論文　常時微動観測に基づく桁架設段階ごとの橋梁の振動特性変化に関する一考察

尾﨑　匠[1]・和田　一範[2]・坂井　公俊[3]・石川　太郎[4]・北村　光[5]

[1]正会員　（公財）鉄道総合技術研究所　構造物技術研究部（〒185-0034 東京都国分寺市光町 2-8-38）
E-mail: ozaki.takumi.90@rtri.or.jp (Corresponding Author)

[2]正会員　（公財）鉄道総合技術研究所　鉄道地震工学研究センター
（〒185-0034 東京都国分寺市光町 2-8-38）
E-mail: wada.kazunori.73@rtri.or.jp

[3]正会員　（公財）鉄道総合技術研究所　鉄道地震工学研究センター
（〒185-0034 東京都国分寺市光町 2-8-38）
E-mail: sakai.kimitoshi.36@rtri.or.jp

[4]正会員　（独）鉄道建設・運輸施設整備支援機構　北海道新幹線建設局　技術管理部
（〒060-0002 北海道札幌市中央区北 2 条西 1-1）
E-mail: ishikawa.tar-65ba@jrtt.go.jp

[5]（独）鉄道建設・運輸施設整備支援機構　九州新幹線建設局　工事第三課
（〒812-8622 福岡市博多区祇園町 2 番 1 号）
E-mail: kitamura.hik-as72@jrtt.go.jp

橋梁・高架橋の固有周期や減衰定数は，構造物の地震時挙動を適切に把握するための指標として重要である．この中で，特に減衰定数については計測・評価事例が十分ではないとともに発生要因が複雑であるため，未解明な部分も多く残されている．本検討では，建設中の鉄道橋梁を対象に桁の架設段階ごとに常時微動観測を実施し，橋梁の固有周期や減衰定数の変化を把握した．その結果，桁架設に伴う上部工重量の増加によって，橋梁の固有周期が長周期化すること，構造全体系に対する地中部の振動モードの寄与率が低減し，減衰定数が減少することを確認した．さらに，この地中部の振動モードの寄与率と減衰定数の関係は，既往の研究結果と調和的な傾向となっていることも確認した．

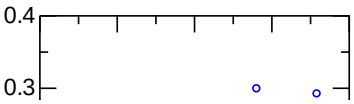
Key Words: *damping ratio, natural period, microtremor observation, railway bridge*

1. はじめに

橋梁・高架橋の固有周期や減衰定数は，構造物の地震時挙動を適切に把握・評価するための指標として重要である．道路橋や鉄道橋の耐震設計[1),2)]では，対象構造物を個々にモデル化し，固有周期や減衰定数を評価・推定・設定し，これらの指標を用いて地震時の応答値を算定している．ここで，減衰定数に関しては，発生要因が複雑であるとともに，計測に基づく事例も限られているため，未解明な部分も多く残されている．こうした中で，鉄道構造物の耐震設計では，構造物の固有周期を指標として標準的な値を設定している[2)]．

上記を踏まえ，著者らの一部は多数の鉄道橋梁・高架橋の振動計測を実施し，各構造物の減衰定数を評価している[3)]．具体的には，1 次モードの振動に占める地中部の振幅の割合を振幅比 α と定義し（**図-1**），構造全体系の減衰定数 h との関係を整理することで，振幅比 α と減衰定数 h の間に正の相関関係を確認している（**図-2**）．これは，地中部の振動が小さく地上部分の部材の振動が大きい場合には構造物の内部減衰（数%程度）の寄与度が大きくなるのに対して，地中部の振動が大きい場合には，地盤の逸散減衰（数十%程度）の寄与度が大きくなる傾向を表現していると考えられる．さらに，解析的な分析も実施し，これらの結果に基づいて耐震設計時の簡易な減衰定数の設定法の提案も行っている[4)]．

ここで**図-2** の傾向は，様々な地盤条件・構造物条件における計測・評価を網羅的に実施した結果である．これに対して，建設中の構造物は，建設段階で桁の架設有無のみの変化によって振動特性が変化するため，同一の橋脚，地盤という単純な条件下で既往の知見の妥当性・有



