

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* 坂井 公俊** 室野 剛隆***

Evaluation of Damping Properties of Railway Structures by using Two Vibration Measurement Methods

Kazunori WADA Kimitoshi SAKAI Yoshitaka MURONO

There is no adequate evaluation method of damping properties because there are only a few measurement examples for damping properties and the occurrence factors of damping are very complex. In this study, we measured the damping constants and the natural periods of railway structures of various structural types and in various ground conditions by using vibration measurement methods. As a result, we can notice that the natural period and the damping constant are inversely proportional to each other. Furthermore there is a positive correlation between the damping constant and the amplitude ratio of the upper side to the lower side of the structure, and it seems that the damping constant of the whole structure is determined by the weight of structural damping constant and ground's one.

キーワード：減衰特性，振動計測，鉄道構造物，固有周期

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、構造物の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。

本研究において減衰特性とは、構造物-地盤系が地震時に主要と思われる振動モードにおいて発揮される減衰定数（以下、単に減衰定数と呼ぶ）を対象としている。実橋梁の減衰定数の評価事例としては、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、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ることや、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ことから、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。

上記の事情から減衰定数に関して、鉄道構造物の耐震設計標準⁶⁾においては、一般的と思われる条件での値を設定している。しかしながら、先述したような地震時の被害事例を踏まえると、構造物の減衰定数を適切に評価することがより精度の高い耐震性能評価を行う上では

重要となる。

そこで、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（橋梁および高架橋）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

本章では、鉄道構造物の振動特性を把握するために実施した衝撃振動試験⁷⁾と常時微動測定⁸⁾の概要について述べる。なお、後述のように計測機器の設置位置により「簡易計測」と「詳細計測」の2種類の計測を実施した。

2.1 計測条件・計測機器

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。図1に示すように1地点あたり20分間の測定を実施し、測定時間内で30kg程度の重錘による打撃試験を11回実施している。また、計測機器は微動計（株式会社ANETのCR4.5-2S）を用いた。

2.2 設置位置

図2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）、

* 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御研究室
** 鉄道地震工学研究センター 地震動力学研究室
*** 鉄道地震工学研究センター

特集：地震防災・耐震技術

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、桁式の場合は、桁の振動も合わせて取得している（S2, S3）。

また、図2で示した位置で取得したデータが、減衰定数を概略評価する上で、十分な質・量であるかを検証するために、G1地盤上にある13個の構造物箇所については、上述した設置位置の他に隣接橋脚や桁の中間部等にも設置し、より多点での振動計測（以下、詳細計測と呼ぶ）を実施した。詳細については4章で述べる。

