異なる振動レベルにおけるRC橋脚を有する橋梁の振動特性の変化に関する研究

竹嶋竜司¹・リーム アル セナウイ²・中島章典³・中村晋⁴・横川英彰⁵

¹正会員 株式会社 IHI インフラシステム建設部計画 1 課 (〒 590-0977 堺市堺区大浜西町 3 番地)

Email: ryuji_takeshima@iis.ihi.co.jp

²学生会員 宇都宮大学大学院工学研究科 博士後期課程システム創成工学専攻 (〒 321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

³フェロー会員 宇都宮大学大学院 工学研究部循環生産研究部門 (〒 321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

Email: akinorin@cc.utsunomiya-u.ac.jp

⁴正会員 日本大学工学部土木工学科 (〒 963-8642 郡山市田村町徳定字中河原 1) E-mail: s-nak@civil.ce.nihon-u.ac.jp

⁵正会員 オイレス工業株式会社 免制震事業部 技術開発部 (〒 108-0075 東京都港区港南 1-6-34)

E-mail: yokokawa@oiles.co.jp

本研究では、比較的容易に加振することができる RC 橋脚の模型を対象として、まず微小振動から実地震動レベルの大きな振動下における振動特性の変化を検討し、さらに、上部構造を設置した橋梁完成系 RC 橋梁模型の状態でも同様の検討を行う。また、実際の 2 径間連続桁橋の上部構造がまだ架設されていない独立橋脚 1 基に対して微振動下の異なるレベルで振動計測を行った後、上部構造架設後の橋梁完成系についても同様の計測を行いその振動特性を調べる。さらに、鋼製橋梁模型でも同様に振動実験を実施し、RC 橋梁模型との振動特性の変化の違いを検討する。以上の橋梁模型と実橋梁構造物を対象とした検討より、常時微動のような微振動下から、実地震動レベルの大きな振動下で把握した RC 橋脚を有する橋梁の固有振動数や減衰定数などの振動特性の変化について考察する。

Key Words : vibration measurement, vibration level, natural frequency, damping ratio, amplitude dependency, concrete bridge pier

1. はじめに

橋梁構造物の固有振動数や減衰定数などの振動特性は構造物の動的挙動に大きな影響を与え、また、一般に設計値と完成後の実際の値は異なることもあるため、それらの振動特性を振動計測により確認することは重要である。そのため、これまでに様々な橋梁構造物に対して振動計測が行われてきている^{1)~7)}。それらの中には、振動挙動を確認するために起振機などの大型機材を導入している事例も見られるが、これらの方法では振動特性を確認するための有意な振動レベルの振動挙動が得られる一方で、大型機材導入のために必要な労力や経費などの観点から既設橋梁の振動計測が敬遠される場合もある。

そこで最近では、加振手段を必要とせず振動データが容易に得られるという利点から常時微動を用いた振動計測事例が数多く見られる^{8)~15)}。しかし、一般に構造物の振動特性は振動振幅の影響を受けることが知られており、特に常時微動のような微小振動下で得られた振動特性と、設計上問題となる実地震動のような比較的大きな振動下で得られた振動特性との対応が疑問視されることがある^{15)~17)}。

これは、実橋梁のような大きな構造物に対して振動

特性を確認できるある程度の大きさの振動を起こすことは容易ではないことや、実地震動レベルの大きな振動で加振することが難しいなどの理由から、これらの関係を詳細に検討した事例は少ないためである。

著者ら¹⁸⁾は、鋼製橋梁模型を対象として、微小振幅から地震動レベルの振幅までの異なる振動レベルにおける振動実験を行い、それぞれの振動レベルに対応した固有振動数および減衰定数の振動特性を調べた。しかし、対象とした模型は小型であり、また、実橋における振動特性の変化の状況を確認していない。

そこで本研究では、比較的容易に加振することができる RC 橋脚の模型を対象として、まず微小振動から実地震動レベルの大きな振動下における振動特性の変化を検討し、さらに、上部構造を設置した橋梁完成系 RC 橋梁模型の状態でも同様の検討を行う。また、実際の 2 径間連続桁橋の上部構造がまだ架設されていない独立橋脚 1 基に対して微振動下の異なるレベルで振動計測を行った後、上部構造架設後の橋梁完成系についても同様の計測を行いその振動特性を検討する。さらに、鋼製橋梁模型でも同様に振動実験を実施し、RC 橋梁模型との振動特性の変化の違いを調べる。以上の橋梁模型と実橋梁構造物を対象とした検討より、常時微

