

微小振動下における実橋脚と RC 橋脚模型の振動特性の把握に関する研究

A study on vibrational property of pier and RC pier model in micro vibration

中島章典*, 齋藤拓哉**, 竹嶋竜司**, 中村晋***

Akinori Nakajima, Takuya Saito, Ryuji Takeshima, Susumu Nakamura

*工博, 宇都宮大学大学院教授, 工学研究部 (〒321-8585 栃木県宇都宮市 7 丁目)

** 宇都宮大学大学院工学研究科博士前期課程 (〒321-8585 栃木県宇都宮市 7 丁目)

*** 工博, 日本大学教授, 工学部土木工学科 (〒963-8642 郡山市田村町徳定字中河原 1 丁目)

In this research, we measure the ambient vibration and the free vibration with the very small amplitude of actual RC pier, and indentify the natural vibration and the damping ratio of the pier. We also measure the ambient vibration and the free vibration under the various vibration amplitude of the scaled RC pier model, and indentify its natural vibration and the damping ratio. Comparing the results, we get the useful data about the natural vibration characteristics under the different vibration level.

Key Words: micro vibration, vibration level, natural frequency, damping constant

キーワード: 常時微動, 振動レベル, 固有振動数, 減衰定数

1. はじめに

橋梁構造物などの耐震性能を考える際に, 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. これまでに多くの橋梁構造物に対して振動計測が行われ, 固有振動数や減衰定数などを同定し, 解析モデルとの比較が行われてきた. 橋梁構造物などに対して振動計測を行う場合, 構造物の規模が大きくなればなるほどそれを意図的に振動させることは難しく, 起振機や大型車両走行などにより構造物を加振する場合が多く見られる. しかしながら, それらの手法では外力を把握できるという長所を持つ反面, 導入コストの発生や, 対象構造物以外の自由度が付加されることにより系が複雑になるという短所を併せ持つ¹⁾.

一方, 常時微動計測は構造物に作用する外力が不明となるが, 加振手段を必要とすることなく供用中でも簡便に計測できるという長所を持っている. そのため, 構造物の振動特性を把握することを目的として常時微動計測は行われている. その計測の簡便性より, 常時微動計測結果を用いた健全度評価に関する研究などがこれまで数多く行われている²⁾⁶⁾.

しかし, 常時微動は非常に微小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ことや, 一般に構造物の振動特性は振幅依存性を有することなど

から常時微動のような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. また, 同一の構造物を異なる振動レベル下で把握した振動特性について検討した例は少ない.

そこで本研究では, 上部構造がまだ架設されていない RC 実橋脚について, 常時微動状態と低振幅加振状態の振動計測を行い, 異なるレベルの微小振動下で計測された実橋脚の振動特性について考察した. さらに, RC 橋脚の縮尺模型を用いて実橋脚と同様に, 常時微動状態と低振幅の自由振動状態で振動計測を行った. その計測結果より, RC 橋脚模型でも異なるレベルの微小振動下で計測された振動特性について考察した. 微小振動下における振動計測より, 実橋脚と橋脚模型が異なる振動レベル下で同様な振動特性の傾向を持っていることを確認する. そして, 橋脚模型に対し実橋脚では困難であったより大きな振幅の振動下で振動計測を実施し, 計測された振動特性について考察した. 実橋脚において常時微動のような微小振動下の状況で計測された固有振動数や減衰定数などの振動特性と, 実地震動のような振幅の大きな振動までの異なるレベルの振動下で計測された振動特性について検討し微振動加振の有効利用に繋げることを目的とする.

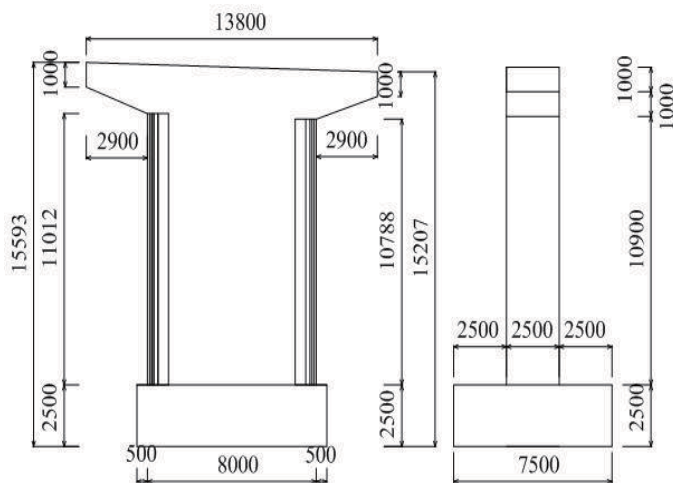


図-1 新田代橋 RC 橋脚

2. 実橋脚の振動計測

2.1 対象橋梁の概要

本研究で対象とした橋梁は、栃木県日光市内にある新田代橋であり、橋長 70m を有する 2 径間連続非合成鋼鈑桁橋である。本橋梁は直接基礎である小判型断面張り出し式 RC 橋脚と 2 基の逆 T 式橋台、5 基の積層ゴム支承から構成されている。また、上部構造は 5 本主桁および RC 床版からなる。振動計測を行った当時は橋台 2 基と橋脚 1 基のみが架設されている状態であり、主に RC 橋脚のみを対象とし計測を行った。新田代橋は 2011 年 9 月に完成予定であり、完成系の計測も行う予定である。