2.3 対象構造物

図3に示すように、地盤条件や構造種別が多様な計

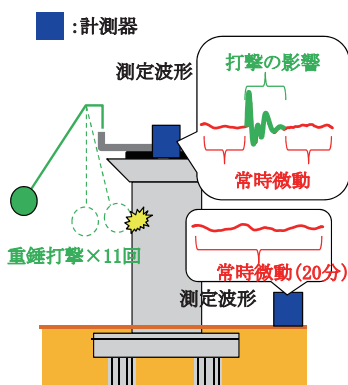


図1 衝撃振動試験および常時微動測定の概要

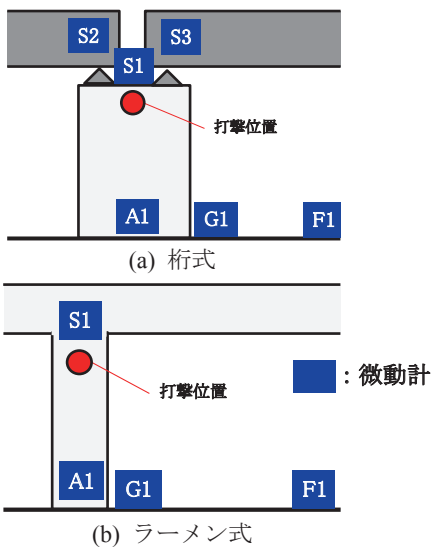


図2 計測機器の配置（簡易計測）

77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。また、各構造形式の一例を図4に示す。

3. 計測結果の整理

本研究では、衝撃振動試験と常時微動測定のそれぞれで減衰定数の評価を試みているが、全計測結果の概略評価を行う上では、常時微動測定の結果を用いている。そこで、ここでは、紙面の都合から常時微動測定に限定して述べる。ただし、4章で述べる振動特性に関する詳細な分析においては、衝撃振動試験の結果も用いている。

3.1 減衰定数の算定方法

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、それぞれのフーリエ振幅スペクトルを算出した。その際、衝撃振動試験を実施している最中も常時微動測定を継続しているため、場合によっては図5(a)のように重錘打撃の影響を含んでいる。また、付近の車の通過による振動の影響を含んでいる場合もある。本研究では、データ整理の際にそのようなデータを除いている（図5(a)）。次に、算出されたフーリエ振幅スペクトルについて、

