

論文 衝撃振動試験を用いた橋脚基礎における減衰定数評価手法の検討

生井 貴宏¹・佐名川 太亮²・西岡 英俊²・上野 慎也²

¹正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒085-0034 東京都国分寺市光町 2-8-38)

E-mail: ikui.takahiro.15@rtri.or.jp

²正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒085-0034 東京都国分寺市光町 2-8-38)

鉄道構造物では、橋脚や高架橋基礎の維持管理の一環として、衝撃振動試験を用いた健全度評価手法が実施されており、この試験から得られる振動特性は構造物の健全度を把握する上で重要なパラメータである。しかしながら、現在は固有振動数のみを健全度評価指標としており、もう一つの振動特性のパラメータである減衰定数を健全度の指標として用いることができるか検討された事例はない。そこで、本論文では、衝撃振動試験結果から減衰定数を算出する方法を検討して、実橋脚に対して適用し減衰定数の評価を行った。また、実物大の1/10スケールの橋脚模型を用いて、基礎形状の違い、埋め戻し及び桁の有無が減衰定数にどのような影響を与えるか評価を行った。

Key Words : *impact vibration test, natural frequency, damping ratio*

1. はじめに

河川の増水によって橋脚の周辺地盤が洗掘されたり、地盤沈下等により基礎と地盤の間に隙間ができることによって橋脚基礎の安定性が低下する。現状の鉄道橋脚の健全度診断法として¹⁾、衝撃振動試験²⁾から得られる固有振動数の変化により、安定性を直接的に評価するものではないものの、基礎の支持性状や部材の悪化といった健全度の判定がされている。しかしながら、壁式橋脚のような比較的剛な構造物では、固有振動数の同定が難しくなる場合があることが経験的に知られている。そのため、固有振動数のみだけではなくフーリエ振幅スペクトル形状の継時的な変化を把握することで、橋脚基礎の健全度を診断している場合もある。フーリエ振幅スペクトルの形状は、固有振動数と減衰定数によって決定されること

から、橋脚の健全度の定量的な評価指標として、減衰定数を新たに設定することができれば、衝撃振動試験による健全度評価の高精度化につながると考えられる。そこで、本研究では、衝撃振動試験から減衰定数を評価する手法について述べ、実橋梁における衝撃振動試験から減衰定数の同定を試みた。次に、約1/10スケールの橋脚模型を製作し、基礎形状の違い、土被り厚の違いが衝撃振動試験から同定した、減衰定数にどのような影響を及ぼすかについて検討を行った。

2. 衝撃振動試験結果から減衰定数の評価法

(1) 衝撃振動試験法

衝撃振動試験法 (図1) は、橋脚の上部を 30kg 程度の

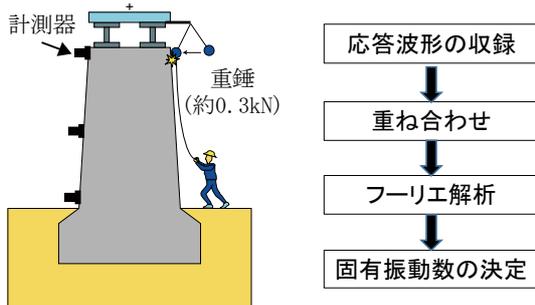


図1 衝撃振動試験概要



図2 フーリエ解析の対象範囲

重錘で線路直角方向に打撃し、橋脚を減衰自由振動させ、橋脚の応答速度を測定する。一回あたりの打撃による応答値は小さいため、打撃を複数回にわたって実施し、データを重ね合わせるにより、応答波形のSN比を向上させており、一般的には10回程程度の打撃を行い平均を取っている。この平均した応答波形に対し、フーリエ解析を行い、フーリエスペクトルから固有振動数を求める。IMPACTシステム³⁾では、打撃により励起される応答速度を計測しており、経験的に打撃後の振幅が最大値の25%を越えた点からをフーリエ解析の対象範囲にしている(図2)。ただし、理論上は打撃の瞬間に速度が最大となるため、実際には打撃の瞬間からを計測することとなる。そのため、フーリエ振幅スペクトルの卓越振動数と位相スペクトルの値が0°(センサの検出方向と打撃方向が逆の場合は±180°)となる振動数が概ね一致し、この振動数を橋脚基礎の固有振動数と判定する。また、フーリエスペクトルの周波数分解能は、フーリエ解析を行うデータ数によって決定するが、本論文では、フーリエ解析に用いるデータ点数を8192点に固定して解析を行った。収録データ点数が8192点以下のデータについては、データの後ろにゼロを追加して8192点になるようにした。