2.2 微小振動下における計測

(1) 常時微動計測

常時微動計測には、サーボ型常時微動計測器を使用した。計測器の測定周波数範囲は 0.2 から 70Hz、分解能は 10×10^{-6} gine である。

図-1 に示すような上部構造が架設されていない状態の RC 橋脚を対象とした。橋脚はフーチング高さ 2.50m、躯体高さ 12.9m、根入れ深さ 9.75m である。橋脚頂部と地表面の 2 箇所に常時微動計を設置し、橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向の 3 方向の速度応答を時間刻み 0.01 秒で 360 秒間 (36000 点) 計測した。

(2) 低振幅加振時の計測

低振幅加振は、人力加振によって実橋脚を自由振動させた。橋脚頂部に 6 人が同時に跳ぶことで加振したい方向に衝撃を加えることにより加振した。加振方向は橋軸方向と橋軸直角方向に自由振動を与える 2 ケースとし、加振者が橋脚頂部で跳ぶ位置を変えることにより加振方向を調節した。RD 法^{7, 8)}を適用し複数回の自由振動波形を重ね合わせることで、自由振動波形に含まれるノイズ成分を低減させることにしている。1 回の計測を時間刻み 0.01 秒で 60 秒間 (6000 点) 計測し、20 秒間 (2000 点) に 1 回の間隔で計 3 回の低振幅加振を行った。低振幅加振時の常時微動計の設置位置と計測方向は常時微

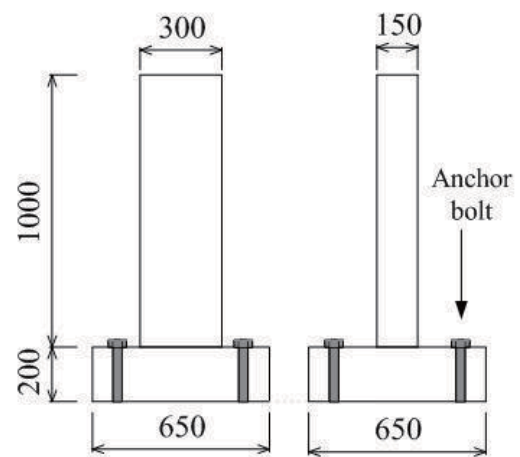


図-2 RC 橋脚模型

動計測と同様に橋脚頂部と地表面の 2 箇所に設置し、橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向の 3 方向を計測した。

3. RC 橋脚模型の振動計測

3.1 RC 橋脚模型の概要

図-2 に示す RC 橋脚模型を対象として振動計測を行った。RC 橋脚模型はフーチングと躯体から構成されており、フーチング断面は 650mm×650mm、高さ 200mm、躯体断面は 300×150mm、高さ 1000mm である。RC 橋脚模型のフーチングにボルト孔を設け、PC 鋼棒を通しボルトで反力床に固定した。

3.2 微振動下における計測

実橋脚と橋脚模型の振動特性の傾向を比較するために橋脚模型の計測では動コイル型常時微動計を使用し、常時微動計測と低振幅加振による自由振動の計測を行った。また、本研究では橋脚模型について説明を行う場合、断面の弱軸回りを橋軸方向、強軸回りを橋軸直角方向と定義する。

(1) 常時微動計測

計測器は実橋脚と同様に構造物に対する振動の入出力関係を見るため、橋脚頂部と地表面に設置した。この時の橋軸および橋軸直角方向の変位応答を時間刻み 0.0005 秒で 180 秒間 (360000 点) 計測を行った。

(2) 低振幅加振時の計測

低振幅加振時での計測は常時微動計測を実施した同日に行うことで橋脚模型の固定度が同じになるようにした。本研究では自由振動状態を計測する場合、RD 法を適用し複数回の自由振動波形を重ね合わせることで、自由振動波形に含まれるノイズ成分を低減させることにしている。そのため、1 回の計測で複数回衝撃を与え計測データに複数の自由振動波形が現れるようにした。1 回の計測時間は変位応答を時間刻み 0.0005 秒として約 60 秒間としている。また、複数回の衝撃は 5 秒間に 1 回とし、計測方向に振動するよう橋脚頂部の水平方向に与

えた。この際、常時微動計の計測容量を超えてしまわないよう、加振する力を調整し衝撃を与えた。

3.3 大きな振動振幅下における計測

常時微動や低振幅加振時よりも、さらに大きな振動振幅下で自由振動の計測を行った。大きな振動を計測する場合は計測器の測定容量の関係から加速度計を使用した。計測器は頂部のみに設置し、加速度応答を時間刻み 0.0005 秒として約 60 秒間 (120000 点) 計測を行った。

低振幅加振時と同様に RD 法を適用し複数回の自由振動波形を重ね合わせるため、振幅が大きな振動下においても、測定方向に複数回衝撃を与え計測された時刻歴波形に複数の自由振動波形が現れるように加振を行った。加振方法は 5 秒に 1 回の間隔で橋脚頂部にハンマーを用いて瞬間的な外力を与えた。1 回の計測内では同程度の振幅を持つ複数の自由振動波形を発生させるため、なるべく同程度の力で加振をするようにした。