図-1 RC 橋梁模型の概要

写真-1 積層ゴム支承を用いた RC 橋梁模型の設置状況

図-2 橋脚頂部の上部構造の剛な接続状況

図-3 積層ゴム支承の詳細

動のような微振動下から、実地震動レベルの大きな振動下で把握した RC 橋脚を有する橋梁の固有振動数や減衰定数などの振動特性の変化について考察する。

2. 計測対象と振動実験の概要

(1) RC 橋脚を有する橋梁模型

RC 橋脚を有する高架橋を模擬した橋梁の振動実験を実施するため、図-1 のような模型を作製した。以下、橋脚の上に上部構造を設置した橋梁完成系の状態を RC 橋梁模型、上部構造を設置しない独立橋脚の状態を RC 橋脚模型と呼ぶ。そして、RC 橋梁模型とそれを構成する 2 体の RC 橋脚模型を対象として異なる振動レベルで自由振動実験を実施した。RC 橋梁模型では設置の都合上図-1 のように、振動台と H 鋼梁を M10 ボルト 7

写真-2 RC 橋脚模型頂部と上部構造の鋼板による剛な接続時の設置状況

本で固定した後、H 鋼梁の上に RC 橋脚模型を置いてフーチング部を H 鋼梁と M20 の全ネジ 4 本で固定している。また、図-2 に示すように RC 橋脚模型頂部と鉄筋コンクリートの上部構造模型の間に鋼板を挟み、RC 橋脚頂部と上部構造下面から突き出すように配置した M6 ボルト 6 本を利用して両者を剛に接続し、支承部での減衰をできるだけ低減したモデルと、実橋を模擬して両者の間に積層ゴム支承を配置したモデルについて検討している。なお、上部構造を模擬した RC 梁の重量は 2.90kN である。

積層ゴム支承はゴム層 4mm x 4 層と内部鋼板 1.6mm x 3 枚で構成されている。積層ゴム支承の模型詳細を図-3 に示す。また、実際に積層ゴム支承を用いて上部構造を設置した状況を写真-1 に示し、鋼板を用いて RC 橋脚模型と上部構造を接続した状況を写真-2 に示す。

RC 橋脚模型では橋脚頂部に、RC 橋梁模型では上部構造の上面に高感度加速度計を設置し橋軸水平方向の加速度を計測した。また、どの計測でも基部の固定度を確認するためフーチングの上面鉛直方向の加速度を

図-4 RC 橋脚模型の自由振動波形の例 (振幅最小時)

図-5 RC 橋脚模型の自由振動波形の例 (振幅最大時)

計測している。

RC 橋脚模型の自由振動実験では橋脚頂部を、RC 橋梁模型の自由振動実験では上部構造の橋軸方向の端面をゴムハンマーで叩いて自由振動を生じさせた。

RC 橋脚模型を対象とした自由振動実験より得られた振幅最小時と振幅最大時の加速度波形を図-4 と図-5 に示す。それぞれ図の上段が橋脚頂部の橋軸水平方向の自由振動波形で、下段がこの時に同時に計測されたフーチング上面鉛直方向の自由振動波形である。振幅最小時の計測ではフーチング上面鉛直方向の加速度はノイズ程度の大きさしか確認できないのに対して、振幅最大時の計測では有意な値の加速度が確認された。したがって、H 鋼梁とボルトを用いて RC 橋脚模型の基部を固定してもフーチング部がわずかながらロッキング振動を起こし、エネルギーの逸散が生じていることが予想される。

(2) 鋼製橋梁模型

RC 橋梁模型と比較するため鋼製橋梁模型についても自由振動実験を実施した。図-6 に鋼製橋梁模型の全体の概要を示し、図-7 に鋼製橋梁模型を構成する橋脚の概要を示す。鋼製橋梁模型は H 形鋼の上部構造と平鋼の橋脚部から構成されており、両部材を M6 の全ネジ