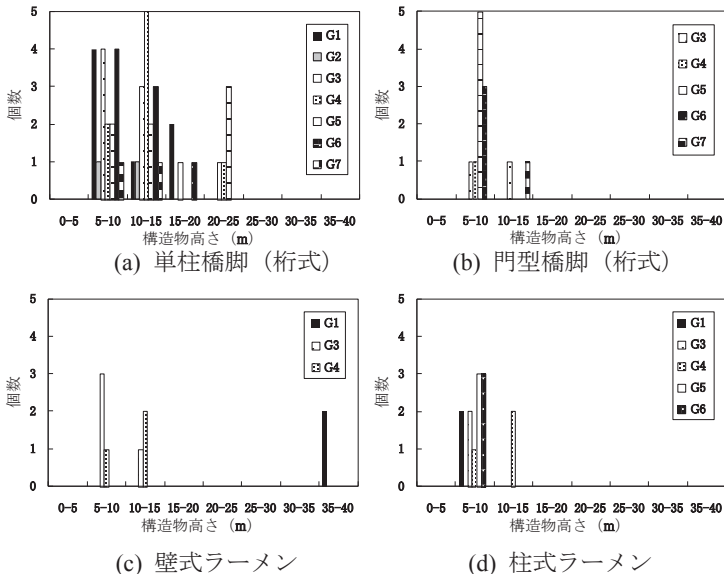


図3 計測を行った個数（構造型式別）



(a) 単柱橋脚（桁式） (b) 門型橋脚（桁式） (c) 壁式ラーメン (d) 柱式ラーメン

図4 計測を行った構造型式

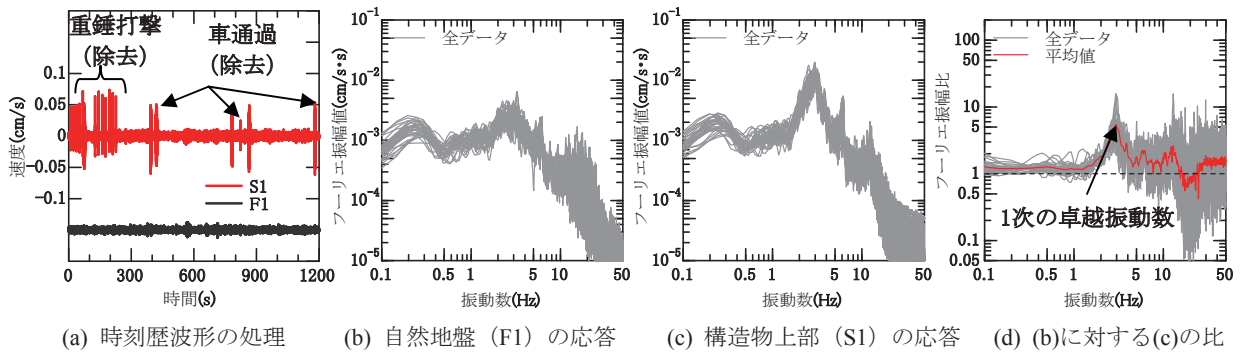


図5 常時微動測定結果の整理方法

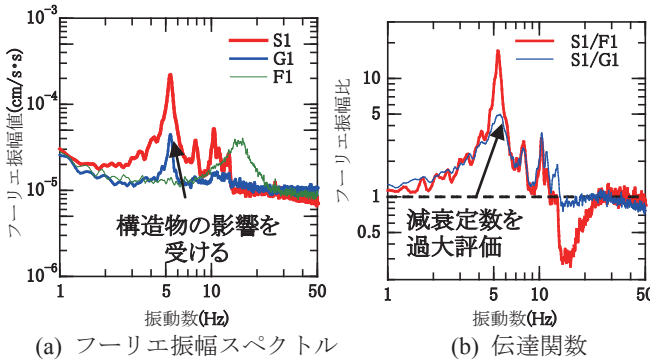


図6 常時微動測定結果の一例

(自然地盤 (F1), 近傍地盤 (G1), 構造物上部 (S1))

自然地盤 (F1) のフーリエ振幅スペクトル (図5 (b)) に対する構造物上部 (S1) のフーリエ振幅スペクトル (図5 (c)) 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5 (d)) は、自然地盤の振動に対する構造物の応答の伝達関数 $H(f)$ に相当する。本研究では、自然地盤の振動に対する構造物の応答の伝達関数 $H(f)$ を基にハーフパワー法⁹⁾ とカーブフィット法⁹⁾ を用いて減衰定数を算定することとした。各手法の概要を以下に示す。なお、各手法で必要となる伝達関数の1次の固有振動数 f_0 は、1次の卓越振動数とした (図5 (d) の矢印)。

3.1.1 ハーフパワー法⁹⁾

ハーフパワー法では、伝達関数の1次の固有振動数 f_0 とその時の振幅値の $1/\sqrt{2}$ (パワ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。

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

3.1.2 カーブフィット法⁹⁾

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、計測結果との残差が最小となるように減衰定数 h を求める。

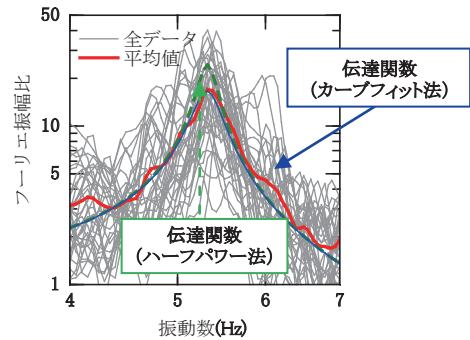


図7 ハーフパワー法とカーブフィット法の算定精度

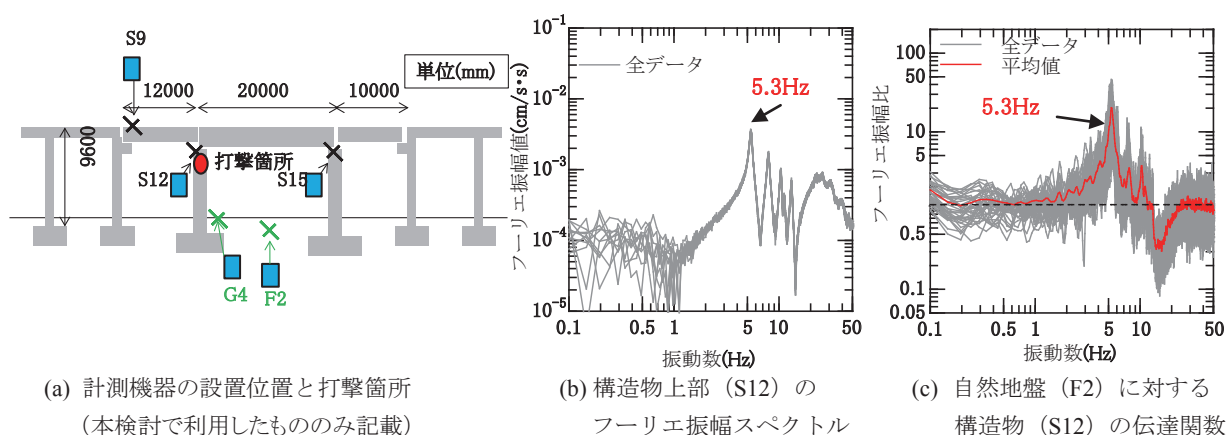
$$H(f) = \frac{\sqrt{1+(2h\beta)^2}}{\sqrt{(1-\beta^2)^2+(2h\beta)^2}} \quad (2)$$

