

実測に基づく鉄道構造物の減衰特性の概略評価

和田一範¹・坂井公俊²・室野剛隆²

¹正会員 工修 （公財）鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター
（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-163）

²正会員 工博 （公財）鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター

1. はじめに

地震に対する構造物の安全性や列車の走行安全性を判断するうえで、減衰特性は重要なパラメータとなる。例えば、東北地方太平洋沖地震で新幹線が脱線した原因のひとつとして、共振現象の可能性が指摘されているが¹⁾、減衰定数が小さいと、共振点での増幅が大きくなるため、より小さな入力に対しても損傷や被害が発生する可能性が高くなる。そのような耐震評価をするうえで、特に注意すべき構造物を抽出するためには、減衰特性を適切に評価することが重要となる。

こうした中で、橋梁構造物の減衰特性に関しては、過去に実施された減衰定数の測定結果を統計的に整理した例^{2)~5)}がある。しかしながら、それらのデータは、減衰定数の測定方法が個々で異なっていたり、構造物の種類が多岐に渡っているのに対して標本数が多くないため、減衰特性に関する評価法が確立するまでには至っていない。

このように減衰定数の計測事例が少ないことや、減衰の発生要因が構造物と地盤を含めて複雑であることもあり、例えば鉄道構造物に関する現行の耐震設計標準⁶⁾では、コンクリート部材の減衰定数は3～5%、地盤の減衰定数は15～30%が目安とされており、特に地盤の減衰定数に関しては、幅広い範囲で設定されている。また動的解析を行う際には、各部材にこの減衰定数を設定した全体系に対してまず固有値解析を実施するとともに、ひずみエネルギー比例減衰によって各モードの減衰定数を算定し、これをもとにした比例減衰を用いる手法が提案され、実務設計においても多用されているものの、この妥当性について十分に確認されているとは言い難い。

上述した背景のもと、本研究では、構造形式や地盤条件の異なる多数の鉄道構造物について、振動特性を把握するためによく用いられる衝撃振動試験⁷⁾

と常時微動測定⁸⁾の2種類の振動計測を実施した。そして、計測結果から構造物の固有振動数および減衰定数を算定し、構造条件・地盤条件ごとにそれぞれの関係について概略評価を試みた。

2. 振動計測の概要

(1) 計測項目および機器の設置位置

本研究では、構造物の振動特性を把握するために、常時微動と小規模な衝撃力を利用し、構造物に生じる振動波形を高感度の速度計により計測した。

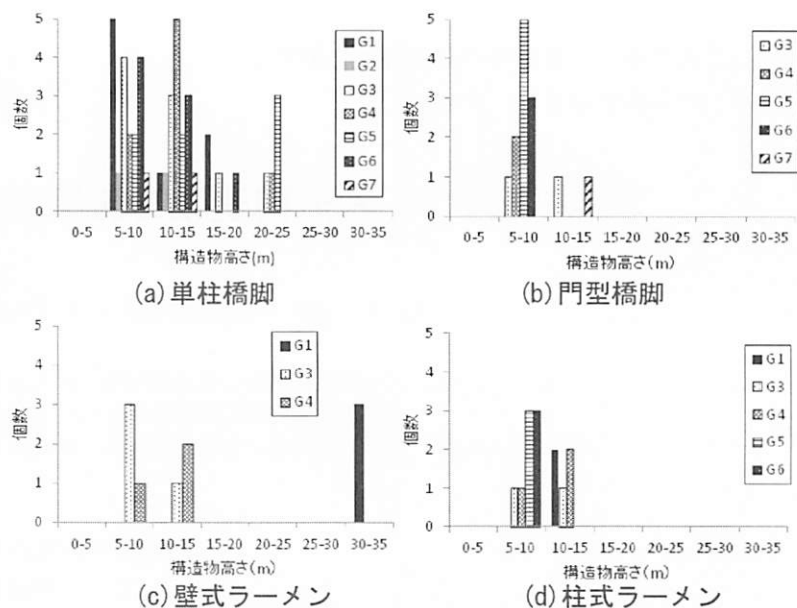
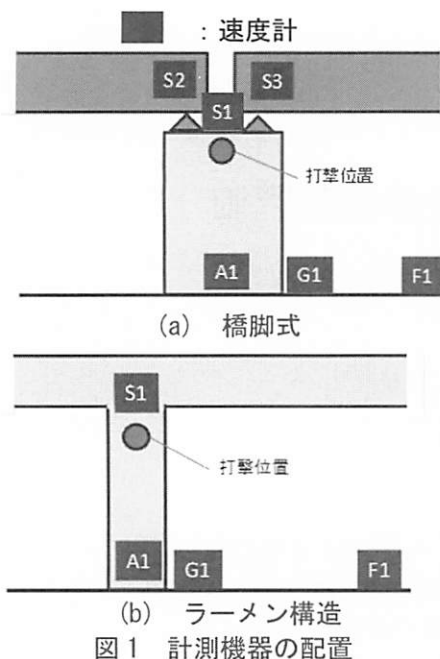
図1に基本的な機器の設置位置を示す。地盤と構造物の応答特性を把握するために、構造物上部（S1）、下部（A1）、構造物付近の地盤（G1）（以下、近傍地盤と呼ぶ）、構造物から離れた地盤（F1）（以下、自然地盤と呼ぶ）に計測機器を設置した。また、橋脚式の構造物の場合は、桁の振動も合わせて取得している（S2、S3）。

