

異なる振動レベルにおける橋梁模型の振動特性の把握に関する研究

宇都宮大学大学院 学生員 ○ 齋藤 拓哉 竹嶋 竜司
フェロー 中島 章典

1. はじめに

橋梁構造物などの振動問題を考える際に、振動特性は構造物の応答に大きな影響を与えるため、その構造物の固有振動数や減衰定数などの振動特性を確認することは重要である。それを確認する方法の一つである常時微動計測は構造物に作用する外力は不明となるが、加振手段を必要とすることなく供用中でも容易に計測できる。しかし、常時微動は非常に微小、かつランダムな振動を計測していることより、データ解析に繊細さが要求される。また、一般に構造物の振動特性には振幅依存性を有していることから、微小振幅領域において把握した振動特性だけでは地震時のような大振幅領域での振動特性を把握できるとは言い難く、微小振動下で把握した振動特性と実地震動のような大きな振動下で把握した振動特性との対応は未解明な点も多い。そのため、微小振動下で同定された振動特性をそのまま設計に用いることは適切ではないとされている^{1),2)}。

そこで本研究では、図-1に示すような橋梁完成系を対象とし、微小振幅領域から大振幅領域における異なる振動レベルでの振動実験を行い、微小振幅領域と大振幅領域で得られた振動特性の対応を明らかにすることを試みる。ここでは、図-2に示すような仮想的に重りを上部構造と考えた橋脚模型を対象とした振動実験結果とその時刻歴応答解析結果および橋梁完成系の振動実験結果について報告する。

2. 橋脚模型の振動実験

(1) 実験概要

本研究において振動実験の対象とした橋脚模型は、図-2に示すように、矩形断面の鋼部材とそれに溶接した上鋼板、さらに上部構造部材の重量の1/2の重量(68.6N)の重りから構成されている。

実橋梁の減衰要因としては各構造部材の材料内部減衰や可動支承部での摩擦減衰、履歴減衰、空気抵抗による空力減衰などが複雑に寄与し、さらに橋脚基部からの逸散減衰も橋梁振動に影響を与えると考えられる¹⁾。そこで、本研究で用いる図-1に示す橋梁完成系においても橋脚基部からの逸散減衰の影響を考慮した構造系となるようにした。具体的には、橋脚基部に厚さ15mmの発泡性ポリスチレン板を挿入し、M10ボルト4本を用いて容易に緩まない程度となるように調整し振動台に固定した。橋脚模型の固有振動数、減衰特性を把握するために要素実験として重りを載せていない状態で自由振動実験を行い、その後、橋脚模型に重りを載せた状態での自由振動実験、強制振動実験を行った。橋梁完成系には2本の橋脚(橋脚1、橋脚2とする。)を用いるので、それぞれの

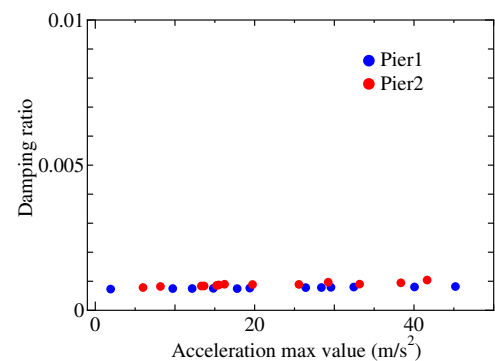
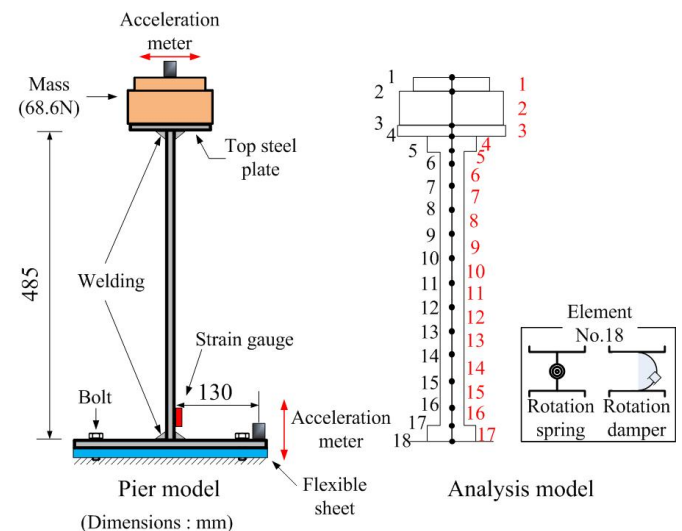
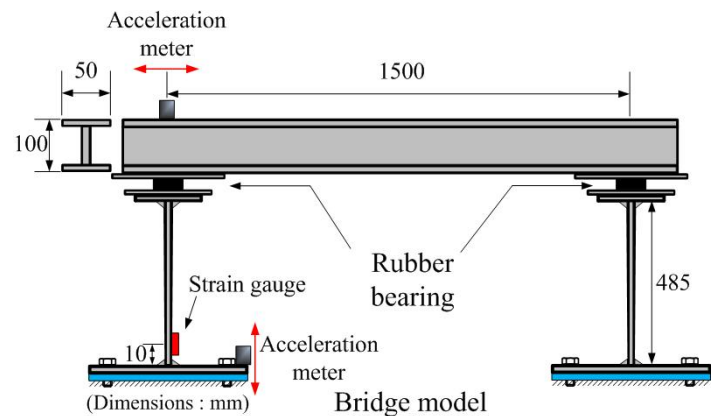