図-6 鋼製橋梁模型の概要

図-7 鋼製橋梁模型を構成する橋脚の詳細

で固定し、剛結合としている。さらに、橋脚基部の下鋼板を M10 のボルトで強固に固定することで、支分部や橋脚などの部材連結間で生じる減衰をできるだけ低減した。鋼板を用いて RC 橋脚模型頂部と上部構造を剛に接続した RC 橋梁模型と鋼製橋梁模型の両者を比較することで、同様の固定条件における鋼製橋梁模型と RC 橋梁模型の振動特性の変化の違いを確認する。

なお、鋼製橋梁模型の自由振動実験においても、上部構造の橋軸方向の端面をゴムハンマーで叩いて自由振動を生じさせた。

鋼製橋梁模型の自由振動実験で得られた振幅最小時と振幅最大時の加速度波形の一例を図-8 と図-9 に示す。上段は上部構造の上で計測した橋軸水平方向の自由振動波形であり、下段はフーチング上面鉛直方向の自由振動波形である。鋼製橋梁模型でも RC 橋梁模型と同様に振幅最小時の波形では、フーチング上面鉛直方向にノイズ程度の加速度しか確認されていないのに対して、振幅最大時の波形では有意な値の加速度が確認されたため、フーチング部にわずかながらロッキング振動が生じており、エネルギーの逸散が生じていることが予想される。しかし、鋼製橋梁模型と RC 橋梁模型のフーチング上面鉛直方向の加速度を比較すると、振動レベルの大きさに関わらず鋼製橋梁模型の加速度レベルが RC 橋梁模型の値より全体的に小さい。したがって、鋼製橋梁模型の方が橋脚基部から逸散するエネルギーが少ないと考えられる。

図-8 鋼製橋梁模型の自由振動波形の例 (振幅最小時)

図-9 鋼製橋梁模型の自由振動波形の例 (振幅最大時)

写真-3 新田代橋 (橋梁完成系)

(3) 実橋梁 (新田代橋)

実橋梁の計測対象は栃木県那須塩原市内にある新田代橋である。形式は2径間連続鋼I桁橋 (34.4+34.4m, 5本主桁) であり、橋脚は小判型張り出し式RC橋脚である。橋脚の高さは15.4m, 地表面から橋脚頂部までが実測5.65m, 基礎は直接基礎形式でフーチング部が根入地盤に埋まっている。支承には、橋脚および橋台上とも反力分散型の積層ゴム支承が用いられている。2010年に上部構造がまだ架設されていない独立橋脚状態で

図-10 新田代橋のRC橋脚の諸元

振動計測を実施した。また、2011年に上部構造が設置された後の橋梁完成系についても振動計測を実施している。写真-3は新田代橋の橋梁完成系における振動計測時の写真であり、図-10はRC橋脚の諸元である。

微小振動領域ではあるが振動レベルに可能な限り差をつけて振動計測を実施した。まず、常時微動計測を実施した後、複数人が橋脚の頂部に集まり同時に跳ぶことで加振しその振動を計測した。常時微動計測時には橋脚頂部と地表面に、人力加振時には頂部のみに橋軸、橋軸直角、鉛直方向の3方向の常時微動計を設置し速度応答を計測した。

新田代橋橋梁完成系の計測で得られた応答波形の一例を図-11に示す。図-11の、上段が常時微動時、下段が人力加振時橋軸水平方向の応答波形である。常時微動計測では最大応答速度が約0.002kineと非常に微小で不規則な時刻歴波形を得た。また、人力加振時には最大応答速度が0.01kine程度の複数回の自由振動波形を得た。

3. 振動特性の同定

(1) RC橋梁模型とRC橋脚模型

RC橋梁模型やRC橋脚模型では、橋脚頂部あるいは上部構造上で計測された自由振動波形に対してFFT解析を実施し、フーリエスペクトルの卓越振動数を固有振動数としている。例として、図-12にRC橋脚模型で得られた自由振動波形のFFT解析結果を示す。図-12を見るとフーリエスペクトルに2つの卓越振動数を確認することができ、これらの卓越振動数の小さい方が

図-11 新田代橋の時刻歴波形 (橋梁完成系の橋軸方向)

図-12 RC 橋脚模型で得られた自由振動波形の FFT 解析結果の一例

ら 1 次モード, 2 次モードの固有振動数とした. これらは, RC 橋脚模型を片持ち柱とみなした時の曲げ振動モードとして典型的な 1 次モード, 2 次モードに対応している.