しかし、同程度の力で加振を行っているが、加振方法が人力のためそれぞれの自由振動波形での最大振幅はばらつく。そこで、その計測における振動レベルの表現は、複数回の自由振動波形において振幅の最大値を読み取りその平均値付近の加速度を、計測における振動の大きさの概算値とした。振動レベルの概算値を分かりやすくするため、加振は 1 つ 1 つの計測でなるべく加振力に差をつけて行った。橋軸方向の計測では概算値が 200, 400, 700, 1200, 1400, 2000gal の振動を時刻歴曲線より確認した。また、橋軸直角方向の計測では概算値が 200, 500, 900, 2000gal の振動を確認した。これらの振動の大きさをパラメータとし、大きな振動下における異なるレベルの固有振動数、減衰定数について比較を行った。

4. 振動特性の同定方法

4.1 固有振動数の同定方法

振動数領域で常時微動計測から構造物の固有振動数を同定する方法として、伝達関数 $H(\omega)$ を用いる方法が使われている⁷⁾。伝達関数 $H(\omega)$ は構造物基部の入力波に対する構造物上部の応答(出力波)を用いて固有振動数を同定する方法であり、

$$H(\omega) = X(\omega) / F(\omega) \quad (1)$$

で定義される。この時 $F(\omega)$ 、 $X(\omega)$ は構造物基部の入力波の時刻歴 $f(t)$ と構造物頂部の時刻歴 $x(t)$ をフーリエ変換したものである。伝達関数 $H(\omega)$ の卓越振動数から構造物の固有振動数を推定できることが知られている⁷⁾。本研究の実橋脚における常時微動計測では、橋脚の周囲には根入れ地盤が存在しているため、橋脚のフーチング下面ではないが、近似的に基部付近の地表面で計測したデータを入力波 $f(t)$ とみなし、橋脚頂部で計測されたデータを出力波 $x(t)$ とした。しかし、構造物の振動計測データにはノイズが含まれるため常時微動のような

非常に微小な振動を計測する場合そのノイズ成分が計測データに与える影響は大きい、そこで、ノイズの影響を低減する伝達関数として、出力に含まれるノイズを低減する伝達関数 $H_1(\omega)$ 、入力に含まれるノイズを低減する伝達関数 $H_2(\omega)$ が知られている。伝達関数 $H_1(\omega)$ 、 $H_2(\omega)$ は構造物に対する入力波と出力波のクロススペクトルとパワースペクトルの比をとることで算出できる⁷⁾。

伝達関数 $H_1(\omega)$ について示す。構造物の出力波の計測値 $H^*(\omega)$ は真値 $X(\omega)$ とノイズ $N_1(\omega)$ から構成され、

$$H^*(\omega) = X(\omega) + N_1(\omega) \quad (2)$$

と表わされる。フーリエスペクトルの比をとるとノイズがそのまま伝達関数に現れる。そこで、式(2)の両辺について入力波とのクロススペクトルを考えると、

$$S_{fx}^*(\omega) = S_{fx}(\omega) + S_{fn}(\omega) \quad (3)$$

となり、入力波とノイズの間に相関がないと考え、 $S_{fn}(\omega) = 0$ であるから

$$H_1(\omega) = S_{fx}(\omega) / S_{ff}(\omega) \quad (4)$$

となる。

一方、出力に含まれるノイズを低減する伝達関数 $H_2(\omega)$ についても伝達関数 $H_1(\omega)$ と同様に、クロススペクトル $S_{xx}(\omega)$ 、パワースペクトル $S_{xf}(\omega)$ から

$$H_2(\omega) = S_{xx}(\omega) / S_{xf}(\omega) \quad (5)$$

となる。

本研究において、実橋脚の振動計測結果には風などの振動も出力波に含まれていると考え、出力波のノイズを低減できる伝達関数 $H_1(\omega)$ を用いた。一方、実験棟内で行った橋脚模型の振動実験では実験棟自体が風などの影響を受けることなどから、入力波にノイズが含まれると考え伝達関数 $H_2(\omega)$ を用いた。

低振幅加振や大きな振動振幅下における計測においては、1 回の計測において複数回の自由振動が発生するように実橋脚、橋脚模型を加振した。その複数の自由振動波形の最大値が重なり合うようにして RD 法を適用し、生成された自由振動波形に対して FFT 解析を行い、卓越振動数を読み取ることで固有振動数を同定した。

4.2 減衰定数の同定方法

常時微動計測から減衰定数を同定する際には、固有振動成分が計測データに現れにくい微振動に対して自己相関関数を取り固有振動成分を強調させ、その自己相関関数に対して RD 法を適用した^{7,9)}。ここでは、自己相関関数を 3 秒ずつに区切り、その間の最大値が重なるように波形を 40 波重ね合わせて自由振動波形を取り出した。

低振幅加振や大きな振動振幅下における計測から減衰定数を同定する際には自己相関関数をとらずに、1 回の計測で複数回計測された自由振動波形の最大値が重なり合うように RD 法を適用し自由振動波形を生成した。

これらの各計測より得られた自由振動波形の振動波数と振幅の関係から減衰定数を同定した。

5. 実橋脚の振動特性の同定結果

5.1 固有振動数の同定結果

(1) 常時微動計測

実橋脚を対象とした常時微動計測で得られた橋軸方向の速度応答時刻歴曲線を図-3に示す。図-3は上段が橋脚頂部、下段が橋脚基部での速度応答時刻歴曲線を示している。また、本研究では前述のように実橋脚を対象とした常時微動計測では伝達関数 $H_1(\omega)$ を用いて固有振動数を同定する。図-4に橋軸方向の各伝達関数を示す。図-4の上段が伝達関数 $H_1(\omega)$ 、中段が $H_2(\omega)$ 、下段が $H(\omega)$ である。これらの図は、横軸がすべて振動数であり縦軸は速度スペクトル同士の比であるため無次元となっている。各伝達関数を比較すると、どの伝達関数についても 4.9Hz 付近に卓越振動数を形成する似たような概形をしていることが分かる。つまり、ノイズの影響は少なかったものと考えられる。