図-3 橋脚部材の最大応答加速度と減衰定数

橋脚について振動実験を行った。どちらも同様の結果を示したので橋脚1の結果について説明する。

(2) 要素実験

橋脚模型の材料内部減衰を把握するために、重りを載せていない橋脚単体を対象として自由振動実験

Key Words: 振動レベル, 振動特性, 振幅依存性, 振動台実験, 動的解析, 橋梁模型

〒321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2 宇都宮大学工学部建設学科 Tel.028-689-6210 Fax.028-689-6210

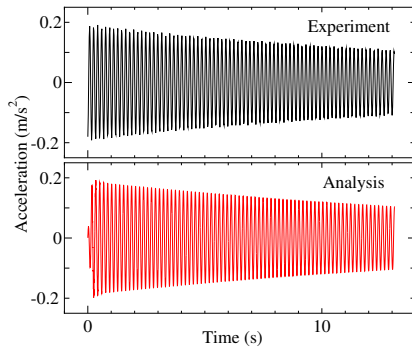


図-4 応答加速度時刻歴波形 (振幅最小)

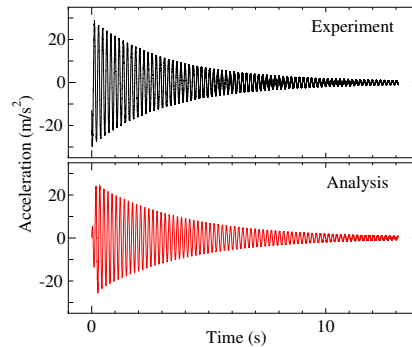


図-5 応答加速度時刻歴波形 (振幅最大)

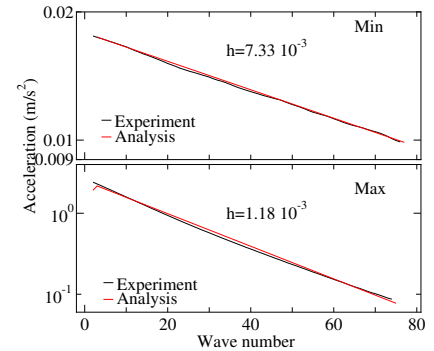


図-6 振幅と振動波数の関係

を行った。そうすることで、逸散減衰の影響が小さくなるため材料内部減衰が支配的になる。また、橋脚基部からの逸散減衰が極力含まれないように、橋脚単体をボルト4本を用いて強固に振動台に固定した。そして、橋脚頂部に瞬間的な外力を作用させ、その後の減衰自由振動状態における橋脚頂部での加速度を計測した。振動特性に振幅依存性を有するのかわ確認するために振動レベルを変えて加振を行った。振動レベルは橋脚頂部での最大応答加速度が 1.93m/s^2 から 45.2m/s^2 の間で13パターン行った。この実験より得られた加速度振幅と振動波数の関係から減衰定数を求めた。また、13パターン行った自由振動実験の最大応答加速度と減衰定数の関係を図-3に示す。減衰定数は振幅によらずほぼ一定の値をとっており、振幅依存性は見られなかったためこれらの平均値を橋脚部材の減衰定数とした。橋脚1の減衰定数は 8.18×10^{-4} 、橋脚2は 9.12×10^{-4} である。橋脚1, 2の固有振動数は振幅の大きさに関係なく 18.2Hz となった。