また, 図-5 に示すような RC 橋脚模型の振動実験によって得られた自由振動波形に対して, その波形における各サイクルのピークごとの加速度振幅とサイクル数の関係より減衰定数を同定した. しかし, 計測する振動レベルによっては, 高次の雑音などの影響で自由振動波形の各ピークの加速度振幅とサイクル数の関係が必ずしも滑らかにならない場合もあるため, 減衰定数を同定する際には計測によって得られた自由振動波形に対し FIR 型のバンドパスフィルター処理¹⁹⁾を施した. なお, バンド幅は同定した固有振動数の上下 5% の幅とした.

例として, RC 橋脚模型の自由振動実験によって得られた図-5 に示す自由振動波形に対して, 1 次モードに着目しフィルタ処理を施したものを図-13 の上段に, 2 次モードに着目しフィルタ処理を施したものを図-14 の上段に示す. また, 各サイクルのピークごとの加速度振幅とサイクル数の関係を図-13 と図-14 の下段に示す. なお, 図中の赤線は自由振動波形のサイクル毎の正側のピーク値を示したものであり, 青線はサイク

図-13 RC 橋脚模型のフィルタ処理後の自由振動波形と減衰性状 (1 次モード)

図-14 RC 橋脚模型のフィルタ処理後の自由振動波形と減衰性状 (2 次モード)

図-15 鋼製橋梁模型で得られた自由振動波形の FFT 解析結果の一例

ル毎の負側のピーク値の絶対値を片対数で示している. また, それぞれの色の点線はピーク値を対数近似したものであり, この傾きから求めた減衰定数の平均値を図中に示している.

図-13 の下段に示す各サイクルのピークの加速度振幅とサイクル数の関係を見るとわずかに下に凸の形を示し振幅依存性を示しているが, ほぼ直線関係と見な

図-16 鋼製橋梁模型のフィルタ処理後の自由振動波形と減衰性状

図-17 新田代橋橋梁完成系における橋軸方向の伝達関数の例

せることより1次モードは粘性的な減衰性状を示していると言える。また、図-14の下段に示す2次モードの各サイクルのピークの加速度振幅とサイクル数の関係を見ても、多少脈動しているがほぼ直線関係を示しており、この場合もほぼ粘性的な減衰性状を示していた。

(2) 鋼製橋梁模型

鋼製橋梁模型もRC橋梁模型と同様な方法で固有振動数および減衰定数を同定している。鋼製橋梁模型の上部構造で計測された自由振動波形に対してFFT解析を実施した結果の例を図-15に示す。鋼製橋梁模型の自由振動波形より得たスペクトルでは、どの振動レベルにおいても図-15に示すように1つの振動数をはっきりと卓越しており、この卓越振動数を1次モードの固有振動数とした。

同定した固有振動数の5%幅で施したバンドパスフィルタ処理により得られた振動振幅とサイクル数の関係より減衰定数を同定した。図-16の上段に振幅最大時の自由振動波形に対してフィルタ処理を施したものを示し、下段にその振動振幅とサイクル数の関係の例を示す。図-16の下段に示す各サイクルのピークの加速度振幅とサイクル数の関係を見ると鋼製橋梁模型でも、RC橋梁模型と同様にわずかに下に凸の形を示し振幅依存性を示しているが、ほぼ直線関係と見なせる。

図-18 RD法によって同定した自由振動波形と減衰性状（新田代橋の独立橋脚橋軸方向）

(3) 新田代橋

新田代橋の計測データではノイズなどの影響が大きいため、実橋梁の常時微動計測で得られた波形には橋脚基部と橋脚頂部あるいは上部構造位置で計測した速度波形のクロススペクトルを用いてノイズの影響を低減した後、橋脚頂部と地表面のFFT解析結果から伝達関数を算出²⁰⁾し、その卓越振動数を固有振動数とした。また、人力加振では、複数回の加振で得られたそれぞれの自由振動波形に対してFFT解析を実施し固有振動数を同定した。例として、図-17に新田代橋の橋梁完成系の常時微動計測データから算出した橋軸方向の伝達関数を示す。新田代橋の計測では、図-17に示すようなフーリエスペクトルにおいて最も卓越した振動数を1次モードの固有振動数とした。