常時微動計測は基部の入力と頂部の出力の関係を見ているため、橋脚に直接風が作用することによって生じた振動は入力による振動ではなく、ノイズと考えることができる。計測日当日も無風状態ではなかったため、出力側にノイズ成分が多く存在すると判断した。図-4の上段に示す伝達関数 $H_1(\omega)$ が橋軸方向の伝達関数を表わしていると考えられ、その卓越振動数が実橋脚の固有振動数と考えられる。

伝達関数 $H_1(\omega)$ から求めた橋軸方向の固有振動数は 4.913Hz であった。同様に、橋軸直角方向についても伝達関数 $H_1(\omega)$ 、 $H_2(\omega)$ 、 $H(\omega)$ を比較し、伝達関数 $H_1(\omega)$ から固有振動数を 6.250Hz と同定した。

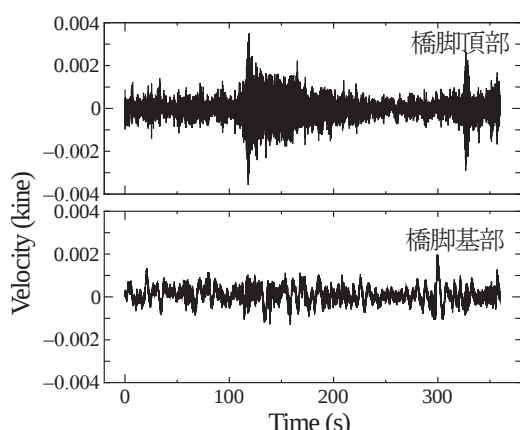


図-3 橋軸方向速度応答時刻歴曲線

(2) 低振幅加振時

低振幅加振による複数回の自由振動状態で計測された時刻歴波形を橋軸方向に加振した時、橋軸直角方向に加振した時の速度応答時刻歴曲線を図-5に示す。図-5の上段が橋軸方向、下段が橋軸直角方向を示している。3回の自由振動が重なり合うように RD 法を適用し、得られた自由振動時刻歴波形を図-6に示す。図-6にお

いても上段が橋軸方向、下段が橋軸直角方向を示している。図-6に FFT 解析を施すことで固有振動数を同定した。図-6の上段と下段を比較すると上段に示す橋軸方向に加振した時の自由振動波形の方が比較的きれいな

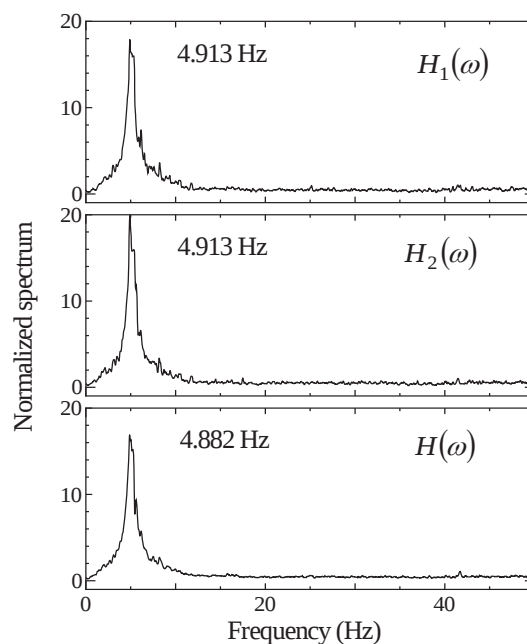


図-4 実橋脚橋軸方向の各伝達関数

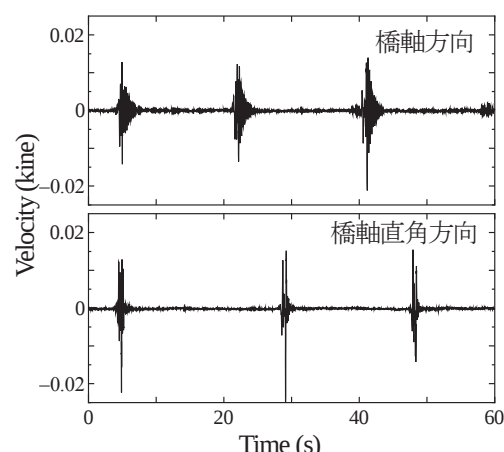


図-5 低振幅加振時の時刻歴曲線

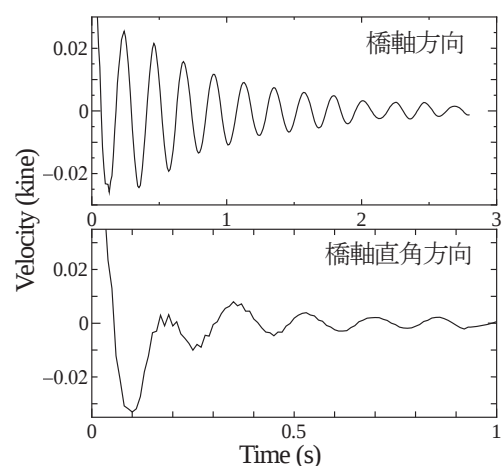


図-6 低振幅加振時実橋脚の自由振動波形

減衰波形が得られた。また、橋軸方向から得られた波形に FFT 解析を行った時には明確なスペクトルピークが得られた。

対象とした実橋脚は橋軸直角方向の曲げ剛性が大きいので、理想的に揺らすことが難しいと考えられる。そのため、橋軸方向の振動の影響も大きく現れ、橋軸直角方向においては明確なピークは得られなかった。低振幅加振から同定した固有振動数は橋軸方向で 4.668Hz となり、橋軸直角方向で 6.250Hz となった。