(2) 減衰定数の評価法

衝撃振動試験の結果を元にした減衰定数の算出方法を示す。1自由度系における減衰自由振動の運動方程式は次のようにあらわすことができる。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0 \quad (2.1)$$

ここで、 x : 変位(m)、 c : 減衰係数(kN/(m/sec))、 k : ばね定数(kN/m)である。

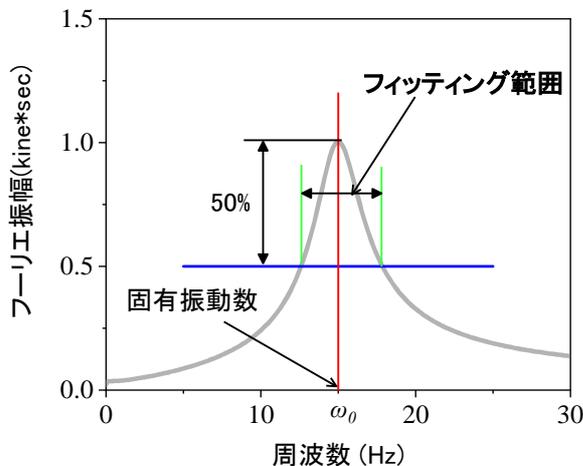


図3 フィッティング範囲

さらに(2.1)の両辺を m で除し、 k/m と c/m をそれぞれ式(2.2)、(2.3)とおけば、(2.1)の運動方程式は(2.4)のように表せる。

$$\frac{k}{m} = \omega_0^2 \quad (2.2)$$

$$\frac{c}{m} = 2 \frac{c}{2\sqrt{mk}} \sqrt{\frac{k}{m}} = 2h\omega_0 \quad (2.3)$$

$$\ddot{x} + 2h\omega_0\dot{x} + \omega_0^2x = 0 \quad (2.4)$$

ここで、 h : 減衰定数、 ω_0 : 固有円振動数(rad/sec)、 x : 変位(m)である。

通常の土木構造物の減衰定数 h は $h < 1$ といわれているため⁴⁾、(2.4)の微分方程式の解は、次のような式に近似される。

$$x = Ae^{-h\omega_0 t} \cos(\omega_d t - \varphi) \quad (2.5)$$

$$\omega_d = \omega_0 \sqrt{1 - h^2} \quad (2.6)$$

φ : 初期位相差(rad)、 ω_d : 減衰固有円振動数(rad/sec)である。減衰定数が1よりも十分に小さければ減衰固有振動数 ω_d と固有振動数 ω_0 は同じ値とみなせるため、式(2.5)の解は次のように表される。

$$\omega_d \approx \omega_0 \quad (2.7)$$

$$x = Ae^{-h\omega_0 t} \cos(\omega_0 t - \varphi) \quad (2.8)$$

衝撃振動試験においては、速度が最大となる打撃時を $t=0$ とするため、その応答速度は次のように表される。

$$\begin{aligned} \dot{x} &= -A\omega_0 e^{-h\omega_0 t} \sin\left(\omega_0 t - \frac{\pi}{2}\right) \\ &= A\omega_0 e^{-h\omega_0 t} \cos(\omega_0 t) \end{aligned} \quad (2.9)$$

