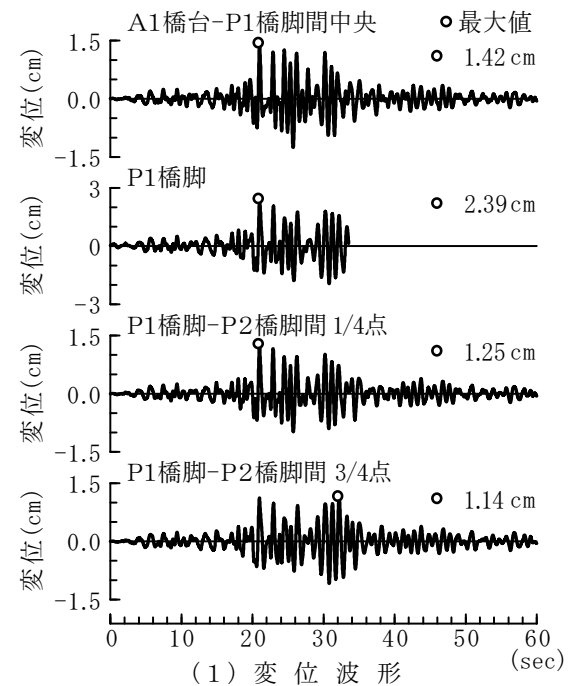


図-4 高松橋の橋軸直角方向地震応答 (2016年4月16日 01時25分熊本地震, Mj7.3)

ている。
 図-2の上下方向の最大応答変位は、支間長が長いP1橋脚-P2橋脚間の中央で3.2mm、ゲルバーヒンジで2.7mmと大きく、支点上のP1橋脚上で0.3mmと小さいことがわかる。固有値解析から得られた固有周