ょう全体図

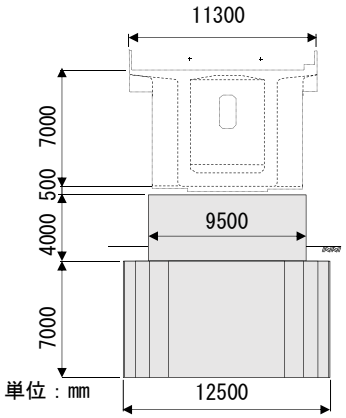


表-1 各計測ケース

Case	桁の架設段階	施工済の構造物
1	桁の架設前	P1 橋脚
2	終点方 PC 箱桁架設後	P1 橋脚，PC 箱桁
3	起点方 RCT 桁架設後（橋梁完成後）	P1 橋脚，PC 箱桁，RCT 桁

効性を確認できる可能性がある．

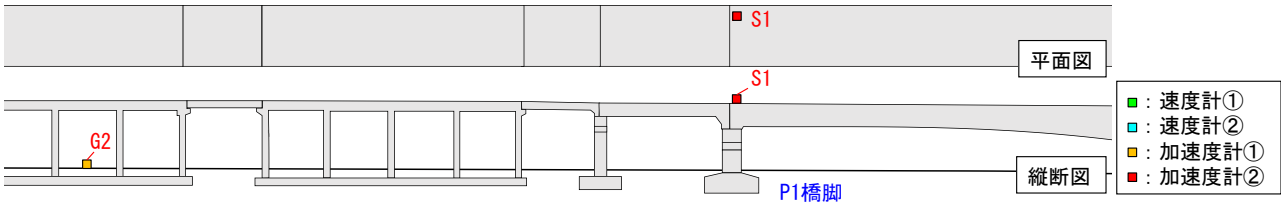
そこで本検討では，建設中の鉄道橋梁を対象に，桁の架設段階ごとに常時微動観測を実施することで，桁の架設段階ごとの振動特性（固有振動数，減衰定数）の変化や，振幅比と減衰定数の関係の変化などを分析する．2 章では対象とする構造物や計測の概要を述べ，3 章では各段階の計測結果の分析結果を述べる．4 章では桁の架設に伴う振動特性の変化を考察する．

2. 常時微動観測の概要

(1) 対象構造物

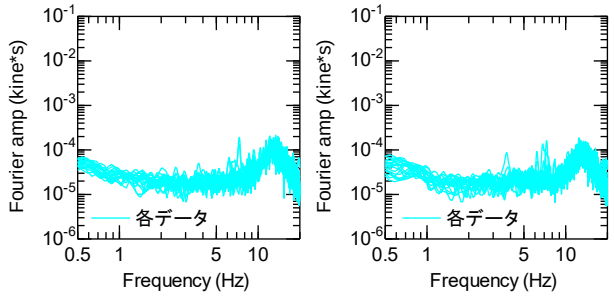
計測対象の構造物を**図-3**，**図-4** に示す．**図-3** に示す 3 径間連続 PC 箱桁（全長 265m）の最も起点側に位置する P1 橋脚（直接基礎）付近を中心に計測した．計測は**表-1** に示す通り，P1 橋脚単体の Case1，P1 橋脚の終点方の PC 箱桁が架設された段階の Case2，P1 橋脚の起点方の RCT 桁が架設された段階の Case3 の 3 ケースで実施した．

図5(c)　計測器配置



比較的静穏な時間帯から20データを
抽出(1データ： 20.48秒)

フーリエ振幅スペクトルの例



(2)　計測器の設置位置

各ケースでの計測器の設置位置を図-5に示す．同図には，使用した速度計・加速度計の種類についても併せて示している．地盤と構造物の応答特性を把握するために構造物天端（S），橋脚側部（A），地盤（G）に計測器を設置した．Case1 では橋脚天端に計測器を設置するとともに，躯体中間部にも複数の計測器を設置している．Case2 および Case3 では，構造物天端として桁上に計測器を設置している．なお Case2 では，P1 橋脚に隣接した P2 橋脚付近でも観測を行った．地盤上の観測点について，Case1, 2 では P1 橋脚付近の概ね同一地点で実施した一方で，Case3 では現地の制約によって P1 橋脚から多少離れた地点に設置している．

計測時のサンプリング周波数は全て 200Hz とし，20 分以上の観測を実施した．また，計測器は速度計（①ANET 製 CR4.5-S，②近計システム製 KVS-300）および加速度計（①ナノメトリクス社製 TITAN，②セイコーエプソン製 A351）を用いた．