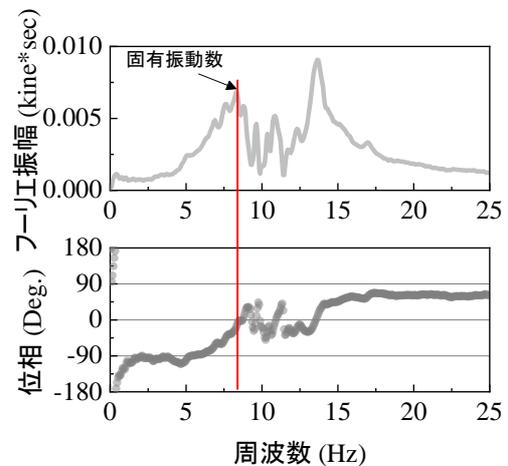


図4 減衰定数の特定が困難なスペクトル形状

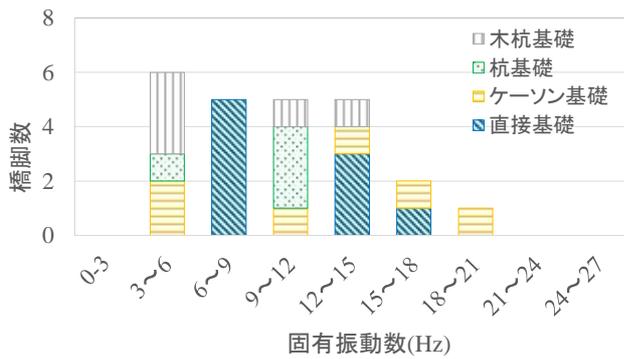


図5 固有振動数のヒストグラム

本論文では、式(2.9)の応答速度をフーリエ解析して得られるフーリエ振幅スペクトルを衝撃振動試験結果から得られるフーリエ振幅スペクトルとフィッティングさせることによって、減衰定数 h の同定を試みた。具体的には、式(2.9)の ω_0 を衝撃振動試験結果により特定した橋脚の固有振動数とし、 A と h を変化させて求めたフーリエ振幅スペクトルと衝撃振動試験から得られるフーリエ振幅スペクトルの二乗誤差が最小となるようにフィッティングさせて A と h を求めた。フィッティングの適用範囲は、振幅値が固有振動数 ω_0 の振幅値の50%を越えている範囲とした(図3)。

3. 実橋梁における検討

実際の鉄道橋脚に対して、減衰定数の同定を試みた。対象橋脚は既往の文献で公開されているデータ(例えば5)を含む30橋脚(13橋梁)を選定した。選定した橋脚の基礎形式は、直接基礎が14基、ケーソン基礎が5基、杭基礎が6基、木杭基礎が5基となっている。

衝撃振動試験から減衰定数の同定を試みたところ、図4に示すように卓越振動数の近傍に複数のピークが存在する場合は、減衰定数を同定することはできなかった。今回対象とした橋脚で、30基中6基が上記の理由で減衰定数を同定することができなかった。このような橋脚については、多自由度系のモード解析手法等を用いることによって減衰定数が同定できるか今後検討する必要があると考える。

減衰定数を同定できた橋脚を対象に、固有振動数と減衰定数の分布を図5及び図6に示す。固有振動数が3から15Hzと幅広く存在しており、減衰定数は3%から7%に多いことがわかる。固有振動数は、過去の試験結果⁷⁾で、直接基礎が、母集団が362基で4から12Hz、杭基礎が、母集団が135基で6から16Hzとなっており、およそ一致した結果となっている。

以上の結果より、フーリエ振幅スペクトルで橋脚の固

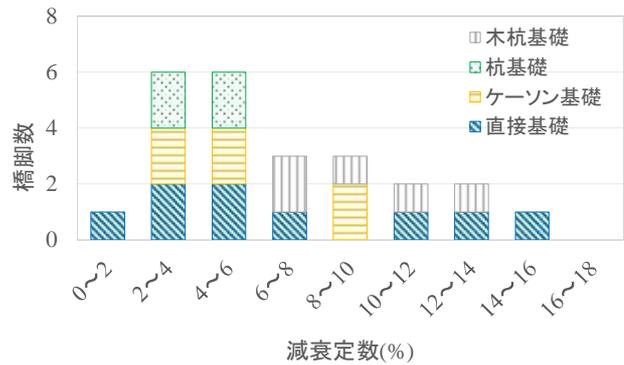


図6 減衰定数のヒストグラム

有振動数の近傍に複数のピークが存在している場合は減衰定数を同定することはできなかったが、それ以外の場合には衝撃振動試験の結果から減衰定数を同定することが可能であることが確認できた。