(3) 自由振動実験

図-2に示す橋脚模型を対象として自由振動実験を行った。橋脚基部に地盤を考慮するために厚さ15mmの発泡性ポリスチレン板を挿入し、M10ボルト4本を用いてガタつきが生じない程度に振動台に固定した。さらに、上部構造部材の重量の1/2の重量 (68.6N) を載せた状態で加振した。橋脚頂部に瞬間的な外力を水平方向に作用させ、図-2に示すように、その後の減衰自由振動状態における橋脚頂部での加速度と橋脚取り付けプレート端部の鉛直方向加速度を計測した。また、振動特性に振幅依存性を有するのかわ確認するために微小振幅領域から大振幅領域で加振した。橋脚1の振動レベルは、橋脚頂部の応答加速度が 0.252m/s^2 から 30.0m/s^2 の間で44パターンとし、橋脚2については 0.134m/s^2 から 31.2m/s^2 の間で44パターンの減衰自由振動波形を計測した。

(4) 強制振動実験

強制加振実験では、JMA 釧路地震波と JMA 神戸地震波を用いて加振した時の橋脚頂部の水平方向加速度、橋脚基部のひずみを計測した。強制振動実験においても振動レベルを変えるために、入力加速度を5段階に変化させ、合計10種類の地震波を用いて加振した。

3. 振動実験結果と解析結果の比較

図-2に示ように橋脚模型はより要素を用いてモデル化し、線形動的応答解析を行った。橋脚の橋脚部

材と上下鋼板は溶接により接合されていることから溶接による質量増加の影響もモデル化の際には考慮することとし、要素番号4, 17は溶接部である。また、節点番号18には回転方向の地盤ばねとダッシュポッドを組み込み、地盤の影響を考慮することによって、橋脚基部からの逸散減衰を再現できるようにした。橋脚模型の自由振動実験と強制振動実験における地盤の条件は、ボルトによる固定度を変えない限り同じである。しかし、実験的に固定度の特性を把握することは困難である。したがって、解析における回転方向の地盤ばねのばね定数は、自由振動実験時の固有振動数が一致するように同定し、回転ダッシュポッドの減衰係数は自由振動波形が概ね一致するように同定した値を基に10パターンの解析を行った。

(1) 自由振動実験

橋脚模型の異なる振動レベルでの自由振動実験結果を示す。自由振動実験の振幅が最小時の橋脚頂部での水平方向加速度の実験結果と解析結果を図-4に、振幅が最大時を図-5に示す。図-4, 図-5は上段が実験結果、下段が解析結果を示している。また、図-6にバンドパスフィルタ処理を行った後の加速度振幅と振動波数の関係を示す。図-6は上段が振幅が最小時、下段が最大時の結果であり黒線が実験結果、赤線が解析結果を示している。さらに、図-7に橋脚取り付けプレート端部の鉛直方向加速度時刻歴波形を示す。また、本研究では異なる振動レベルでの振動特性の変化を把握するため、44パターン行った自由振動実験のそれぞれの最大応答加速度を横軸にとり、縦軸に減衰定数としたものを図-8、縦軸に固有振動数としたものを図-9に示す。それぞれの青丸は橋脚1の結果であり、赤丸は橋脚2の結果である。

微小振動領域と大振幅領域での減衰定数と固有振動数の比較を行う。図-4と図-5の上段を比較すると図-5の上段に示す応答加速度最大時の減衰定数が明らかに大きいことが分かる。本研究で用いた橋脚模型は実橋脚においても生じている逸散減衰を考慮した構造としたため、微小振幅領域では橋脚部材の材料内部減衰が支配的であり、振動レベルが大きくなるにつれて橋脚基部からの逸散減衰の影響が顕著になるため大振幅領域の減衰定数の方が大きくなると考えられる。図-7は橋脚取り付けプレートの鉛直方向加速度を示しており、上段に示す大振幅領域では 0.5m/s^2 程度の加速度が生じているが、一方、下段に示す微小振動領域ではノイズ程度しか生じていない。よって、大振幅領域では橋脚基部からの逸散減衰の影響