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、算定される減衰定数 h は、計測結果との残差を計算する範囲に依存するが、ここでは、ハーフパワー法を適用した際の f_1, f_2 の範囲で残差を最小化させることとした。

3.2 結果整理における注意事項

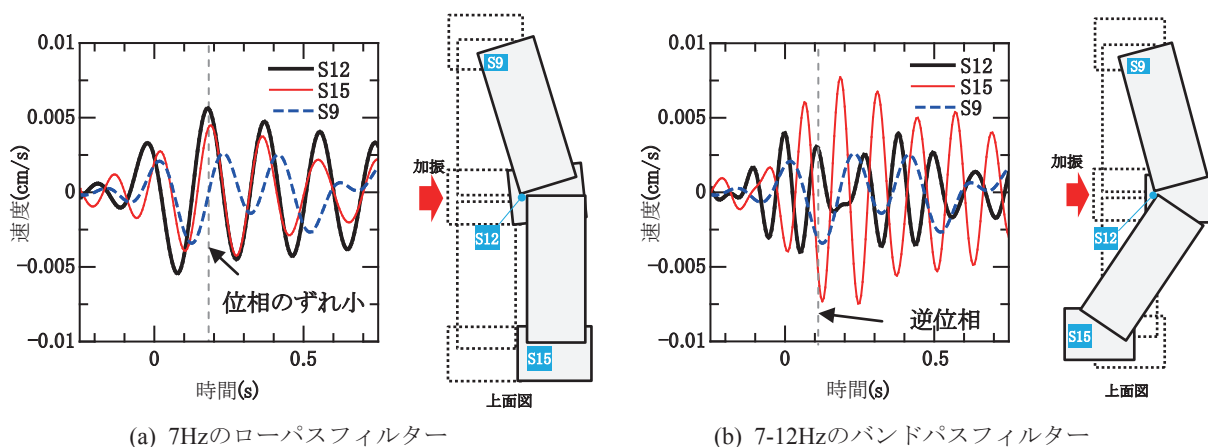
伝達関数算定の際に地盤の振動としては、構造物近傍地盤 (図2の G1) のデータの利用も考えられる。図6 (a) に常時微動測定結果の一例として、自然地盤 (F1), 近傍地盤 (G1), 構造物上部 (S1) のフーリエ振幅スペクトルを示し、図6 (b) に各地盤に対する構造物上部の伝達関数を示す。構造物—地盤系の1次の固有振動数 (5Hz程度) 付近で、近傍地盤 (G1) は構造物 (S1) の影響を受けることで、自然地盤 (F1) よりも大きな応答値を示す (図6 (a))。そのため、近傍地盤に対する構造物上部の伝達関数を算出する (S1/G1) と、自然地盤に対して算定した伝達関数 (S1/F1) に比べて、ピーク値が小さくなる。その結果、減衰定数を過大に評価することとなる (図6 (b))。