4. 橋脚模型単体を対象とした振動実験

4.1 模型実験概要

橋脚の基礎形状や土被りが減衰定数にどのような影響を及ぼすか検討するため、橋脚模型単体に対して衝撃振動試験を実施し減衰定数の同定を行った。製作した橋脚模型は実物大の約1/10スケールであり、基礎の形状を3パターンとした。それぞれの基礎形状は複線壁式橋脚、単線壁式橋脚、単線井筒橋脚を模擬しており、具体的な寸法としては、複線壁式橋脚は、幅400mm、奥行き1600mm、高さ800mmで質量が約1330kg、単線壁式橋脚は、幅800mm、奥行き800mm、高さ800mmで質量が約770kg、単線井筒橋脚は、幅600mm、奥行き600mm、高さ1200mmで質量が約1000kgとなっている(図7)⁶⁾。

これらの橋脚模型を対象に橋脚の上部をハンマーで線路直角方向に打撃し、自由減衰振動させてその波形を橋脚の圧電型加速度計(昭和測器社製、2473L)で取得し、速度に変換して収録している。サンプリング周波数は1000Hzで4.096(sec)収録したのちに、データ点数が8192点になるように計測データの後ろにゼロを追加した。収録したデータから2章で示した方法で減衰定数を算定し、基礎形状の違いが減衰定数に与える影響について確認した。また、単線井筒橋脚については、埋め戻し土の有無(土被り厚が0mmと1000mm)の状態に対して減衰定数算定し、土被りの有無が及ぼす影響について確認した。