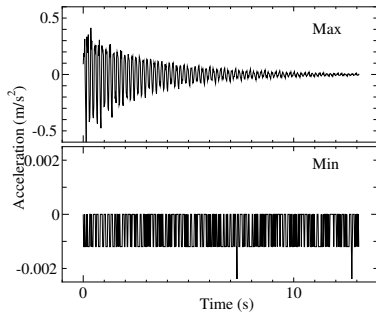


図-7 橋脚取り付けプレート鉛直方向加速度

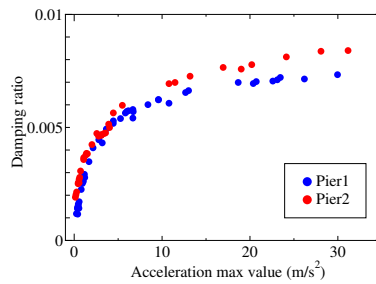


図-8 最大応答加速度と減衰定数の関係 (橋脚模型)

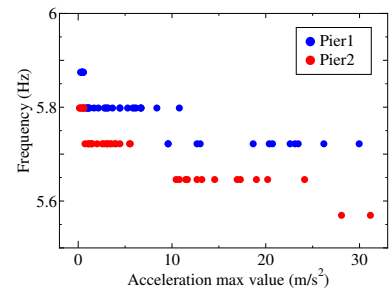


図-9 最大応答加速度と固有振動数の関係 (橋脚模型)

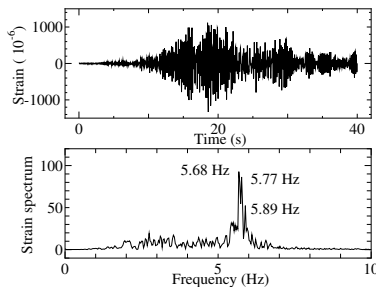


図-10-a 実験結果

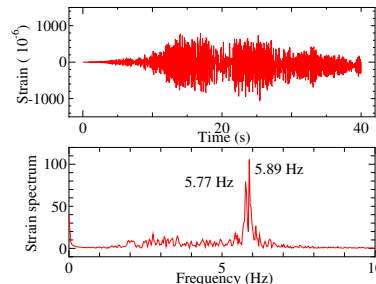


図-10-b 解析結果 (地盤ばねのばね定数:123kNm)

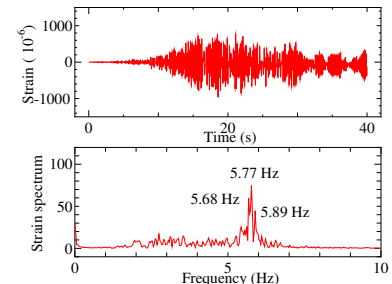


図-10-c 解析結果 (地盤ばねのばね定数:39.9kNm)

図-10 JMA 釧路地震波 100%加振時のひずみ時刻歴波形とスペクトル解析結果

が大きく、微小振動領域では影響が小さいと言える。また、図-4と図-5の下段に示す解析結果の地盤ばねのばね定数は上段に示す実験結果から同定したばね定数を用いた。それぞれのばね定数は図-4の振幅が最小時は123kNm、図-5の振幅が最大時は39.9kNmであった。回転ダッシュポットの減衰係数は振幅によらず0.216kNm/sとなったため、橋脚基部の剛性の変化により橋梁模型全体の減衰定数が変化したと言える。

本研究で加振した範囲内での減衰定数が増加する傾向について説明する。図-8の最大応答加速度と減衰定数の関係を見ると、最大応答加速度が小さい範囲では減衰定数の増加の割合は大きい、最大応答加速度が大きくなるにつれて増加の割合は小さくなり、ある減衰定数に収束していく傾向が見られた。固有振動数についても橋脚基部の剛性が小さくなり、大振幅領域での固有振動数は小さくなったと言える。本研究では橋脚模型を対象として振動実験を行ったが、実橋梁においても逸散減衰の影響も受けるため、常時微動のような微小振幅と地震時のような大振幅での振動特性は異なる振動特性を示すと考えられる。

(2) 強制振動実験

本研究ではJMA 釧路地震波およびJMA 神戸地震波を用いて強制振動実験を行った。また、それぞれの地震波の倍率を変えることで100%から20%の間で5段階に分け、合計10種類の地震波を用いて加振した。その時の橋脚頂部の水平方向加速度、橋脚基部のひずみを計測した。ここでは、JMA 釧路地震波100%、JMA 神戸地震波20%で加振した時の結果を示す。