(2) 計測条件

計測において、サンプリング周波数は200Hzとし、100Hzのローパスフィルター処理を施した。1地点あたり20分間の測定を実施し、測定時間内で30kg程度の重錘による衝撃力加振を11回実施している。

(3) 対象構造物

図2に示すように、地盤条件や構造種別が多様な計87箇所の構造物を対象とした。なお、図中のG1～G7の凡例は、耐震設計標準⁶⁾で定められている地盤種別を意味する。この中で、G1地盤の構造物に関しては、現在、建設中の構造物であり、軌道が載っていない状態で、隣接橋脚含めた多点計測を実施している。また、各構造形式のイメージを図3に示す。



3. 計測結果の整理方法

(1) 常時微動測定結果の整理

常時微動測定結果の整理においては、20分間の計測結果を20.48秒（4096個）のデータごとに分割し、それぞれでフーリエ振幅スペクトルを算出した。その際、車の通過や重錘打撃時に発生するノイズを含んだデータは除いている。

次に、算出されたフーリエ振幅スペクトルについて、自然地盤（F1）のフーリエ振幅スペクトル（図4(a)）に対する構造物上部（S1）のフーリエ振幅スペクトル（図4(b)）の比を取る。ここで、スペクトル比を算出する際は、0.2HzのParzenウィンドウによる平滑化処理を施している。

上記手順で算出されたフーリエ振幅スペクトル比（図4(c)）は、地盤入力に対する構造物応答の伝達関数を表している。そこで、本研究では、構造物の1次モードに対する減衰をハーフパワー法⁹⁾とカーブフィット法⁹⁾で算定することとした。各種法の概要を以下に示す。

a) ハーフパワー法

ハーフパワー法では、フーリエ振幅スペクトル比の1次の固有振動数 f_0 とその時の振幅値の $1/\sqrt{2}$ （パ

ースペクトルとしては1/2）となる振動数 f_1 , f_2 を用いて、式(1)によって算定する。

$$h \approx \frac{f_1 - f_2}{2f_0} \quad (1)$$

b) カーブフィット法

カーブフィット法では、式(2)に示す1自由度系の伝達関数 $H(f)$ と、観測記録との残差が最小となるように減衰定数 h を求める。

$$H(f) = \frac{\sqrt{1 + (2h\beta)^2}}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2h\beta)^2}} \quad (2)$$

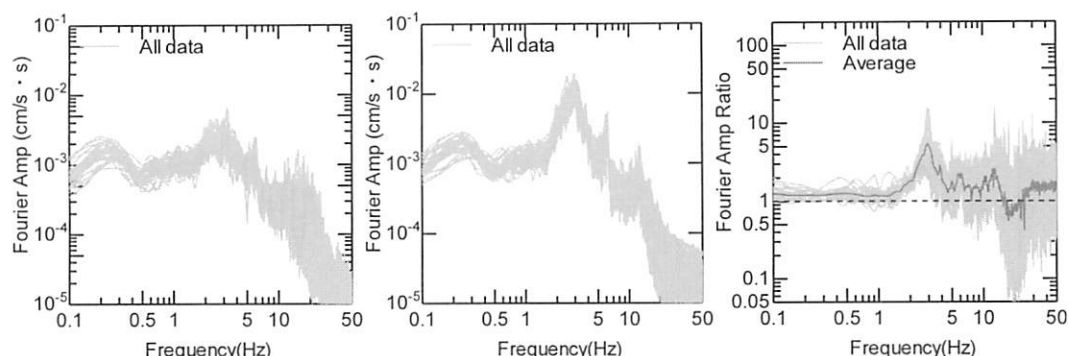
ここで、 β は固有振動数 f_0 と振動数 f との比（ f/f_0 ）である。なお、算定結果は、観測記録との残差を計算する範囲によるが、ここでは、ハーフパワー法を適用した際の f_1 , f_2 の範囲で残差を計算することとした。