このように常時微動測定で、地盤からの伝達関数を評価する際には、構造物の影響を受けていない自然地盤の



(a) 計測機器の設置位置と打撃箇所 (本検討で利用したもののみ記載) (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) に対する構造物 (S12) の伝達関数

図8 詳細計測を行った単柱橋脚の設置位置と計測結果 ((b) 衝撃振動試験, (c) 常時微動測定)



(a) 7Hzのローパスフィルター (b) 7-12Hzのバンドパスフィルター

図9 フィルター処理を施した単柱橋脚の速度波形と推定モード形状

データを取得する必要がある。

3.3 各手法から算定される減衰定数の違い

図7にハーフパワー法とカーブフィット法で算定した減衰定数に基づく伝達関数と計測結果を示す。後者の方が、固有振動数付近の伝達関数の形状に理論的な伝達関数をフィッティングさせている分、実際の形状を適切に再現できており、算定精度が高いと考えられる。そこで、全計測結果の概略評価は、常時微動測定によるカーブフィット法の整理結果に基づいて実施する。

4. 算定する減衰定数の妥当性の検証

本章では、常時微動測定によるカーブフィット法で算定した減衰定数 h が、本論文で着目する減衰定数、すなわち、構造物-地盤系が地震時に主要と思われる振動モードにおいて発揮される減衰定数であるかを検証する。そのために、詳細計測を行った構造物に対する結果を分析する。

詳細計測を行った地点の構造物と計測機器の配置について、単柱橋脚での計測の一例を図8に示す。また、図

中には衝撃振動試験におけるフーリエ振幅スペクトル、常時微動測定における自然地盤に対する橋脚上の伝達関数も合わせて示す。図8 (b) より、これらの構造は複数の卓越振動数を有していることがわかる。また、図8 (b), (c) を比較すると、最も低振動数側のピーク (図中の矢印) は、衝撃振動試験、常時微動測定ともに明瞭に見られ、その振動数はほぼ同値であることがわかる。

図8に示した単柱橋脚の各計測点について、衝撃加振後の速度波形にフィルター処理を施した結果を図9に示す。なお、時刻は重錘打撃した瞬間を0としている。図8 (b) の5Hzあたりで卓越している振動モードのみを抽出するために7Hzのローパスフィルターを施した場合、打撃した橋脚 (S12) と隣接橋脚 (S15) との位相のずれが小さいことがわかる (図9 (a) の速度波形)。この結果から、5Hzあたりで卓越している振動モードは図9 (a) の右に示すような構造物全体が同一に振動するモードであることがわかる。一方で、図8 (b) の10Hzあたりの振動モードを抽出するために7-12Hzのバンドパスフィルターを施した場合、打撃した橋脚 (S12) と隣接橋脚 (S15) とが逆位相で振動していることがわかる (図9 (b) の速度波形)。この結果から、10Hz付近の振動モー