(3)　常時微動観測結果の整理手順

観測データの整理手順の概要を以下に示す．

Step1：全時間の計測結果を 20.48 秒（4096 個）のデータごとに分割し，静穏な時間帯の 20 データを目視により抽出する（図-6）．

Step2：抽出した 20 データそれぞれに対して，フーリエ振幅を算出する（図-7）．

Step3：自然地盤のフーリエ振幅に対する構造物のフーリエ振幅の比を算出する（図-8 の水色線）．ここで比を算出する際は 0.2Hz の Parzen ウインドウによる平滑化処理を施す．また，算定したフーリエ振幅比の平均値を算定する（図-8 の青色線）．これは，自然地盤の振動に対する構造物応答の伝達関数に相当する．

Step4：フーリエ振幅比から後述するカーブフィット法 [5]により構造物の減衰定数を算定する．減衰定数の算定に必要となる固有振動数は，フーリエ振幅比の形状等から，着目している振動の固有振動数として適切と判断したものを設定する．

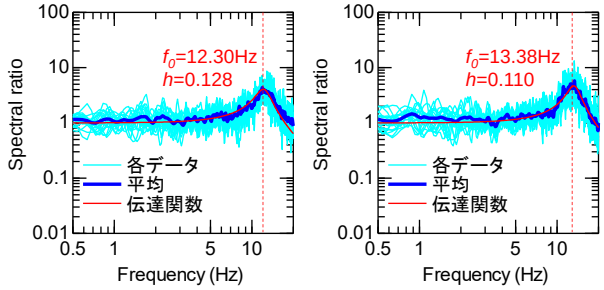
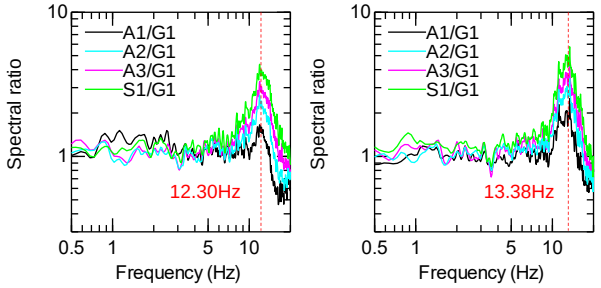


図-8　フーリエ振幅比と伝達関数（Case1-S1/G1）



カーブフィット法では，式(1)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-8 の赤色線：減衰定数算定時の 1 自由度系の伝達関数）．

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

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は残差を計算する範囲に依存するが，ここでは既往の文献 [3]を参考に，伝達関数の 1 次の固有振動数f_0とその時のフーリエ振幅比の$1/\sqrt{2}$（パワースペクトルとしては$1/2$）となる振動数の範囲を設定した．

3.　桁の架設段階ごとの計測結果

(1)　Case1：桁の架設前

図-8 に示した Case1 のフーリエ振幅比（S1/G1）を見ると，橋軸方向，橋軸直角方向のいずれも単一のピークを示すことがわかる．

また，地盤に対する橋脚側部および天端のフーリエ振幅比を重ね描いたものを図-9 に示す．これをみると，ピークの振動数はどのセンサーでも同程度（橋軸方向：12.30Hz，橋軸直角方向 13.38Hz）に見られる．また，橋脚天端（S1）から橋脚基部（A1）に向かうにつれピークの値が減少していることがわかり，これが 1 次モードの固有振動数と推定される．ここで，各方向の固有振動