(2) 衝撃振動試験結果の整理

a) 自由振動波形を利用した方法

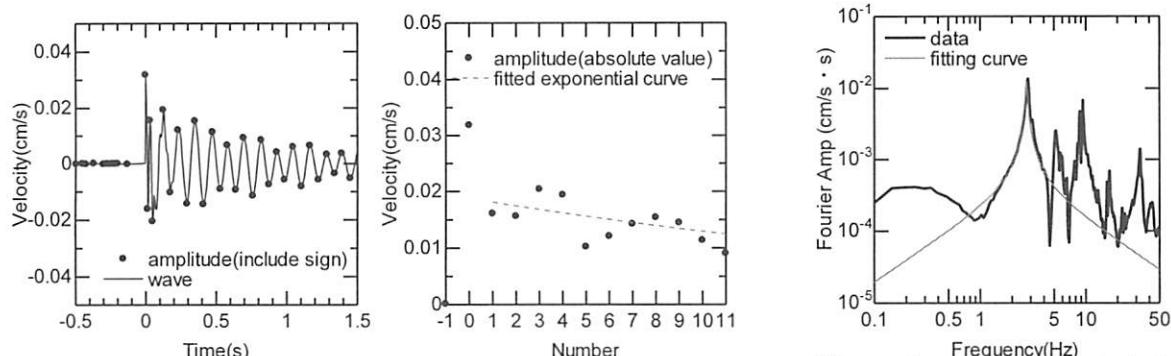
衝撃力加振の後の自由振動状態の速度波形 v が1自由度系の減衰振動方程式の解(式(3))に合うように最小二乗法で減衰定数 h を決定する（図5(a)）。





(a) 自然地盤 (F1) の応答 (b) 構造物上部 (S1) の応答 (c) (a) と (b) の応答倍率

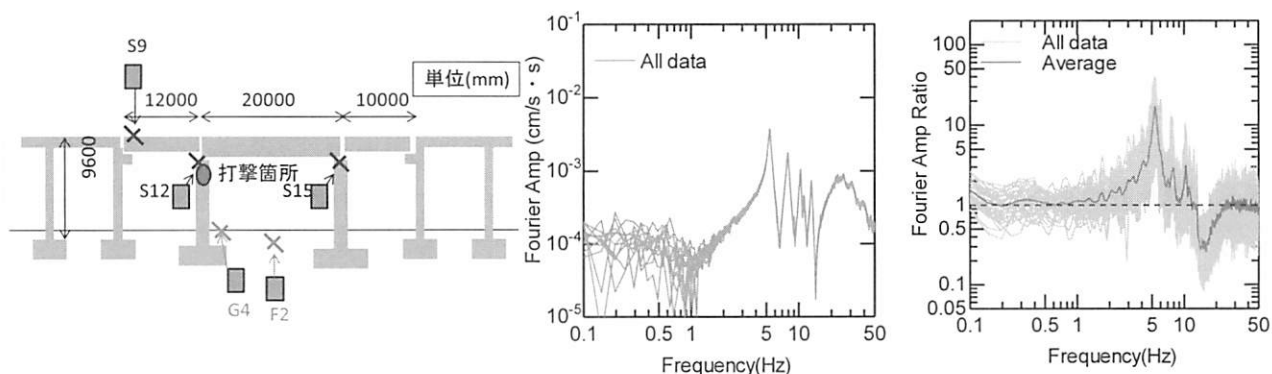
図4 常時微動測定記録の整理方法



(a) 自由振動波形を利用した方法

(b) フーリエ振幅スペクトルを利用した方法

図5 衝撃振動試験結果の整理方法



(a) 計測機器の設置位置と打撃箇所

(b) 構造物上部 (S12) のフーリエ振幅スペクトル

(c) 自然地盤 (F2) と構造物 (S12) のフーリエ振幅スペクトル比

図6 多点観測を行った計測の設置位置と計測結果 (b) 衝撃振動試験, (c) 常時微動測定)