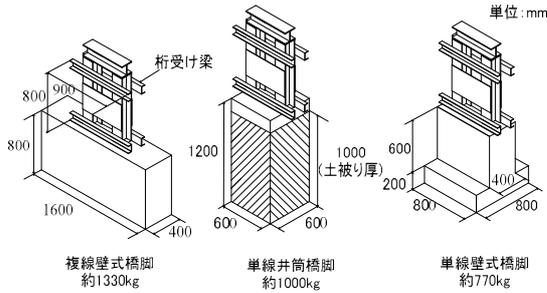


図7 橋脚模型概要

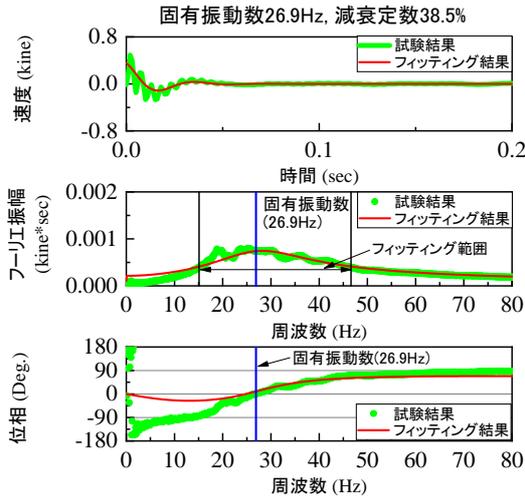


図8 複線壁式橋脚

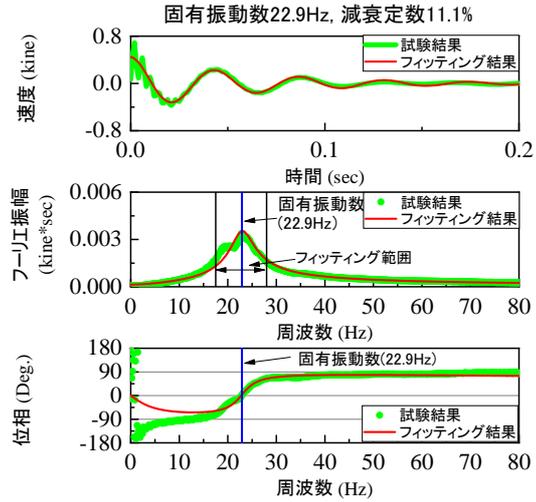


図9 単線壁式橋

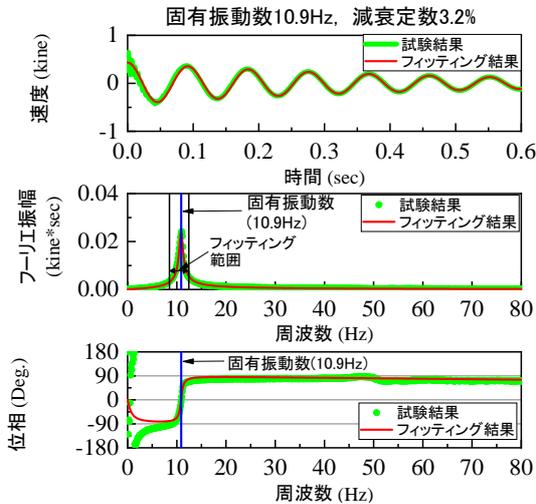


図10 単線井筒橋脚

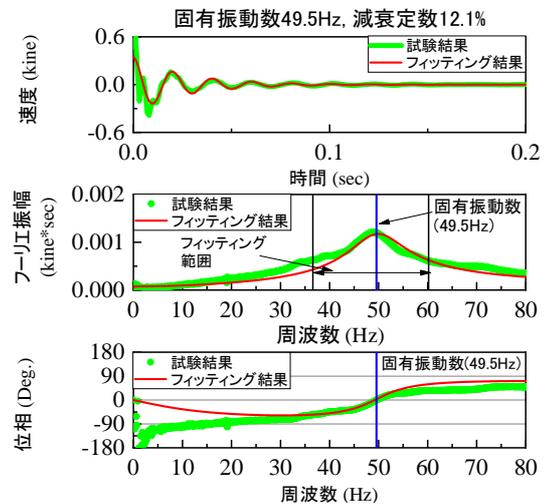


図11 単線井筒橋脚(土被り 1000mm)

4.2 実験結果

図8～図10に各橋脚におけるスペクトルと周波数の関係を示す。まず、固有振動数に着目すると、単線井筒橋脚が10.9Hz、単線壁式橋脚が22.9Hz、複線壁式橋脚が26.9Hzの順に大きくなっており、振動方向に対する橋脚の奥行き寸法が大きいほど固有振動数が大きくなるという既往の知見と一致することがわかる。

次に各模型における減衰定数を比較する。この模型では橋脚単体を衝撃振動試験の対象としているため、固有振動数は一つとなっており、提案した手法によるフィッ

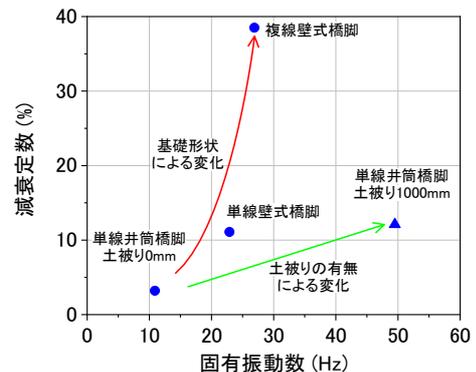


図12 単線井筒橋脚(土被り 1000mm)

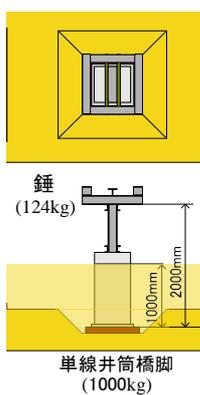


図13 124kgの質量を付加

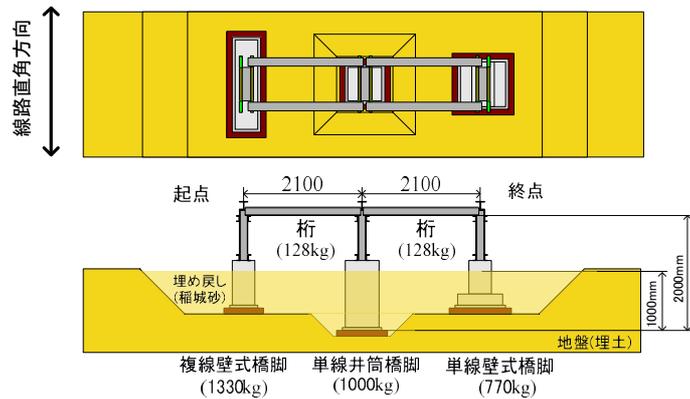


図14 桁仮設時の概要



図15 桁の固定方法
(上：起点側，下：終点側)