振動計測で得られた時刻歴波形にフィルタ処理を施した後、自己相関関数とRD法⁸⁾を用いて図-18の上段に示すような自由振動波形を形成し、同図の下段に示すように自由振動波形の各サイクルのピークとサイクル数の関係より減衰定数を同定した。RD法では計測時間によって異なるが最大で約100波の波形を重ね合わせている。これは独立橋脚状態で計測した橋軸方向の常時微動計測のデータである。各サイクルのピークとサイクル数の関係が直線関係を示しているため、橋梁模型と同様に粘性的減衰性状を示していると言える。

4. 振動振幅と振動特性の関係

(1) RC橋梁模型とRC橋脚模型

RC橋梁模型を構成する2体のRC橋脚模型を対象とした自由振動実験結果を示す。同定したそれぞれの振動レベルにおける1次モードの固有振動数を図-19の上段に、2次モードの固有振動数を図-19の下段に示す。図の横軸に振動レベルとして実験で得られた自由振動

図-19 RC 橋脚模型の最大応答加速度と固有振動数の関係

図-21 RC 橋梁模型の最大応答加速度と振動特性の関係 (橋脚と上部構造の結合条件の影響)

図-20 RC 橋脚模型の最大応答加速度と減衰定数の関係

波形の最大応答加速度を示し、縦軸に固有振動数を示した。また、2体の橋脚模型を橋脚1と橋脚2として赤丸と青丸で示している。これらの図より、独立橋脚状態の固有振動数は1次モードでも2次モードでも振動レベルの増加に伴って減少する傾向にあることがわかる。なお、1次モード、2次モードとも、2体の橋脚の固有振動数に10%程度の差異があるが、これは、橋脚模型の諸元が小さく、2つの橋脚のプロポーシオンを正確に一致させるのが容易ではなかったためであると考えられる。

また、RC 橋脚模型の自由振動実験より同定したそれぞれの振動レベルにおける1次モードの減衰定数を図-20の上段に、2次モードの減衰定数を図-20の下段に示す。これらの図より、振動レベルの増加に伴い減衰定数は1次モードでも2次モードでも増加する関係が見られるが、その増加割合は振動レベルが増加するにつれて減少する非線形の関係を示していることがわかる。また、ばらつきはあるものの2体の橋脚において同様の傾向を示している。

1次モードと2次モードの減衰定数を比較すると、2次モードよりも1次モードの減衰定数の方が大きい。橋梁などにおいて部材の曲げ振動が支配的な場合には、高

次モードになるほどどちらかと言えば減衰定数は大きくなると考えられている²¹⁾が、ここで得られた結果では逆の傾向を示している。図-12に示すFFT解析結果を見てもわかるように、本研究で得られた橋脚模型の自由振動波形は2次モードよりも1次モードの振動の方が支配的であるため、計測によって得られた自由振動波形の中に存在する2次モードに関係する振動振幅は1次モードのそれに比して微小なものと予想できる。そして、2次モードに対して同定された減衰定数は1次モードに比して小さい振幅で同定されたものと考えられる。しかし、図-20下段の振動振幅と2次モードの減衰定数の関係を示した場合に、1次モードが支配的な自由振動波形の最大振幅をそのまま横軸にとったため、2次モードの減衰定数は小さく表現されていると考えられる。

次に、RC 橋梁模型の自由振動実験より同定したそれぞれの振動レベルにおける固有振動数を図-21の上段に、減衰定数を図-21の下段に示す。図-21では積層ゴム支承を用いたモデルの結果を赤丸で、鋼板を用いて上部構造とRC 橋脚模型を剛に接続したモデルの結果を青丸で示している。RC 橋梁模型の自由振動実験ではフーリエスペクトルに1次モードの卓越しか見られなかったため、1次モードの固有振動数と減衰定数のみを示した。これらの図に示した振動レベルと振動特性の関係より、固有振動数は振動レベルの増加に伴い減少し、減衰定数は振動レベルに伴い増加するRC 橋脚模型と同様の傾向が確認された。また、積層ゴム支承を用いたモデルの方が、振幅依存性による振動特性の変化は大きい結果となった。