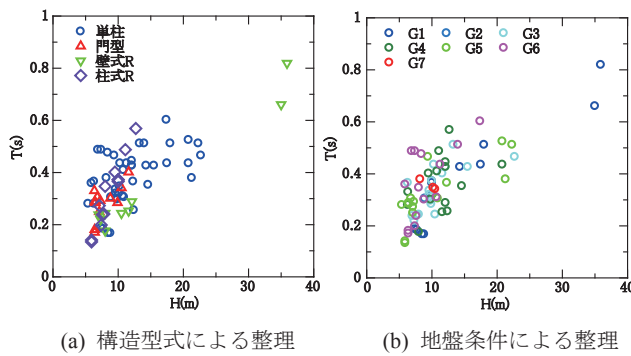


図 10 構造物高さ H と固有周期 T の関係

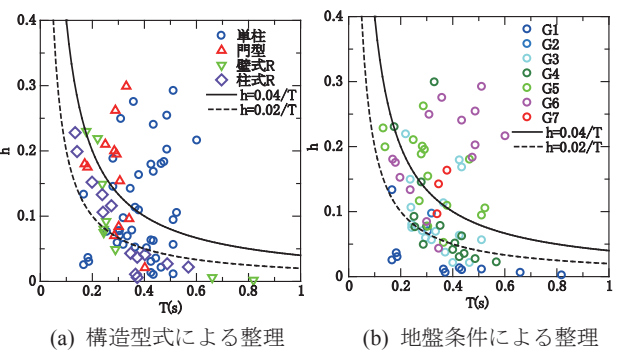


図 11 固有周期 T と減衰定数 h の関係

ドは図 9 (b) の右に示すような打撃した橋脚のみが局部的に振動するモードであることがわかる。なお、上記傾向はラーメン構造においても同様に見られた。

以上から、柱ごとに打撃した衝撃振動試験結果のフーリエ振幅スペクトルと常時微動測定結果から算定される自然地盤に対する構造物上部の伝達関数の 1 次の卓越振動数が一致し、それが、構造物全体が同一に振動するモード（地震時に主要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、一般的な鉄道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。

5. 全計測結果の概略評価

本章では、全計測結果について、常時微動測定によるカーブフィット法より得られた減衰定数 h に基づき、構造物高さ H 、固有周期 T および後に定義する構造物上下部の振幅比 α に着目して構造物の主要モードに対する減衰定数 h の特性について分析する。

5.1 固有周期と構造物高さの関係

図 10 に構造物高さ H と固有周期 T の関係を構造型式・地盤条件ごとに示す。構造物の高さ H と固有周期 T には正の相関が確認できる。また、地盤条件や構造型式による明瞭な違いは見られない。

5.2 固有周期と減衰定数の関係

図 11 にカーブフィット法を用いて算定した減衰定数 h と固有周期 T の関係を構造型式・地盤条件ごとに示す。それぞれの図には、固有周期 T と減衰定数 h の経験式 ($h=0.02/T$, $0.04/T$)^{5) 6)} も合わせて示す。

一部、減衰定数が経験式の範囲外であり、ばらつきが大きいことがわかる。また、比較的軟らかい地盤 (G4 ~ G7 地盤) の方が、減衰定数が大きい。構造型式に関しては、標本数の偏りもあり、明瞭な関係性は見られない。

経験式に比べ、小さい減衰定数となるデータの大部分は、G1 地盤上に建設されたものである。このような硬い地盤では、地盤の逸散減衰があまり期待できず、ほとんど構造物の材料減衰による寄与しかないことから、小さな減衰定数を示すと考えられる。一方、経験式と比べ、大きい減衰定数となっているデータの大部分は、図 11 (b) より比較的軟らかい地盤 (G4 ~ G7 地盤)、すなわち地盤の固有周期が長い地点でのデータであることがわかる。

以上のことから、地盤の固有周期と構造物—地盤系で発揮される減衰定数には相関があると考えられる。

5.3 振幅比と減衰定数の関係

前述の結果から、構造物—地盤系で発揮される減衰と地盤の固有周期には相関があると考えられる。また、既往研究においても、地盤と構造物の固有周期比が地盤の逸散減衰と相関を有することが指摘されている^{10) 11)}。そこで、本論文では図 12 に示すように構造物の上部と下部について、構造物—地盤系の 1 次の固有振動数でのフーリエ振幅スペクトルの比 α (以下、振幅比 α) を定義する。ここで、構造物—地盤系の 1 次モードの変形 (図 12 の右) を仮定しているため、振幅比 $\alpha=0$ は構造物の上下部の相対変形のみが生じ、地中部分が全く変形しないことを意味し、振幅比 $\alpha=1$ は構造物の上下部で相対変形が生じず、地中部分の変形のみが生じていることを意味する。すなわち、構造物—地盤系の変形に対する地盤の変形の寄与率に相当するパラメータと言える。