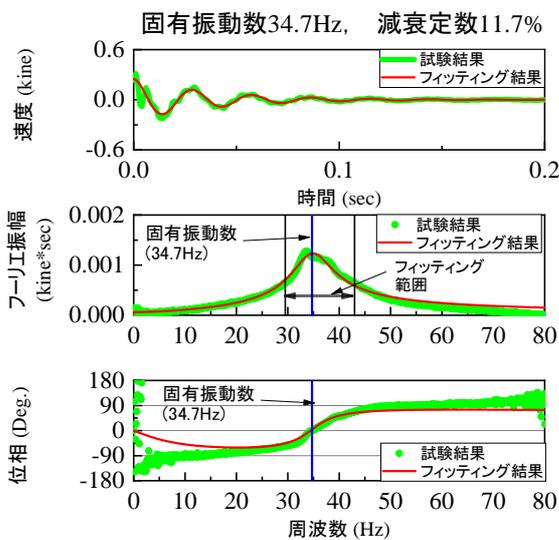


図16 単線井筒橋脚（124kgの錘を付加）

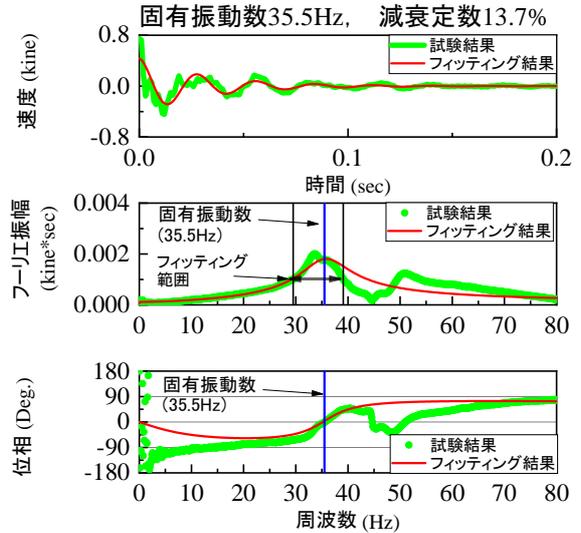


図17 単線井筒橋脚（128kgの桁を架設）

ティングが可能であった。結果として、固有振動数が一番小さい単線井筒橋脚で3.2%で、橋脚模型の中で固有振動数が最も大きい複線壁式橋脚で38.5%であり、橋脚の固有振動数が大きくなると減衰定数も大きくなる傾向にあることがわかる。

最後に土被りの有無が橋脚の固有振動数及び減衰定数にどのような影響を及ぼすか検討するために、単線井筒橋脚で土被りを1000mmとして、衝撃振動試験を実施した結果を示す(図11)。土被り厚0mmの結果(図10)と比較すると、土被りの影響で固有振動数が10.9Hzから49.5Hzと著しく増加していることがわかる。また、減衰定数も、同様に3.2%から12.1%と大きく著しく増加していることがわかる。

図12に固有振動数と減衰定数の関係を示す。橋脚の基礎平面形状の違いによって、固有振動数が増加すると減衰定数も増加する傾向にあることがわかる。また、土被りの有無によって、固有振動数が増加すると減衰定数も増加する関係にあることがわかる。

5. 橋脚と桁模型を対象とした振動実験

次に、桁の架設が固有振動数と減衰定数に及ぼす影響について確認した⁸⁾。単線井筒橋脚の土被りが1000mmの状態では、124kgの錘を付加した場合(図13)、同等の質量を有する桁(片側で128kg)を架設した場合(図14)に対して衝撃振動試験を実施し、桁による拘束が減衰特性に及ぼす影響について確認した。なお、桁と橋脚の固定条件⁶⁾は、図15に示すように起点側は六角材で固定支承を、終点側は丸棒で可動支承を模擬した。ただし、固定支承側と可動支承側は、桁のばたつきを抑えるためにクランプで固定して衝撃振動試験を実施した。