$$v(N) = A \cdot \exp(-2\pi \cdot h \cdot N) \quad (3)$$

ここで, N はピーク値の個数を表し, 固有振動数の設定の任意性による算定結果のばらつきを排除するために時間を正規化していることに相当する。

b) フーリエ振幅スペクトルを利用した方法

衝撃力加振をデルタ関数に比例すると仮定すると, 得られる速度波形のフーリエ振幅スペクトル $F(f)$ は, 式(4)で示す速度/力に関する周波数応答関数 $G(f)$ に比例する。

$$F(f) \propto G(f) = \frac{f/k}{\sqrt{(1-\beta^2)^2 + (2h\beta)^2}} \quad (4)$$

ここで, k は構造物の剛性である。そこで, 打撃ごとのフーリエ振幅スペクトルと式(4)との残差が最小となる h を求めることができる (図5(b))。この場合, 未知数は, h と k を含めた比例定数の2種類であるため, グリッドサーチ法を用いて, 最適な h を算定することとした。残差を計算する振動数範囲は, 常時微動の整理と同じく, ハーフパワー法を適用した際の f_1, f_2 の範囲とした。

4. 詳細計測を行った地点に対する分析

本章では, 詳細な計測を行った結果を分析するこ

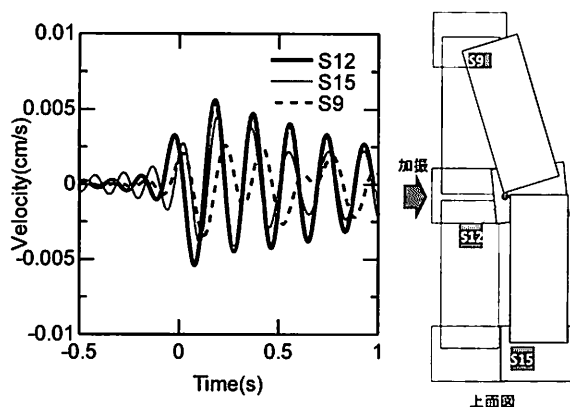


図7 速度波形と推定モード形状
(7Hzのローパスフィルター)

とで、全計測結果の概略評価を行なううえでの注意点を抽出する。なお、本章での詳細な計測データを利用した構造全体系挙動のより詳しい分析については、今後行う予定である。

図6に詳細な計測を行った地点の構造物と計測機器の配置の一例を示す。本計測では、打撃した橋脚だけでなく隣接桁や隣接橋脚など、計12点の速度計を設置しているが、図中では、本論文の考察で利用した計測点のみ示している。また、合わせて衝撃振動試験のフーリエ振幅スペクトル、常時微動の自然地震盤に対する橋脚上のフーリエ振幅スペクトル比を示す。図6(b)より、本構造は複数の卓越振動数を有していることがわかる。

(1) 減衰定数を評価すべき振動数

3章で述べたように減衰定数の算定には、構造全体の地震時に主要となるモードにおける固有振動数を把握する必要がある。

図7に7Hzのローパスフィルターを施した際の各計測点の速度波形を示す。なお、時刻は重錘打撃した瞬間を0としている。各振動波形の位相のずれが小さいことがわかる。この結果から、5Hzあたりで卓越している振動モードは図7のような構造物全体が同一に振動するモードであると言える。

一方で、7-12Hzのバンドパスフィルターを施した際の速度波形を図8に示す。打撃した橋脚と隣接橋脚とが逆位相で振動していることがわかる。この結果から、10Hzあたりの振動モードは図8のような振