図 13 に振幅比 α と減衰定数 h の関係を示す。振幅比 α と減衰定数 h には正の相関が見られる。これは、振幅比 α が大きい (地盤の変形の寄与率が大きい) と、地盤の逸散減衰の寄与が大きくなり、構造物—地盤系の減衰が大きくなるのに対して、振幅比 α が小さい (地盤の変形の寄与率が小さい) と、構造物の材料減衰の寄与が大きくなり、構造物—地盤系の減衰が小さくなるためと考えられる。また、比較的軟らかい地盤 (G4 ~ G7 地盤) ほど、振幅比 α が大きく、地盤が変形している傾向も見られる。

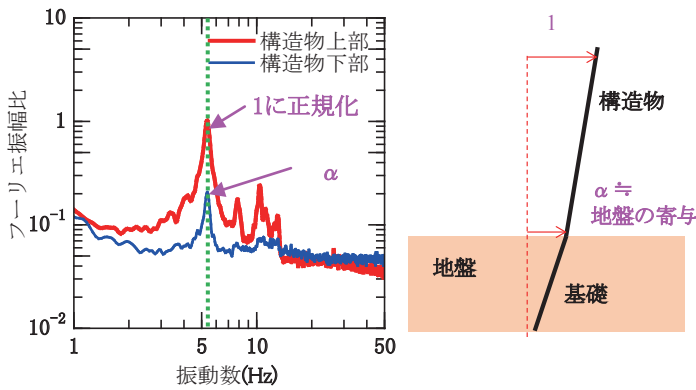


図12 構造物上下部の振幅比 α の算出

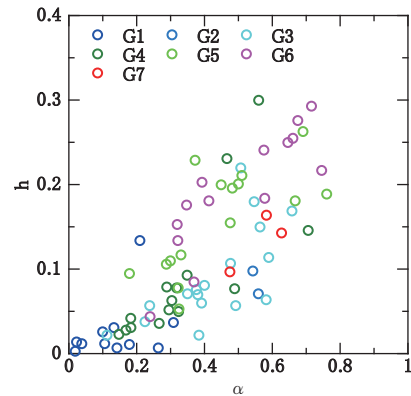


図13 振幅比 α と減衰定数 h の関係

上述した結果は、実務で多用されているひずみエネルギー比例減衰の考え方と整合する傾向を有していると考えられ、地盤・構造物それぞれの減衰定数を評価できる可能性がある。

6. おわりに

本研究では、構造型式や地盤条件の異なる多数の鉄道構造物について、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周期や減衰定数を算定し、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た場合の計測結果を詳細に分析することで、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。
- 次に、全計測結果を分析し、以下の結果を得た。
- ・構造物の高さや固有周期には正の相関が確認できた。また、地盤条件や構造型式による明瞭な違いは見られなかった。
- ・減衰定数と固有周期の関係は、経験式の範囲に収まらないものも確認され、ばらつきが大きい。
- ・構造物—地盤系の変形に対する地盤の変形の寄与率に相当する構造上下部の振幅比 α を定義し、減衰定数との関係を分析すると、振幅比 α と減衰定数には正の相関が見られた。このことから、ひずみエネルギー比例減衰のような構造物—地盤系の減衰が構造物、地盤それぞれの減衰の重みで決まるという考え方と整合する傾向が得られた。

本研究は、多数実施した振動計測結果を概略評価した段階にある。今後は、振動計測を再現した数値解析を多様な構造型式・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。

なお、本研究は国土交通省の鉄道技術開発費補助金を受けて実施した。

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
- 10) 若原敏裕，川島一彦：剛体基礎で支持される道路橋橋脚の地下逸散減衰，土木学会論文集，No.432/I-16，pp.145-154，1991
- 11) 土岐憲三：橋脚基礎の地震応答解析と耐震設計，京都大学防災研究所年報，Vol.21A，pp.1-24，1978