5.2 減衰定数の同定結果

(1) 常時微動計測

常時微動計測結果から減衰定数を同定する場合に本研究では時刻歴曲線に対して自己相関関数を取り、RD 法を適用した。図-3 の上段に示す橋脚頂部の時刻歴波形に対して自己相関関数をとったものを図-7 に示す。常時微動のような不規則な振動に対し自己相関関数をとると、その振動に含まれる構造物の固有振動成分が強調され、ある固有の周期が強く波形に現れる。この波形に対し RD 法を適用し自由振動波形を形成した。図-7 に示した橋軸方向の計測データより求めた自己相関関数に対し抽出区間を 3 秒とり 40 波を重ねることで RD 法を適用した。

RD 法によって得られた波形の FFT 解析によって固有振動数を求めた結果、橋軸方向で 4.668Hz、橋軸直角方向で 6.250Hz となり、伝達関数 $H_1(\omega)$ を用いて同定した固有振動数と一致した。また、各波形の概形では振動が減衰している様子を確認できたことより、各方向の自由振動波形を適切に得ることができたと考えられる。得られた自由振動波形の振動波数と振幅の関係から、橋軸方向の減衰定数は 0.0220 であった。橋軸直角方向については、RD 法を適用しても自由振動波形を得られず、減衰定数を適切に同定することができなかった。

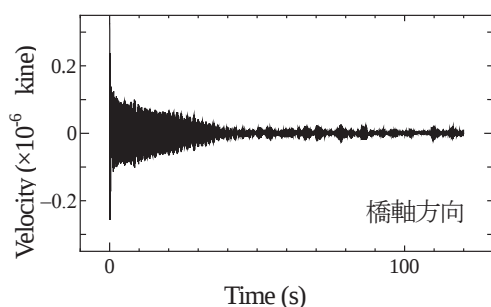


図-7 常時微動計測結果の自己相関関数

(2) 低振幅加振時

図-5 の上段に示す橋軸方向の低振幅加振時の時刻歴波形に対して RD 法を適用して得られた自由振動波形から減衰定数を同定する。自由振動波形の振動波数と振幅の関係から橋軸方向の減衰定数は 0.03550 であり、橋軸

直角方向は 0.07140 と同定した。

橋軸方向と橋軸直角方向の減衰定数を比較すると、橋軸直角方向の減衰定数のほうが大きいことが分かる。橋軸直角方向に橋脚が振動しようとする場合、橋軸方向よりも根入れ地盤に接している面積が多いことより逸散減衰などが影響しているためだと考えられる。また、既往の研究⁵⁾でも、根入れ地盤が存在する独立橋脚 5 基を対象として常時微動計測を実施し減衰定数を同定していた。その結果、根入れ地盤に接している面積が多い橋軸直角方向の方が減衰定数は大きくなることを確認している。

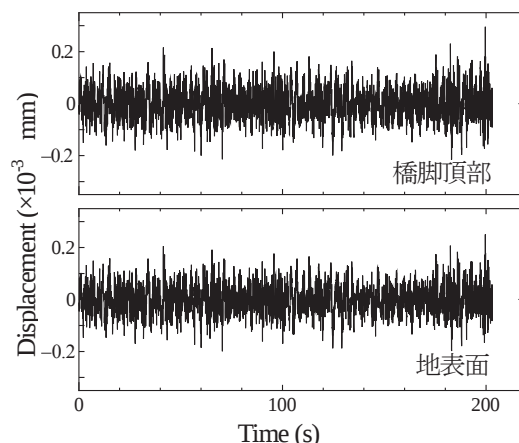


図-8 変位応答時刻歴曲線(橋脚模型)