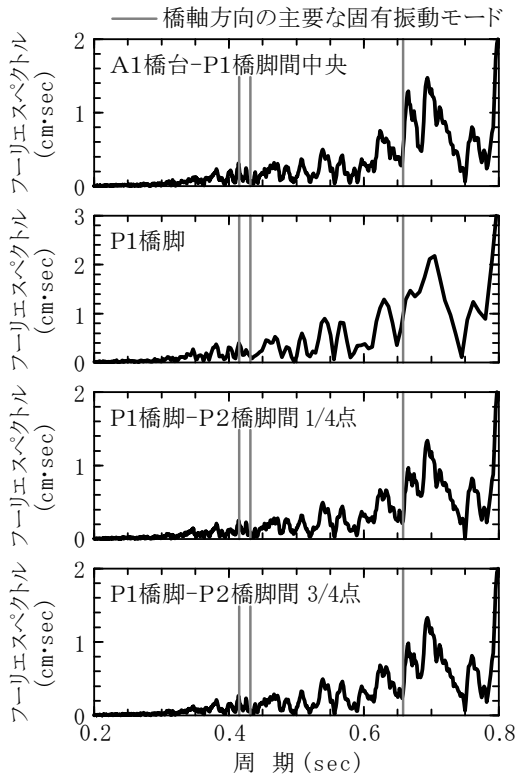


図-5 橋軸方向の固有振動モードに着目

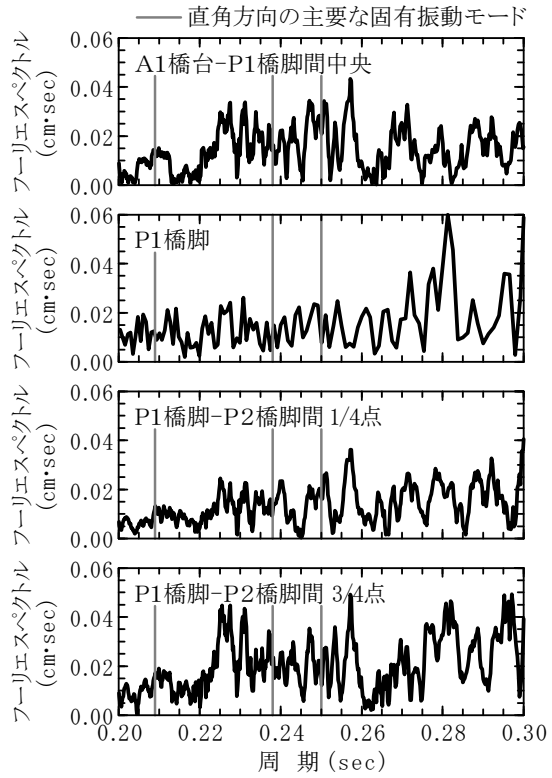


図-6 橋軸直角方向の固有振動モードに着目

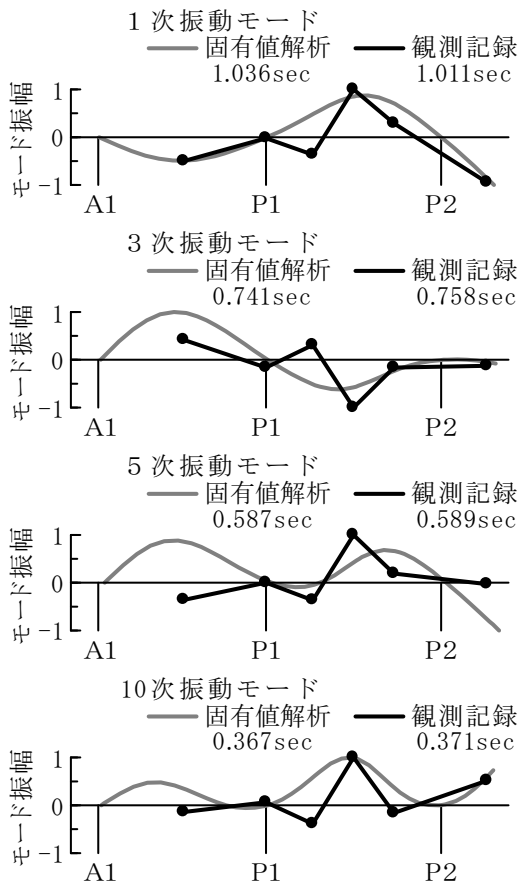


図-7 高松橋の上下方向固有振動モード形

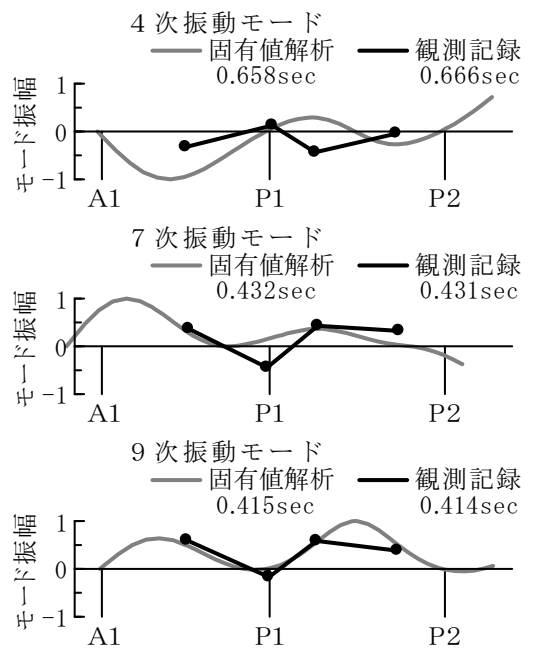


図-8 高松橋の橋軸方向固有振動モード形

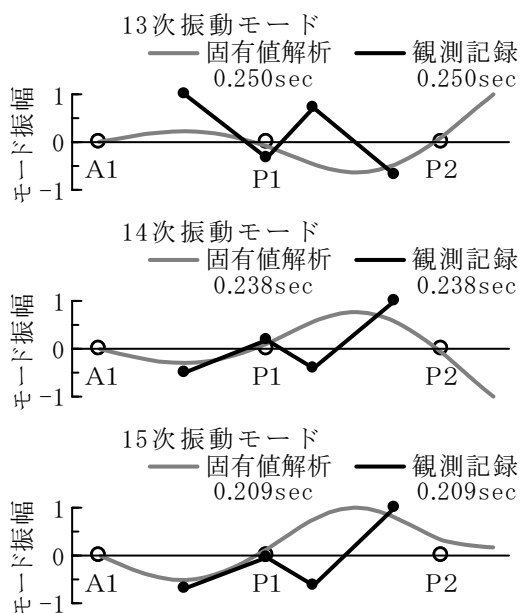


図-9 高松橋の橋軸直角方向の固有振動モード形

期付近にフーリエスペクトルの振幅の卓越を確認することができる。

図-3の橋軸方向の最大応答変位は、P1橋脚上を除けば、地震計は全ての箇所で概ね約13mmとなっている。橋軸方向の固有振動モード形から、全ての位置で同程度の最大応答変位が生じると考えられるが、P1橋脚上で他の約2倍近い値が得られている。

図-4の橋軸直角方向の最大応答変位は、P1橋脚上を除けば、地震計はA1橋台-P1橋脚間中央で約14mm、P1橋脚-P2橋脚の1/4点と3/4点で約13mmと約11mmという値が得られている。P1橋脚では約24mmと大きい。固有振動モード形から、P1橋脚上で一番最大応答変位が小さいと予想されるが観測結果は、逆の傾向にある。このように、地震計とMIMOS研究会の加速度計で、センサの設置位置と固有振動モード形から予想される最大応答値の大小関係に疑問が残る点もあるが、この点は、今後、データを精査していく予定である。

図-5と図-6は、橋軸方向と橋軸直角方向の応答変位のフーリエスペクトルを、固有値解析より得られた固有振動モードの固有周期帯域に着目して示したものである。固有値解析から得られた固有周期付近にフーリエスペクトルの振幅の卓越を確認することができる。