例えば、図-4および図-5に示したように、振幅が小さい場合にはフーチング位置の鉛直方向加速度は小さく、振幅が大きくなるとフーチング位置の鉛直方向加速度も大きくなることから、振動特性の振幅依存性には橋脚基部の固定度の変化およびそれに伴うエネルギー

図-22 鋼製橋梁模型と RC 橋梁模型の最大応答加速度と振動特性の関係

ギヤ逸散が関係していると考えられる。しかし、積層ゴム支承を用いたモデルよりも橋脚と上部構造を剛に接続したモデルの方が振幅依存性による振動特性の変化が小さいことより、支承部も振動特性の変化に幾分関係していることが予想される。

(2) 鋼製橋梁模型と RC 橋梁模型の比較

異なる振動レベルで実施した鋼製橋梁模型の自由振動実験の結果を、RC 橋梁模型の結果と比較して示す。RC 橋梁模型では、橋脚と上部構造を剛に接続したモデルの結果を用いる。同定したそれぞれの振動レベルにおける固有振動数を図-22 の上段に、減衰定数を図-22 の下段に示す。青色で示す鋼製橋梁模型の固有振動数は振動レベルに関わらずほぼ一定の値となっている。一方、相対的な大きさは異なるが、鋼製橋梁模型の減衰定数は RC 橋梁模型の場合と同様に振動レベルの増加に伴い増加する傾向が認められる。

鋼製橋梁模型と RC 橋梁模型では、両者の固有振動数が異なり、また、振幅の範囲も大きく異なるので単純な比較はできないが、図-22 に示すように、振動レベルが増加するとともに、RC 橋梁模型の固有振動数は幾分小さくなっているのに対して、鋼製橋梁模型の固有振動数はほとんど変わらない。一方、鋼製橋梁模型の減衰定数に対して、RC 橋梁模型の減衰定数は全体的に大きな値を示しており、さらに、振動レベルに伴う減衰定数の変化も大きいことがわかる。これは、RC 橋梁模型の場合の方が、橋脚基部からの逸散減衰が大きく、また、特に小さい振動レベルの範囲の減衰定数においても、同様の傾向が認められることから、RC 部材の材料内部減衰が鋼製部材のそれよりも大きいことも一因と考えられる。

図-23 新田代橋の最大応答速度と振動特性の関係（独立橋脚状態）

図-24 新田代橋の最大応答速度と振動特性の関係（橋梁完成系）

(3) 新田代橋

新田代橋の独立橋脚状態について、常時微動時、人力加振時の振動計測より同定した橋軸方向と橋軸直角方向の固有振動数を図-23 の上段に、減衰定数を図-23 の下段に示す。それぞれの計測で得られた速度応答の最大値を横軸としている。独立橋脚状態での固有振動数は橋軸方向、橋軸直角方向ともにわずかながら振動振幅の増加に伴い小さくなっている。また、ばらつきはあるが減衰定数は振動振幅の増加に伴い大きくなる傾向がある。

一方、橋梁完成系の常時微動時、人力加振時の振動計測より同定した橋軸方向と橋軸直角方向の固有振動数を図-24 の上段に、減衰定数を図-24 の下段に示す。独立橋脚状態と同じく橋梁完成系での固有振動数は橋軸方向、橋軸直角方向ともにわずかながら振動振幅の増加に伴い小さくなっており、減衰定数は大きくなっていると言える。