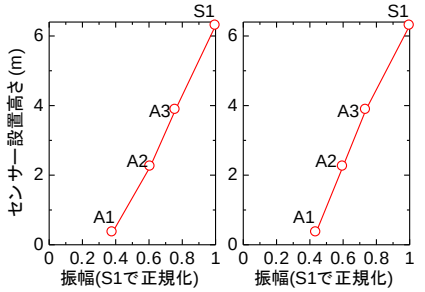


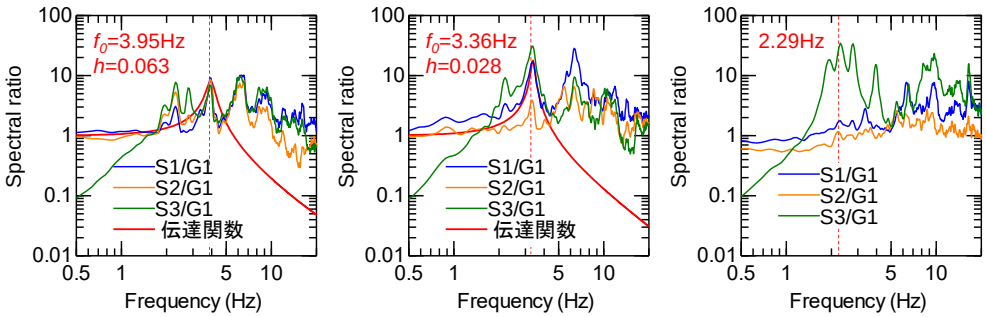
図-10 推定される振動モード形状（Case1-P1 橋脚）

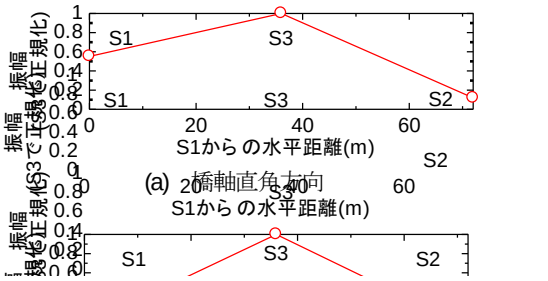
数において，高さごとにフーリエ振幅を S1 のフーリエ振幅で正規化した結果を図-10 に示す．図-10 より，橋軸方向および橋軸直角方向ともに基部から天端にかけて振幅が単調増加しており，1 次モードと考えられるモードが励起されていることが確認できる．以上より，桁の架設前では，橋脚の 1 次モードが卓越した振動特性を有していることがわかる．

(2)　Case2：終点方 PC 箱桁の架設後

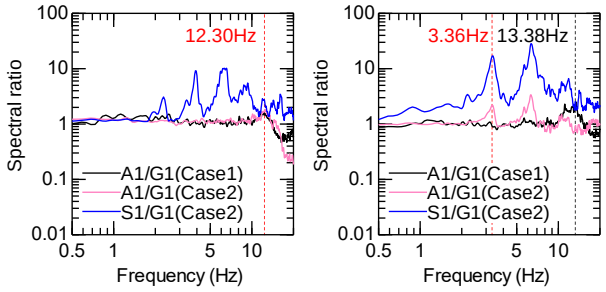
まず PC 箱桁全体の挙動を考察するため，PC 箱桁上のセンサーに関するフーリエ振幅比（S1/G1，S2/G1，S3/G1）を図-11 に示す．この図から，Case1 と比較してより多くのピークが存在する．このうち，図-11 の鉛直方向の結果に着目すると，2.29Hz 付近で S3/G1 のピーク値が他のセンサーに比べて大きいことがわかる．そのため桁単体の鉛直方向の振動として 2.29Hz 付近が固有振動数であると推定される．また，橋軸直角方向のみ 3.36Hz 付近に各センサーのピークが見られるため，これが固有振動数であると推定される．橋軸方向に関しては，3.95Hz 付近に各センサーで同程度のピークが見られるとともに，このピークは橋軸方向のみに見られる．また，先述の通り 2.29Hz 付近のピークが桁の鉛直方向の振動の影響だと考えると，橋軸方向の固有振動数は 3.95Hz であると推定される．これらの固有振動数を基に算定した，橋軸方向と橋軸直角方向における減衰定数および S1/G1 を対象とした 1 自由度系の伝達関数を図-11 に併せて示す．また，橋軸直角方向および鉛直方向に関して，推定した固有振動数における S3 のフーリエ振幅に対する桁の各位置（S1，S2，S3）の振幅の比を図-12 に示す．この図より，橋軸直角方向および鉛直方向は，桁がたわむ振動モードが卓越していることがわかる．

次に P1 橋脚について，地盤に対する橋脚基部（A1/G1）および桁上（S1/G1）のフーリエ振幅比を重ね描いたものを図-13 に示す．なお，図-13 では Case2 における A1/G1，S1/G1 に加え，比較のために Case1 における A1/G1 も併記している．図-13 より，Case2 では橋軸直角方向の A1/G1，S1/G1 で同一の振動数（3.36Hz）にピークが見られることがわかる．また，この振動数は先に述べ





ーリエ振幅比の比較（Case2-P1橋脚



た PC 箱桁の橋軸直角方向の固有振動数と同様となっている．その一方で，橋軸方向では A1/G1 と S1/G1 でフーリエ振幅比の形状やピーク振動数が異なっている．ここで，Case1 の橋脚基部のフーリエ振幅比と比較すると，橋軸方向では Case1 と Case2 の A1/G1 でほぼ同一の振動数（12.30Hz）でピークが見られるとともに，ピークの大きさも概ね同程度であることがわかる．以上を踏まえると，橋軸方向については，微小な振幅レベルにおいては P1 橋脚と PC 箱桁は独立して振動していると推察される．一方で，橋軸直角方向に関しては，橋脚基部と桁上で同じ振動数（3.36Hz）においてピークが見られることから，橋梁全体が一体で振動していると推察される．