図-7から図-9は、応答変位のフーリエスペクトルに固有値解析より得られた固有周期付近のバンドパスフィルター処理を施して逆変換した変位波形の振幅（同時刻）をプロットして求めた固有振動モード

形である。上下方向と橋軸方向の固有振動モード形は概ね再現できているが、橋軸直角方向の固有振動モード形の近似度は低い。この点に関しては、観測データだけでなく固有値解析も含めて精査していく必要がある。

図-10は、応答変位波形からRD法によって推定したモード減衰定数と応答変位のフーリエスペクトルからハーフパワー法によって推定したモード減衰定数である。何れの方法とも、振幅が大きい低次の固有振動モードで大きな減衰定数が得られており、振幅が小さくなる高次の固有振動モードでは相対的に減衰定数が小さくなっている。

4. まとめ

性能に基づく橋梁等構造物の耐震設計法に関する研究小委員会が行っている、地震計で観測した24時間連続観測振動データから維持管理に有用な情報を抽出できないかの試行実験の取り組みについて紹介した。地震計の設置工事が、2016年4月14日に行われたため、2016年熊本地震の最大前震と本震を観測することができたので、その地震で励起された橋の地震応答について1次データ処理結果を示した。観測データや橋の固有値解析に関して、精査が必要であり、ここに示した結果は、今後、変更される可能性があることを付記しておく。

図-11は、A1橋台-P1橋脚間の中央に設置された地震計から得られた加速度波形から求めた応答変位のフーリエスペクトルである。図には、最大前震時、最大前震後で本震5分前時、本震時のフーリエスペクトルを示している。着目する時刻でフーリエスペクトルの卓越が異なっているものがある。このような変化の定常性等を観測データから抽出し、地震時だけでなく常時における橋の振動特性を明らかにし、維持管理に有用な情報を提供できないかを、約1年間の試行観測を通して行っていく予定である。