以上の結果より橋梁完成系、独立橋脚状態ともに、RC 橋梁模型と同様に振幅と共に固有振動数は減少し、減

図-25 新田代橋と RC 橋梁模型の振動レベルと減衰定数の関係

減衰定数は増加するという振動特性の振幅依存性を確認することができた。しかし、特に橋軸直角方向の固有振動数、減衰定数には振幅依存性とは考えにくいばらつきも見られた。これは、新田代橋の橋軸方向と橋軸直角方向の固有振動数が近接しており（独立橋脚状態で実測値が約 4.5Hz と 6.0Hz、橋梁完成系で約 3.0Hz と 4.0Hz）、橋軸直角方向で計測された振動波形に橋軸方向の振動の影響が混在したためと考えられる。そのため、フィルタ処理などを行い橋軸直角方向の振動成分のみに着目しようとしても橋軸方向の振動の影響を避けることが難しく、橋軸直角方向で同定した振動特性に、特にばらつきが見られたものと考えられる。

新田代橋の橋梁完成系でも RC 橋梁模型と同様に積層ゴム支承を用いているため、RC 橋梁模型の積層ゴム支承を用いたモデルの自由振動実験より得られた振動レベルと減衰定数の関係と、新田代橋の橋梁完成系の振動計測より得られた振動レベルと減衰定数の関係を図-25 に示し比較した。図-25 に示す赤三角は新田代橋の橋梁完成系の橋軸方向で計測したそれぞれの振動レベルに対応する減衰定数であり、青四角は RC 橋梁模型の積層ゴム支承を用いたモデルで計測した減衰定数である。新田代橋の速度振幅に $2\pi f$ (f : 固有振動数) を乗じることで仮想的に加速度振幅として同じ図上に示した。新田代橋の計測では大きな振動レベルで加振することができなかったため微小振動下の範囲ではあるが、図-25 を見ると新田代橋も RC 橋梁模型と同様の振動レベルと減衰定数の関係を示した。

5. おわりに

本研究では、RC 橋脚を有する橋梁模型とそれを構成する RC 橋脚模型や鋼製橋梁模型に対して、微小振幅から実地震動レベルの振幅までの異なる振動レベルにおける自由振動実験を行い、それぞれの振動レベルに対応した橋梁模型の固有振動数および減衰定数の振動特性を調べた。また、実橋梁構造物である新田代橋についても異なる振動レベルで振動計測を実施し、その振動特性の変化を検討した。その結果、得られた知見

をまとめると以下ようになる。

1. RC 橋脚模型の自由振動実験より、振動レベルが大きくなるにつれて固有振動数は減少し、減衰定数は増加する振幅依存性が確認された。また、2 次モードの振動特性においても 1 次モードと同様の振幅依存性を有することがわかった。この場合、それぞれのモードに対応する振動振幅の大きさの差異により、1 次モードの減衰定数に比較して 2 次モードの減衰定数の方が小さい。
2. 橋脚基部や支承部の接続方法が異なる RC 橋梁模型の自由振動実験より、橋梁模型の振動特性の変化は橋脚基部の逸散減衰と支承部の状態が大きく影響していることを確認した。
3. 材料内部での減衰が支配的である微小振動下の計測では、RC 橋梁模型の方が鋼製橋梁模型より減衰定数の値が大きい傾向にあり、RC 部材の方が鋼製部材よりも材料内部減衰は大きいと言える。
4. 微小振動領域ではあるが、新田代橋に対して異なる振動レベルで振動実験を行うことで実橋梁構造物でも振動特性の振幅依存性を有することが確認できた。

ただし、実際の橋梁などの振動特性の適切な把握のためには、振動計測において着目している振動モード以外の振動成分の影響をできるだけ混在させず、データ解析でも十分にノイズの影響を低減させることが必要であると考えられる。

謝辞：本研究で用いた RC 橋梁模型の試験体製作にあたっては、宇都宮大学の鈴木康夫助教をはじめ研究室の皆様にご多大のお世話になりました。また、新田代橋の振動計測に際しては、栃木県大田原土木事務所の北川貴之様をはじめ関係各位にご多大の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) 岡内功, 宮田利雄, 辰巳正明, 佐々木伸幸: 大振幅加振による長大斜張橋の実橋振動実験, 土木学会論文集, No.455/I-21, pp.75-84, 1992.10
- 2) 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, 1997.7.
- 3) 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.
- 4) 藤原亨, 玉越隆史, 植田利夫, 南條正洋, 小林義和: マルチケーブル複合構造形式斜張橋の固有振動特性, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.831-839, 1993.3.
- 5) 和田克哉, 高野晴夫, 林寛之, 小山次郎, 津村直宜: 横浜ベイブリッジの振動実験, 橋梁と基礎, Vol.26, pp.15-18, 1992.2.
- 6) 和泉公比古, 小田桐直幸, 萩原充信, 矢部順一, 落合盛人, 大垣賀津雄, 渡辺保之: ダブルデッキ 2 ヒンジ吊橋の振動実験, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.721-733, 1994.3.
- 7) 新山惇, 佐藤昌志, 小室雅人, 岸徳光: 供用後 27 年経