図-10-aの上段にJMA 釧路地震波100%で加振した時の橋脚基部のひずみ、下段にそのスペクトル解析結果を示す。図-10-b、図-10-cには地盤ばねのばね定数を変化させた時の解析結果とそのスペクトル解

析結果を示す。また、同様にJMA 神戸地震波20%で加振した時の実験結果と解析結果を図-11に示す。まず、図-10について説明する。図-10-bに示す解析結果は自由振動実験を行った時の振幅が最小時の地盤ばねのばね定数(123kNm)を用いた。つまり、実橋梁の常時微動などの振動計測において、比較的得易いとされている振幅が小さい振動データから振動特性を同定した結果を用いたことになる。図-10-aと図-10-bを比較すると振動数に差異が見られる。そこで、地盤ばねのばね定数を123kNmから39.9kNmの間で10パターン変化させ解析を行った。そして、実験結果と解析結果の振動数とひずみ時刻歴波形の二乗誤差の和を比較し、再現性の高い地盤ばねのばね定数として39.9kNmを同定した。

JMA 神戸地震波20%で加振した時の結果についてもまず、図-11-bに示すように自由振動実験を行った時の振幅が最小時の地盤ばねのばね定数(123kNm)を用いて解析を行った。図-11-aと図-11-bを比較すると振動数については一致しているが、ひずみ時刻歴波形には大きな差異が見られる。そこで、地盤ばねのばね定数を10パターン変化させ解析を行い、実験結果と解析結果の振動数とひずみ時刻歴波形の二乗誤差の和を比較し、地盤ばねのばね定数68.6kNmを同定した。ばね定数を68.6kNとした時のひずみ時刻歴波形とそのスペクトル解析結果を図-11-cに示す。

本研究では、振動レベルが異なる10種類の地震波を用いて強制振動実験を行った。強制振動実験においても振動レベルが大きくなるにつれて地盤ばねのばね定数は小さくなる傾向を示すと考えた。これまでのように地盤ばねのばね定数を10パターン変化させ振動数とひずみ時刻歴波形の二乗誤差の和を比較し、再現性の高い地盤ばねのばね定数を同定した。図-12に横軸に10種類の地震波の実験から得られた橋

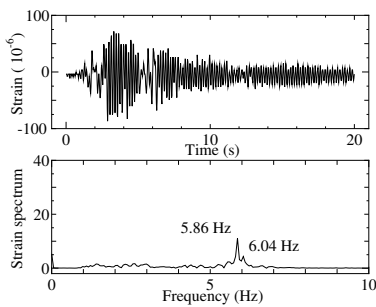


図-11-a 実験結果

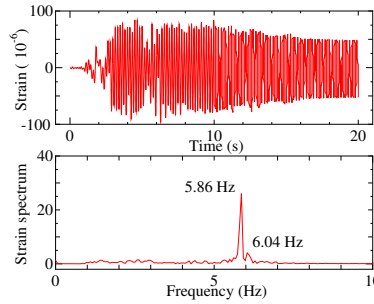


図-11-b 解析結果 (地盤ばねのばね定数:123kNm)

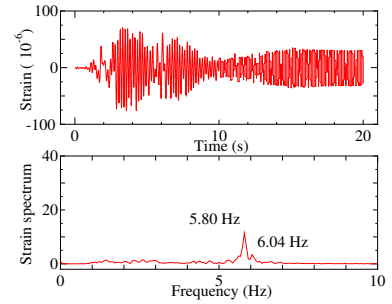


図-11-c 解析結果 (地盤ばねのばね定数:68.6kNm)