謝辞：地域の公共構造物は自分達で守って（モニタリングして）いこうというみやぎきインフラモニタリング研究会の取り組みと、高松橋への地震計の設置に関する連携へのご理解がなければ、本小委員会の試行実験は実現しなかった。白山工業株式会社から地震計やデータロガーを長期に渡って提供していただけたら、本小委員会の試行実験は実現しなかった。両機関の本小委員会の活動に対するご支援には、本当に感謝しています。ここに記して謝意を表します。

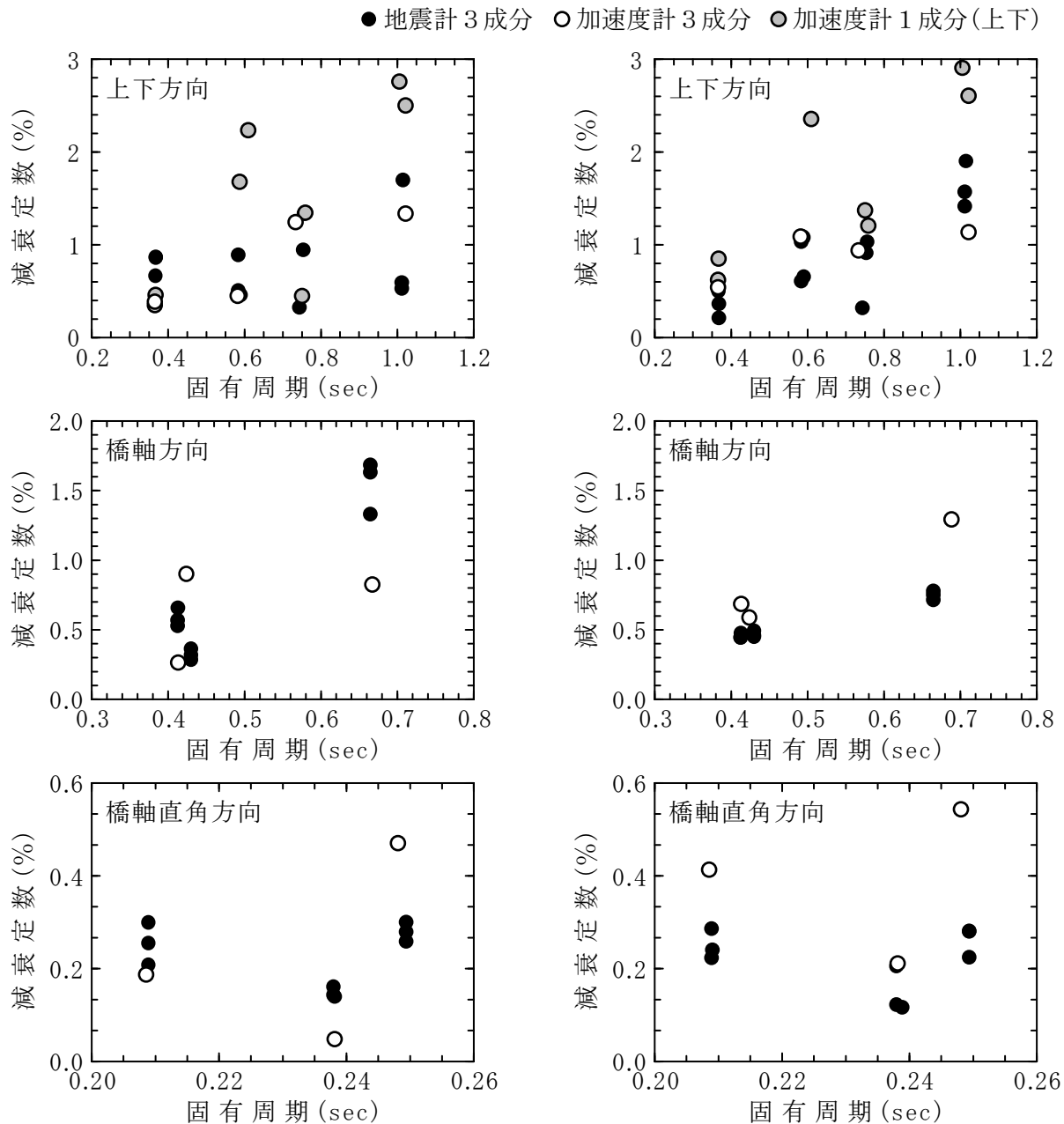


図-10 高松橋のモード減衰定数の推定結果

地震計の設置工事に関しては、株式会社共同技術コンサルタントの黒木隆二氏、九州通信ネットワーク株式会社の中島英隆氏、白山工業株式会社の笹田孝幸氏には多大なる配慮を頂きました。お三方の現場での判断がなければ、2016年熊本地震による最大前震と本震による地震応答を観測することはできませんでした。ここに記して謝意を表します。