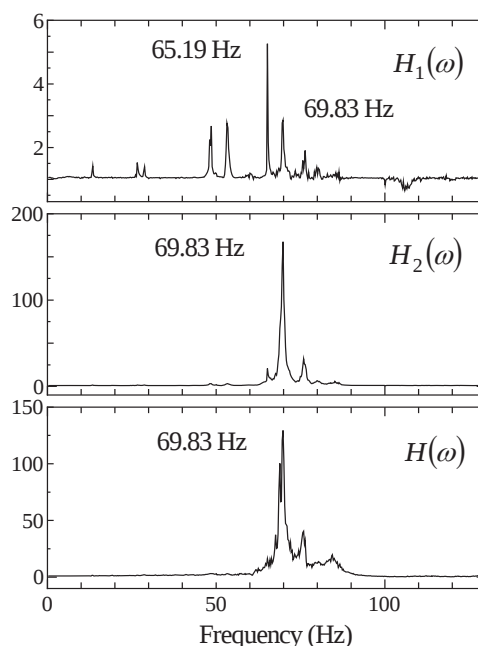


図-9 橋脚模型橋軸方向の各伝達関数

6. RC 橋脚模型の振動特性の同定結果

6.1 固有振動数の同定結果

(1) 常時微動計測

橋脚模型を対象とした常時微動計測で得られた橋軸方向の変位応答時刻歴波形を図-8 に示し、図-9 には橋軸

方向の各伝達関数を示す。図-8 は上段が橋脚頂部、下段が地表面で計測された時刻歴波形である。橋脚模型の常時微動計測結果から固有振動数を同定する場合は、前述のように伝達関数 $H_2(\omega)$ を用いることとした。図-9 の上段が伝達関数 $H_1(\omega)$ 、中段が $H_2(\omega)$ 、下段が $H(\omega)$ である。これらの図は、横軸がすべて振動数であり縦軸は速度スペクトル同士の比であるため無次元となっている。各伝達関数を比較すると、上段に示す伝達関数 $H_1(\omega)$ では、65.19Hz が卓越しているが伝達関数 $H_2(\omega)$ 、 $H(\omega)$ を見ると 69.83Hz が卓越しており、65.19Hz については低減されていることが分かる。つまり、65.19Hz については入力に含まれるノイズ成分であると考えられる。伝達関数 $H_2(\omega)$ は入力に含まれるノイズ成分を低減する効果を持つ伝達関数であり、例えば、入力波に常時微動計測の入力として理想的な白色雑音と違う周期的な振動が混ざっていた場合この周期的な振動は構造物の出力とは関係ないため、伝達関数 $H_2(\omega)$ を用いることで低減することができる。RC 橋脚模型の計測について考えると計測は実験棟内で行っているため、その実験棟が風などにより外乱を受け、ある一定の周期で振動しているとすると伝達関数 $H_2(\omega)$ を用いる方が適切であると考えた。伝達関数 $H_2(\omega)$ から同定した橋軸方向の固有振動数は 69.83Hz であった。

橋軸直角方向についても、橋軸方向と同様に伝達関数 $H_2(\omega)$ から同定しようとした。しかし、橋軸方向の振動成分やノイズ成分が卓越したことなどから橋軸直角方向については固有振動数を同定することはできなかった。

(2) 低振幅加振時

RC 橋脚模型の頂部で計測された時刻歴波形に対して複数回の自由振動波形が重なり合うように RD 法を適用し、自由振動波形を得た。頂部で計測された橋軸方向の時刻歴波形を図-10 に示す。図-10 の時刻歴波形に対して RD 法を施すことによって得られた自由振動波形に FFT 解析を行った結果、橋軸方向の固有振動数は 69.81Hz と同定した。また、橋軸直角方向に関しても橋軸方向と同様に RD 法を用いて自由振動波形を生成し、その波形に対して FFT 解析を行うことで固有振動数を 120.70Hz と同定した。

(3) 大きな振幅の振動下における計測

大きな振幅の振動下での計測についても低振幅加振時と同様に複数回の自由振動波形に対して RD 法より自由振動波形を得た。振動レベルは 200gal から 2000gal の間で橋軸方向では 6 パターン、橋軸直角方向では 4 パターン行った。一例として、2000gal 程度で加振したときの橋軸方向の波形を示す。時刻歴波形に RD 法を用いて得られる自由振動波形を図-11 に示す。図-11 の FFT 解析結果より橋軸方向の固有振動数を 66.90Hz と同定した。他の振動レベルにおいても橋軸方向では 70Hz 付近に、橋軸直角方向では 120Hz 付近にスペクトルピークが見られた。

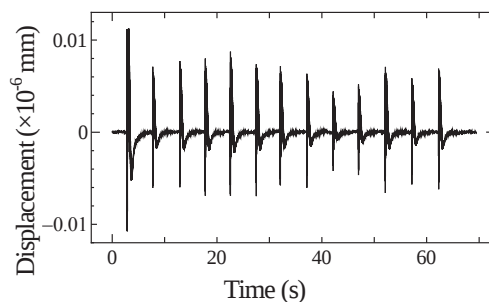


図-10 低振幅加振時時刻歴曲線

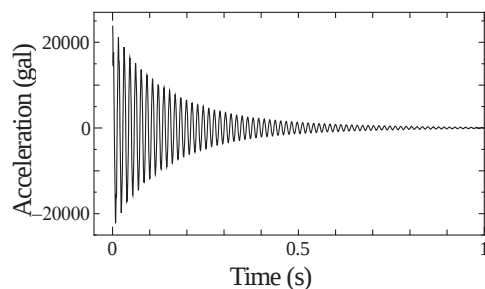


図-11 大きな振幅時の RC 橋脚模型の自由振動波形

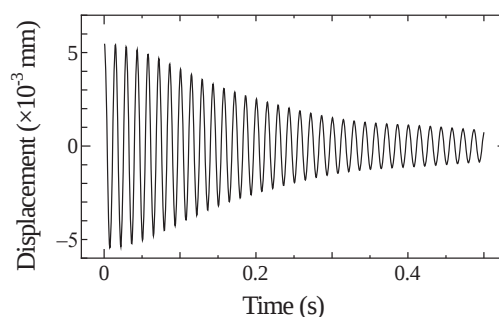


図-12 常時微動計測から得られた自由振動波形

6.2 減衰定数の同定結果

(1) 常時微動計測

RC 橋脚模型においても RD 法によって自由振動波形を得ようとしたが、長周期成分を含んだうなりが生じている波形となったため、バンドパスフィルター処理を行った波形から減衰定数を同定することとした。フィルター処理を施した後に RD 法によって得られた自由振動波形を図-12 に示す。図-12 の振動波数と振幅の関係から減衰定数を同定し、橋軸方向では 0.00852 となった。RC 橋脚模型が設置されている実験棟周囲では機械や人の活動などのノイズの原因になりそうなものが多いと考えられる。そのため、橋軸直角方向に関してはフィルター処理を施した後においても、うなりを伴った波形となったため減衰定数を同定することはできなかった。