図-11 JMA 神戸地震波 20%加振時のひずみ時刻歴波形とスペクトル解析結果

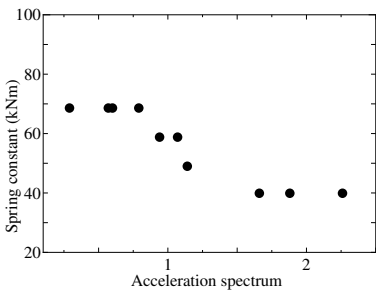


図-12 ばね定数とスペクトル値の関係

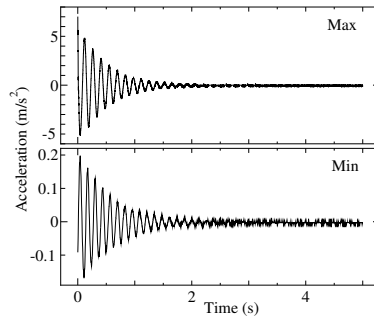


図-13 橋梁完成系の水平方向加速度

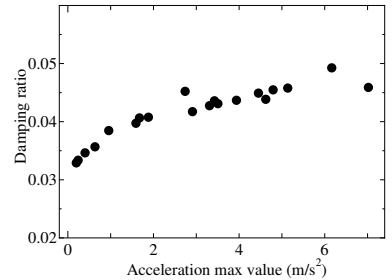


図-14 最大応答加速度と減衰定数の関係 (橋梁完成系)

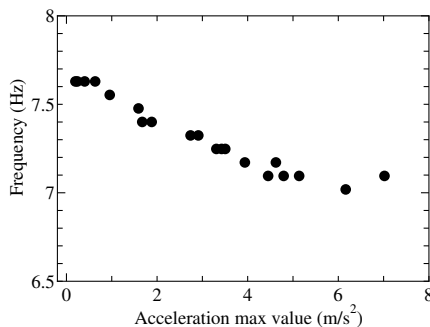


図-15 最大応答加速度と固有振動数の関係 (橋梁完成系)

脚頂部での応答加速度のスペクトル値とし、縦軸に地盤ばねのばね定数としたスペクトル値と地盤ばねのばね定数の関係を示す。図-12を見ると、加速度応答スペクトル値が大きくなるにつれて地盤ばねのばね定数は小さくなる傾向を示しているため、加速度応答スペクトル値の大きさに対応した地盤ばねのばね定数を設定することで地震時応答を概ね再現できる。

4. 橋梁完成系の自由振動振動実験

図-1に示す橋梁完成系において橋脚模型の振動実験と同様に振動レベルが異なる振動実験を行った。橋脚基部は橋脚模型と同じ固定度とし、上部構造に瞬間的な外力を作用させ、その後の減衰自由振動状態における上部構造部材での加速度と橋脚基部から10mmの位置でのひずみを計測した。振動レベルは、上部構造部材の応答加速度が 0.197m/s^2 から 7.02m/s^2 の間で20パターンの自由振動波形を計測した。

図-13に自由振動実験から得られた上部構造部材の応答加速度時刻歴波形を示す。上段は20パターン行った自由振動実験の振幅が最大時、下段が最小時の時刻歴波形を示している。図-14は振動実験より

得られた時刻歴波形から求めた減衰定数とその時の最大応答加速度であり、図-15は固有振動数と最大応答加速度の関係である。図-14、図-15を見ると橋脚模型の振動実験時と同様に減衰定数については増加していき、ある減衰定数に収束していく傾向となり、固有振動数については減少していく傾向となった。

橋脚模型の振動実験の際には上部構造部材の重量の1/2の重量を載せて実験を行い、橋脚基部の固定度についても統一したことから、橋梁完成系の振動特性の変化の傾向についても橋脚基部の剛性の変化によるものと言える。しかし、橋梁完成系はゴム支承を有していることからその影響も含まれていると考えられる。

5. おわりに

本報告では橋脚模型を対象とした振動レベルが異なる実験結果と解析結果と橋梁完成系の振動実験結果を示した。振幅の増加に伴って減衰定数は大きくなり、固有振動数は小さくなる傾向となった。また減衰定数については、振幅が小さい時は増加の割合は大きい、振幅が大きくなるにつれてある減衰定数に収束していく傾向が見られた。強制振動実験では、自由振動の振幅が最小時のばね定数を用いると地震時応答を再現することは難しいが、速度応答スペクトル値に対応した地盤ばねのばね定数を設定することで、地震時応答を概ね再現できることを示した。

今後は、同定した地盤ばねの回転ばね定数と回転ダッシュポットの値を用いて橋梁完成系の時刻歴応答解析を行い、結果については当日発表予定である。

参考文献

- 1) 川島他：強震記録に基づくPC斜張橋の減衰特性，構造工学論文集 A Vol.65 No.2, pp.426-439, 2009.5.
- 2) 山口他：鶴見つばさ橋の振動特性による動的特性の同定，土木学会論文集 No.543/I-36, pp.247-258, 1996.7.