まず、土被り厚が同じ条件で質量が付加されたことによる影響について確認する。図11と図16を比較すると、約124kgの錘が付加されたことによって、固有振動数と減衰定数が低下している。これは、式(2.3)と式(2.4)で質量が増加すると、固有振動数と減衰定数が低下する傾向と一致している。次に錘が付加された場合と桁が架設さ

れた場合の影響について確認する。固有振動数は、錘付加時が34.7Hzで桁を架設時が35.5Hzと異なっている。これは、質量がわずかに異なっていることと、橋脚が桁によって拘束され剛性が増加したことによる影響の可能性が考えられる。錘付加時は、(2.9)で示した理論式と実測値におけるフーリエ振幅スペクトルの形状が概ね一致しているのに対し、桁架設時は、橋脚の固有振動数より高い振動数において、実測値の振幅スペクトルの形状と理論式に乖離が生じている。これは、桁の架設により2質点系の挙動となり、それぞれの固有振動数の遷移領域において相互の振動挙動が影響しているためと考えられる。

6. まとめ

本論文では、衝撃振動試験による健全度評価法の高精度化を目的に減衰定数が新たな指標となるかについて検討を行った。衝撃振動試験結果を用いて減衰定数を評価する方法について示し、実橋脚30基を対象に適用を検討した結果、26橋脚に対して減衰定数を算定することができた。しかしながら、橋脚が剛の場合や複数のピークが存在する場合は特定が不可となるケースがあることがわかった。また、基礎形状の違いや土被り厚の変化が減衰定数に及ぼす影響について橋脚模型を用いて確認し、固有振動数と減衰定数には一定の関係があることが確認できたことから、減衰定数が衝撃振動試験の新たな指標となる可能性があることがわかった。しかしながら、橋脚の固有振動数の近傍に他の振動モードが存在している場

合は、減衰定数のフィッティング精度に影響を及ぼし、減衰定数を算定することは難しくなることがわかった。今後は、模型仕様や土被り厚を変化させてさらにデータを蓄積・分析することにより、「減衰定数」が健全度評価の指標として適用できるかについて検討していく予定である。

参考文献

- 1) 西村昭彦, 棚村史郎: 既設橋梁橋脚の健全度判定に関する研究, 鉄道総研報告, Vol.3, No.8, pp.41-49
- 2) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等維持管理標準・同解説(構造物編)基礎構造物・抗土圧構造物, 2007
- 3) 横井勇, 峰岸邦行, 羽矢洋: 無線速度センサを用いた橋梁下部工の健全度診断, 基礎工, Vol.33, No.9, pp.36-39, 2005
- 4) 山口宏樹: 構造振動・制御, 共立出版, 1996
- 5) 鴨井諭, 山口勝宗, 小西康人, 峰岸邦行, 羽矢洋: フーチングの無い円形断面橋脚の健全度評価(その2: 円型断面橋脚の標準値算定式の開発)
- 6) 生井貴宏, 西岡英俊, 佐名川太亮, 上野慎也: 桁の有無が橋脚の衝撃振動試験結果に及ぼす影響に関する中型模型実験, 土木学会第45回関東支部技術発表会, 2018
- 7) 西村昭彦: 既設橋梁基礎の健全度判定法の開発に関する研究, 博士論文, 東海大学, 1992
- 8) 生井貴宏, 佐名川太亮, 西岡英俊, 上野慎也: 模型実験を用いた衝撃振動試験による橋脚基礎の減衰定数の評価, 土木学会第73回年次学術講演, 2018

(2018.4.6日受付)

Study on evaluation method of damping ratio for the bridge pier foundation using Impact vibration test

Takahiro IKUI, Taisuke SANAGAWA, Hidetoshi NISHIOKA, Shinya UENO

When the soundness of railway structures like bridge pier and viaduct are evaluated, impact vibration test is generally used and vibration characteristics measured from this test are important for evaluation.

However, the natural frequency is only used for soundness, and damping ratio which is another vibration characteristic is not. If we can use the damping ratio as a new soundness index, evaluation accuracy seems to be improved. In this paper, we show the way to evaluate the damping ratio from the results of impact vibration test, and actually evaluate the damping ratio for bridge piers. Furthermore, model experiments are conducted using bridge pier models which are 1/10 scale, influence of embedded soil and shape of foundation on the damping ratio are examined.