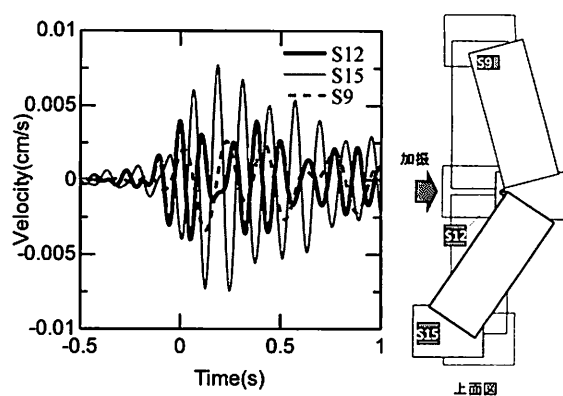


図8 速度波形と推定モード形状
(7-12Hzのバンドパスフィルター)

動モードであると言える。

上記結果より、橋脚ごとに衝撃振動試験や常時微動測定結果から最も低振動数側におけるピークが、構造物全体が同一に振動するモード（地震時に主要となると考えられるモード）となっていることが確認できた。また、一般的な橋梁・高架橋においては地震時の主要な振動モードとしてこのような振動形状となることが一般的であり、これが試験結果から抽出すべき振動モードであると言える。

(2) 各手法から算定される減衰定数の違い

本試験ケースに関して、各手法により算定された減衰定数を表1に示す。算定手法により算定結果に違いが見られる。この中で、ハーフパワー法とカーブフィット法については、後者の方が、固有振動数付近の応答倍率の形状に伝達関数をフィッティングさせている分、実際に得られた伝達関数を適切に再現できている（図9）。

上記結果は一例であるが、本来、算定手法ごとに結果がばらつくのは望ましくない。後述するように、衝撃振動試験結果は、試験ケースによっては減衰定数の算定が困難な場合もあるため、本論文では、全計測結果の概略評価は常時微動観測結果をカーブフィット法で整理することで実施することとした。な

表1 各手法による減衰定数算定結果

手法	減衰定数
自由振動波形から算定	0.024
フーリエ振幅スペクトルから算定	0.032
ハーフパワー法	0.020
カーブフィット法	0.030

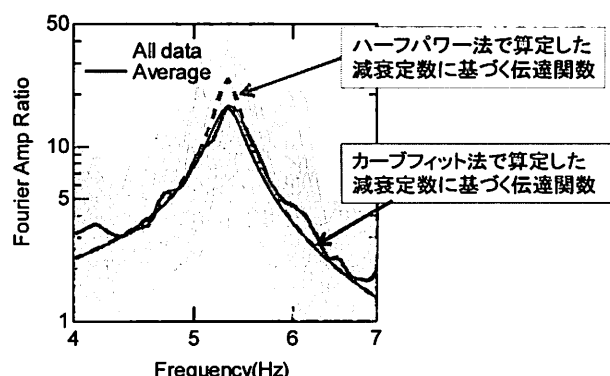


図9 ハーフパワー法とカーブフィット法の
伝達関数の算定精度

お、各算定法が有する算定精度については、今後詳細に分析していく必要がある。

(3) 構造物が地盤の振動に及ぼす影響

図10に常時微動測定について、自然地盤（F2）、近傍地盤（G4）、構造物上部（S12）のフーリエ振幅スペクトルを示し、図11に各地盤に対する構造物上部の応答倍率を示す。構造物全体系の1次の固有振動数（約5Hz）付近において、近傍地盤は、構造物の影響を受けることで、自然地盤よりも大きな応答値を示す（図10）。そのため、近傍地盤と構造物上部の応答倍率を算出する（S12/G4）と、自然地盤から算定した場合（S12/F2）に比べて、ピークの応