(2) 低振幅加振時

低振幅加振時においても実橋脚と同様に複数回の自

由振動波形を RD 法によって重ね合わせようとしたが、うなりを生じていたため、常時微動計測と同様に、フィルター処理を行った後、減衰定数を同定した。フィルター処理を施したことによって得られた自由振動波形を図-13に示す。図-13の振動波数と振幅の関係から減衰定数を同定し、橋軸方向では0.00935となった。橋軸直角方向についても同様にフィルター処理を施すことで、0.02285と同定した。

(3) 大きな振幅の振動下における計測

複数回の自由振動を RD 法によって重ね合わせ、得られた自由振動波形の振動波数と振幅の関係から減衰定数を同定した。2000gal 程度で加振したときは図-9に示す自由振動波形から同定した。他の振動レベルにおいても橋軸方向、橋軸直角方向ともに0.01程度となった。

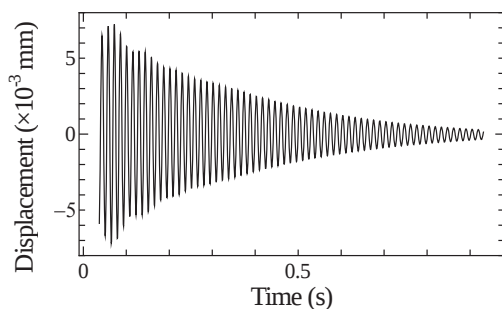


図-13 低振幅加振時のフィルター処理後自由振動波形

7. 実橋脚と橋脚模型の振動特性の比較

これまでに同定した実橋脚の固有振動数および減衰定数を表-1にまとめる。橋軸直角方向の常時微動計測より同定した減衰定数は、前節でも述べたように適切な値を得ることができなかったため空欄としている。同定結果より、橋軸方向と橋軸直角方向では4.913Hzと6.518Hzと比較的接近していることが分かる。これは、根入れ地盤やフーチング下の地盤による影響だと考えられる。また、常時微動状態よりも振動レベルの高い低振幅の自由振動下で同定した固有振動数は常時微動状態と比較して橋軸方向、橋軸直角方向ともに小さい値となっている。一方、減衰定数に着目すると橋軸の常時微動状態で同定した減衰定数は0.02程度であり、振動レベルが少し大きい低振幅加振下で同定した減衰定数は0.03程度と常時微動状態で同定した減衰定数よりも大きな値となった。

表-2はRC橋脚模型の各計測ケースより同定した橋軸方向と橋軸直角方向の固有振動数をまとめたものであり、表-3は減衰定数をまとめたものである。微小振動下の計測では実橋脚と同様に、振動レベルが大きくなるほど固有振動数が減少していることを確認することができた。どの計測ケースでも橋軸方向では70Hz付近を示しており、橋軸直角方向では120Hz付近を示していることが分かる。しかし、橋軸直角方向の常時微動計測

表-1 実橋脚の振動特性同定結果

	固有振動数		減衰定数	
	橋軸方向	橋軸直角	橋軸方向	橋軸直角
常時微動	4.913	6.518	0.02201	—
低振幅加振	4.668	6.250	0.03550	0.07140

表-2 RC橋脚模型の固有振動数(Hz)

	橋軸方向	橋軸直角方向
常時微動	69.83	—
低振幅加振	69.81	120.7
200gal	73.26	122.1
400gal	72.57	—
500gal	—	120.1
700gal	72.53	—
900gal	—	117.2
1200gal	71.27	—
1400gal	70.66	—
2000gal	66.90	117.1

表-3 RC橋脚模型の減衰定数同定結果

	橋軸方向	橋軸直角方向
常時微動	0.008520	—
低振幅加振	0.009348	0.02285
200gal	0.00699	0.007899
400gal	0.007244	—
500gal	—	0.008356
700gal	0.008728	—
900gal	—	0.009449
1200gal	0.009956	—
1400gal	0.01289	—
2000gal	0.01297	0.009849

では固有振動数を同定することはできなかった。これは、実験棟という周りで人や機械が活動しているノイズ要因が多い計測環境下で常時微動計測を行ったことより、計測に含まれている構造物の固有振動成分が他のノイズ成分に比べて小さなものとなり、スペクトルピークを確認することができなかったものと考えられる。また、低振幅加振下では、各方向の固有振動数付近の値が得られており、実橋脚と同様に常時微動状態で得られた固有振動数よりも若干低い値となっている。また、加速度計を用いて計測した大きな振幅の自由振動状態では、橋軸方向、橋軸直角方向共に加速度振幅が大きい振動下で同定した固有振動数ほど小さくなる傾向が見られた。

しかし、微小振動下と大きな振幅の振動下で推定された固有振動数の間には振幅増加に伴う固有振動数の減少傾向を確認することができなかった。これは、微小振動下で用いていた常時微動計測器が橋脚模型に対し大きすぎたため付加質量として働き、橋脚模型の固有振動数自体が微小振動下の計測時では小さくなったと考え