- 過した三径間連続鋼床版斜張橋の自由振動特性, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.1093-1102, 2001.3.
- 8) 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, 1993.12.
 - 9) 阿部雅人, 藤野陽三, 長山智則, 池田憲二: RD 法による構造物のランダム振動時の減衰評価, 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例, 土木学会論文集, 第 57 号, pp.261-274, 2001.10.
 - 10) 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例, 土木学会論文集, 第 57 号, pp.261-274, 2001.10.
 - 11) 新原雄二, 酒向孝裕, 近藤勝俊, 河野哲也, 山野辺慎一: 土狩大橋上部工/橋脚の振動実験, 第 55 回土木学会年次学術講演会講演概要集, I-109, 2000.9.
 - 12) C.E.Ventura, R.Brincker, P.Andersen: Dynamic properties of the Painter Street Overpass at different levels of vibration, Millipress rotterdam ISBN, pp.167-174,2005.
 - 13) 新山惇, 佐藤昌志, 池田憲二, 菅原登志也, 佐藤浩一: 白鳥大橋の固有振動数評価に関する常時微動観測法の適用性, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.469-477, 2001.3.
 - 14) Md. Rajab ALI, Toshihiro OKUMATSU, Takatoshi OKABAYASHI and Bashir Ahmed JAWAID: Dynamic characteristics estimation from the ambient vibration of existing bridge by realization theories, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.284-294, 2009.3.
 - 15) 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.
 - 16) 森本淳, 千葉一樹, 栗田哲: 連続振動モニタリングに基づく建物の振動特性の変動と風速の関係, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.713-714, 2009.8.
 - 17) 荒川利治, 吉瀬維昭: 実測データに基づく鉄骨構造物における振動特性の評価と振幅依存性に関する研究, 日本建築学会技術報告集, 第 22 号, pp157-162, 2005.12.
 - 18) 齋藤拓哉, 中島章典, 竹嶋竜司, リーム アル セナウィ: 異なる振動レベルにおける模型橋梁の振動特性の変化に関する基礎実験, 構造工学論文集, Vol.59A, pp.261-271, 2013.3.
 - 19) 小幡卓司, 林川俊郎, 佐藤浩一, 水草浩一: 振動モニタリングデータに基づいた鋼橋の損傷同定に関する基礎的研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.531-538, 2000.3.
 - 20) 中島章典, 齋藤拓哉, 竹嶋竜司, 中村晋: 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, 橋梁振動コロキウム 2011 論文集, pp.90-97, 2011.9.
 - 21) 中島章典, 土岐浩之: 剛体ばねモデル解析を用いた桁橋の構造減衰特性に関する基礎的研究, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.793-800,1998.3.

(2013.11.6 受付, 2014.2.10 修正, 2014.2.22 受理)

A STUDY ON CHANGE OF VIBRATION PROPERTY OF BRIDGE STRUCTURE WITH RC PIER IN DIFFERENT VIBRATION LEVEL

Ryuji TAKESHIMA, Reem Al SEHNAWI, Akinori NAKAJIMA, Susumu NAKAMURA and
Hideaki YOKOKAWA

In this research, the vibration test employing RC pier model is conducted under various vibration levels, and the change of the vibration properties such as the natural period and the damping ratio is investigated under the respective vibration level. The change of the vibration properties of the entire bridge model with the superstructure is also investigated under various vibration levels. Furthermore, the vibration property of an actual bridge which has two-span continuous superstructure and an RC pier, and its single RC pier without the superstructure are investigated under small vibration level. As a result, a couple of the findings about the change of the vibration property under different vibration level are obtained through the vibration tests.