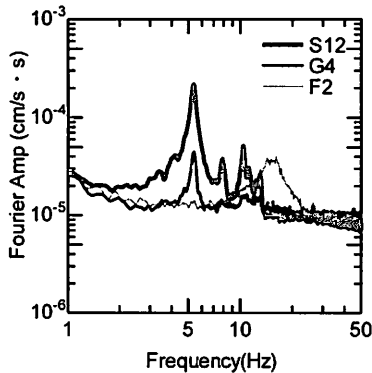


図 10 自然地盤（F2）、近傍地盤（G4）、構造物上部（F2）のフーリエ振幅スペクトル

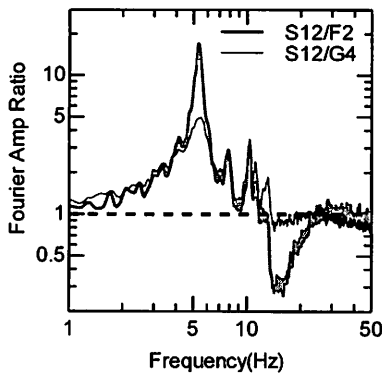


図 11 自然地盤（F2）～構造物上部（S12）までの応答倍率

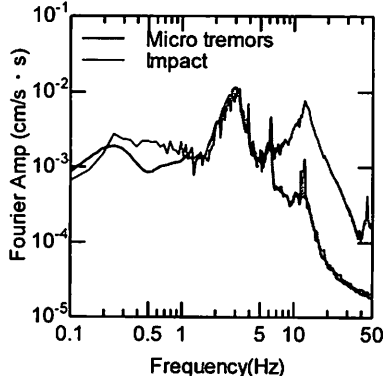


図 12 衝撃振動試験結果が適用が困難な試験ケース

答倍率が小さくなり、結果的に減衰定数を大きく評価することとなる（図11）。

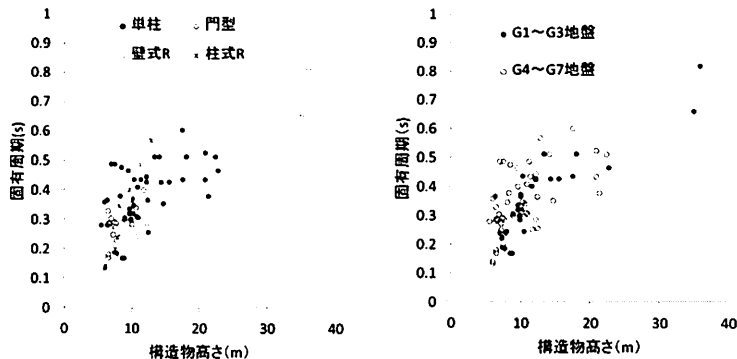
このように常時微動測定で、地盤からの応答倍率を評価する際には、構造物の影響を受けていない地盤のデータを取得する必要があることが確認された。

(4) 衝撃振動試験結果の適用性

試験ケースによっては、図12の例に示すように、衝撃力加振によって、1次の固有振動数の振動が十分に励起されず、常時微動測定結果と衝撃振動試験結果の振幅値が同程度の場合がある。このような場合は、1次の固有振動数帯で、自由振動波形やフーリエ振幅スペクトルを利用した減衰定数算定を行うことは困難であると考えられる。ただし、衝撃振動試験は、常時微動よりも大きな加振力を与え、さらに位相差も生じさせているため、より質の高い情報を取得できているはずなので、詳細な整理方法を検討することで、図12の例のような結果も減衰定数の評価に利用できる可能性は考えられる。

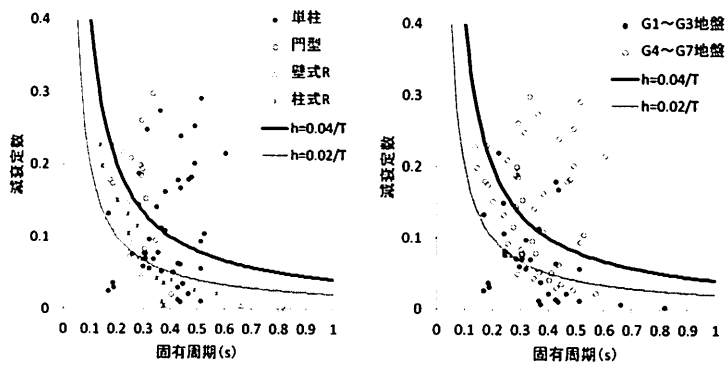
5. 全計測結果の概略評価

常時微動測定結果から減衰定数を算定する際は、カーブフィット法が有効であること、衝撃振動試験



(a) 構造種別による整理 (b) 地盤条件による整理

図 13 構造物高さと固有周期の関係



(a) 構造種別による整理 (b) 地盤条件による整理

図 14 固有周期と減衰定数の関係（カーブフィット法で算定）

結果から減衰定数の算定が困難な場合があることが明らかとなった。そこで、常時微動測定結果からカーブフィット法で算定した結果について整理する。

(1) 固有周期と構造物高さの関係

図13に構造物高さとの固有周期の関係を構造種別ごと、地盤種別ごとに示す。構造物の高さと固有周期には正の相関が確認できる。また、地盤条件や構造種別による明瞭な違いは見られない。