参考文献

1) 白鳥正樹, 塚越誠一, 吉田有一郎, 中村均, 堀田亮

年, 高野直樹: 工学シミュレーションの品質保証とV&V, 丸善出版, 2013.

2) 山本泰幹, 藤野陽三, 矢部正明: 地震観測された長大吊構造系橋梁の動的特性と動的解析モデルによる再現性, 土木学会論文集A, Vol.65, No.3, pp.738-757, 2009.

3) 田村幸雄, 佐々木淳, 塚越治夫: RD法による構造物のランダム振動時の減衰評価, 日本建築学会構造系論文報告集, 第454号, pp.29-38, 1993.

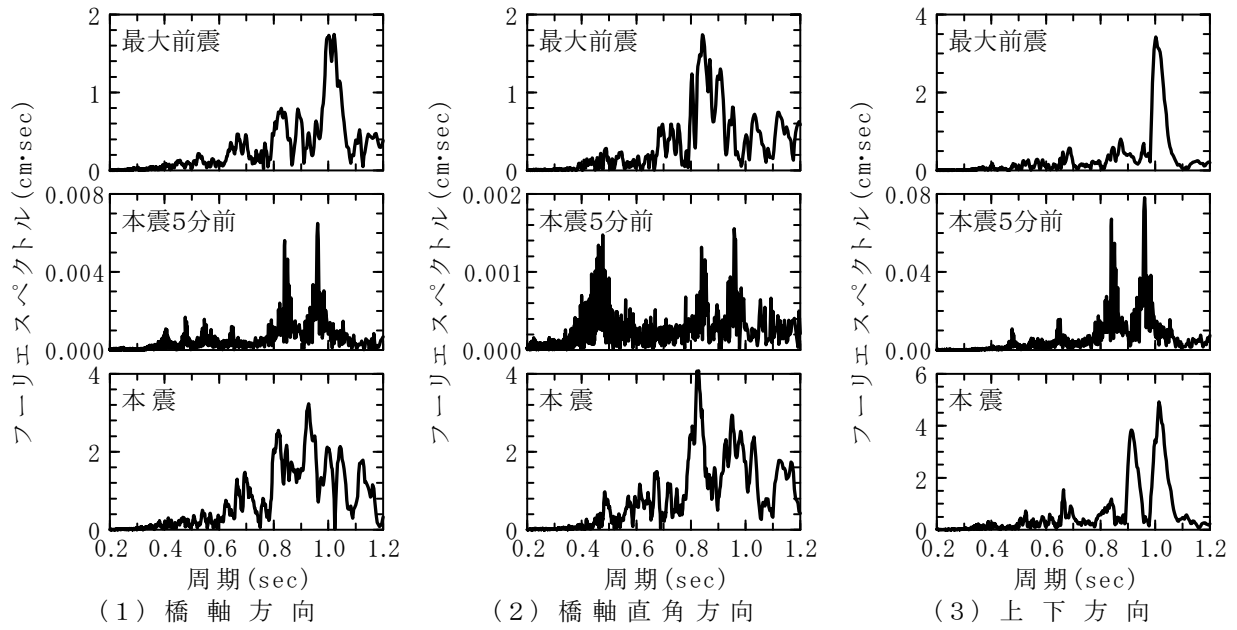


図-11 高松橋のA1橋台-P1橋脚間中央位置の桁の振動特性の比較（最大前震-本震5分前-本震）