られる。そこで、常時微動計測を行ってから約3ヵ月後に常時微動計測器を付加質量として橋脚模型に載せた状態と載せない状態から自由振動実験を行い比較した。その結果、常時微動計測器の質量を考慮した場合は66.83Hzとなり、考慮しない場合は68.70Hzであった。質量を考慮した場合の方が低下していることから常時微動計測器が付加質量となっていると言える。つまり、常時微動から固有振動数を同定する時は付加質量の影響により低下した。橋軸直角方向についても質量を考慮した場合は116.9Hz、考慮しない場合は116.6Hzとなり、僅かながら低下が見られた。

次にそれぞれの計測より求められた減衰定数に着目すると、橋軸方向でも橋軸直角方向でもその値には大きな変化が見られず0.01~0.02程度であった。常時微動状態と低振幅加振時の微振動下での計測に着目すると、実橋脚で同定した減衰定数と同様に常時微動計測で得た減衰定数と低振幅加振下で求めた減衰定数は近い値を示し、低振幅加振時の方が減衰定数はわずかながら大きくなる傾向が確認できた。加速度で計測された大きな振幅の振動下どうしても、加速度振幅が大きくなるにつれて減衰定数が増加することを確認した。この傾向は橋軸方向と橋軸直角方向のどちらの方向にも見られた。

しかし、微小振動下と大きな振幅の振動下で推定された減衰定数の間には振幅増加に伴う減衰定数の増加傾向を確認することができなかった。これは、RC橋脚模型の振動計測を行った実験棟のように機械や人が活動しており、ノイズの要因が多いところでは常時微動計測によりRC橋脚模型の減衰定数を適切に推定することができなかったのではないかと考えられる、

8. おわりに

常時微動計測は非常に微小な振動を計測しているため、実地震動のような大きな振動との対応が疑問視されることもある。そのため本研究では、まだ上部構造が架設されていないRC実橋脚や橋脚に見立てたRC橋脚の縮尺模型に対し、常時微動レベルの微小な振動下から実地震動レベルの大きな振動下で振動計測を実施することで、異なるレベルの振動下で計測された実橋脚の振動特性について検討し、常時微動や低振幅加振のような微小振動データの有効利用に繋げることを試みた。

本研究の検討を通して得られた主な結論を以下に示す。

1. 実橋脚およびRC橋脚模型に対し、ノイズの影響を低減させた伝達関数を用いて適切な伝達関数の卓越振動数を選択することにより、固有振動数を推定することができた。
2. 実橋脚のような屋外の計測では伝達関数 $H_1(\omega)$ を、RC橋脚模型のような屋内の計測では伝達関数 $H_2(\omega)$ を用いた方がノイズの影響を低減することができた。

3. 常時微動状態に含まれるノイズの影響が大きく、対象とする構造物の振動特性を推定することが困難な計測状況下では、低振幅程度でも自由振動が発生するような加振を行うことにより、固有振動数、減衰定数を推定することができた。
4. 実橋脚に対し、構造物頂部で複数人が同時に跳ぶことで微小振動下の自由振動を発生させ、その自由振動を用いて対象構造物の振動特性を推定することができた。

5. 実橋脚の振動特性として振幅増加に伴い固有振動数は減少し、減衰定数は増加する傾向が見られた。

本研究で行った異なる振動レベル下で推定した実橋脚の振動特性の比較では、振幅増加に伴い固有振動数は減少し、減衰定数は増加するという結果を得た。しかし、本研究の結果のみでは、常時微動のような微振動下で推定した振動特性と実地震動レベルの大きな振動下で推定した振動特性との対応を明らかにすることは難しく、さらに同様の検討を重ねていく必要がある。また、橋梁完成系に対してさらに振動レベルに差をつけた計測ケースを設け、検討していく必要がある。

橋脚模型の常時微動計測などを実施するに当たり、宇都宮大学工学部技術職員の野俣善則氏に大変お世話になりました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 阿部雅人, 藤野陽三, 長山智則, 池田憲二: 常時微動計測に基づく非比例減衰系の構造同定と長大吊橋への適用, 土木学会論文集, No.689/I-57, pp.261-274, 2001.10.
- 2) 山口宏樹, 高野晴夫, 小笠原政文, 下里哲弘, 加藤真志, 岡田淳: 鶴見つばさ橋の振動実験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.
- 3) 竹田哲夫, 山野辺慎一, 新原雄二: 実測データに基づくPC斜張橋の減衰特性について, 土木学会論文集, No.626/I-48, pp.147-161, 1999.7.
- 4) 吉岡勉, 原田政彦, 山口宏樹, 伊藤信: 斜材の実損傷による鋼トラス橋の振動特性変化に関する一検討, 構造工学論文集, Vol.54A, pp.199-208, 2008.3.
- 5) 中島章典, 中野貴代美, 中村晋: 常時微動に基づく独立橋脚および橋梁完成系の振動特性の把握, 構造工学論文集 Vol.56A, 2010.3.
- 6) 永田聖二, 金澤健司, 梶原浩一, 矢花修一: 常時微動モニタリングに基づく実大RC橋脚試験体の地震損傷評価, 土木学会論文集, Vol.56A, 2010.3.
- 7) 土木学会: 橋梁振動モニタリングのガイドライン, 構造工学シリーズ10, 2000.10.
- 8) 日本建築学会: 建築物の減衰, 丸善, 2000.10.
- 9) 永松昭男: モード解析入門, コロナ社, pp.210-220, 1993.7.