(2) 固有周期と減衰定数の関係

図14にカーブフィット法を用いて算定した減衰定数と固有周期の関係を構造種別ごと、地盤種別ごとに示す。それぞれの図には、固有周期と減衰定数の経験式^{5), 6)} ($h=0.02/T$, $0.04/T$) も合わせて示す。

一部、減衰定数が経験式よりも過大もしくは過小であるものの、減衰定数と固有周期に反比例の傾向が見られる。また、比較的軟らかい地盤 (G4~G7 地盤) の方が、減衰定数が多い。構造種別に関しては、標本数の偏りもあり、明瞭な関係性は見られないものの、単柱橋脚式のばらつきが大きい。

経験式と比べ、過大な減衰定数となっているデータについては、4章(3)で述べたように地盤の振動が構造物の影響を受けている可能性が考えられる。一方、経験式に比べ、過小の減衰定数となるデータの大部分は、4章で説明した詳細計測を行った箇所である。本構造物は、現在、建設中であり、軌道が載っていない状態であるため、その拘束効果が見込めないことから、既存構造物より振動が低減しにくい、すなわち減衰定数が小さめに評価される可能性が考えられる。

上述したような仮定の妥当性は、今後検討すべき課題であるが、多数の実測結果から概略評価した減衰定数は、固有周期と反比例の傾向を有し、経験式の範囲にある程度収まっていることが確認された。

6. おわりに

本研究では、構造形式や地盤条件の異なる多数の鉄道構造物について、振動特性を把握するために、衝撃振動試験と常時微動測定を実施し、計測結果から構造物の固有振動数および減衰定数を算定し、それぞれの関係について概略評価を試みた。

まず、多点に計測機器を配置し、詳細な計測を行った箇所について、以下の結果を得た。

- ・地震時の主要なモードと考えられる構造物全体が同一に振動するモードは、衝撃振動試験および常

時微動測定の1次の固有振動数から抽出できる。

- ・地盤に対する構造物の応答倍率から減衰定数を算定する際は、構造物の近傍地盤が構造物の影響を受けて振動しており、減衰定数を過大に評価する可能性がある。そのため、構造物から十分離れた自然地盤からの応答倍率を算定する必要がある。
 - ・衝撃力加振によって、1次の固有振動数の振動が十分に励起されない場合がある。
- 次に、全計測結果を分析し、以下の結果を得た。
- ・構造物の高さと固有周期には正の相関が確認できた。また、地盤条件や構造種別による明瞭な違いは見られなかった。
 - ・減衰定数は固有周期と反比例の傾向を有し、経験式の範囲にある程度収まることが確認された。

本内容は、多数実施した振動計測結果を概略評価した段階である。今後は、過大もしくは過小な減衰定数となった原因究明をはじめとした計測結果のさらなる分析を行うことと、衝撃振動試験および常時微動測定を再現した数値解析を多様な構造条件・地盤条件で実施することで、地盤と構造物それぞれの減衰定数の評価方法を検討する予定である。

謝辞

本研究は国土交通省の補助金を受けて実施しました。ここに記して謝意を示します。

参考文献

- 1) 運輸安全委員会：鉄道事故調査報告書，2013。
- 2) 伊藤学，片山恒雄：橋梁構造の振動減衰，土木学会論文報告集，No.117，pp.12-21，1965。
- 3) 加藤雅史，島田静雄：橋梁実測振動特性の統計解析，土木学会論文報告集，No.311，pp.49-58，1981。
- 4) 加藤雅史，島田静雄：橋脚振動特性の実測データによる統計分析，土木学会論文報告集，No.338，pp.229-232，1983。
- 5) 栗林栄一，岩崎敏男：橋梁の耐震設計に関する研究(Ⅲ)－橋梁の振動減衰に関する実測結果－，土木研究所報告，No.139，1970。
- 6) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善出版，2012。
- 7) 西村昭彦，棚村史郎：既設橋梁橋脚の健全度判定法に関する研究，鉄道総研報告，vol.3，No.8，1989。
- 8) 小坪清真，島野清：常時微動測定による構造物の振動性状解析，土木学会論文報告集，No.222，pp.25-35，1974。
- 9) 日本建築学会：建築物の減衰，丸善出版，2000。