(3) Case3：起点方 RCT 桁の架設後（橋梁完成後）

Case3 では，現地の制約により自然地盤の観測場所（G2）が Case1, Case2（G1）と異なり，P1 橋脚とは多少離れた箇所で観測を実施している．そこで，まず Case2 と Case3 の P1 上（S1），自然地盤（G1，G2）のフーリエ振幅スペクトルを比較した（**図-14**）．**図-14** の地盤側のデータ（G1，G2）に着目すると，スペクトルの形状が多少異なっているため，計測地点の違いによる影響が否定できない．そこで Case3 については，地盤と構造物天端のフーリエ振幅比の大まかな傾向のみを整理することとし，固有振動数や減衰定数の評価，および Case1, 2 との定量的な比較は行わない．

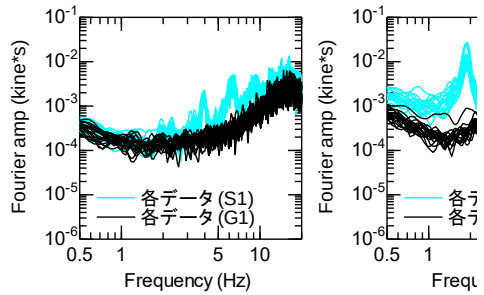
Case3 におけるフーリエ振幅比（S1/G2）を**図-15** に示す．**図-15** を見ると，Case2 と比較して多くのピークが見られる．**図-14** に示す S1 のフーリエ振幅スペクトルでも，Case3 では Case2 と比較して多くのピークが見られることから，起点方 RCT 桁が架設されることで，構造物側の振動がさらに複雑化していると推察される．

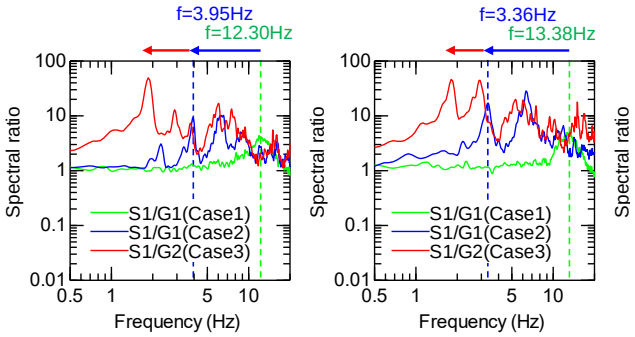
4. 桁架設による振動特性変化の考察

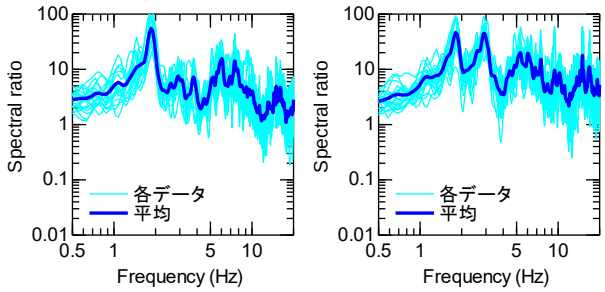
本章では，桁の架設に伴う振動特性の変化について考察を行うとともに，既往の研究で得られている構造物全体系の振動に占める地中部の振動成分の比率と構造物の減衰定数の関係との比較を行う．

(1) 桁の架設に伴う振動特性の変化

P1 橋脚について，Case1（S1/G1），Case2（S1/G1），Case3（S1/G2）のフーリエ振幅比を重ね描いた結果を**図-16** に示す．**図-16** より，Case1 から Case2 の間ではピークの振動数が 10Hz 程度低下するとともに，フーリエ振幅比のピーク値が増加している．これは，上部工重量の増加により建設中の橋梁全体の振動が長周期化するとともに，地盤の振動に対する橋梁の応答増幅が相対的に大きくなったことを示している．また Case2 では，Case1 で見られなかった複数のピークが見られるが，これは PC 箱







桁の架設によって，P1 橋脚を含む橋梁全体の振動が複雑化したものであると考えられる．

また Case2 と Case3 の結果を比較すると，Case2 におけるピーク形状を一部保った状態で，ピークの振動数がさらに低下するとともに，ピーク値もさらに増加していることがわかる．これは Case1 から Case2 にかけての変化と同様に，起点側桁の架設により，橋梁全体の振動が複雑化し，上部工重量の増加による橋梁全体の振動が長周期化するとともに橋梁の応答増幅が相対的に大きくなったことを示していると考えられる．一方で，一部のピーク形状は保っており，Case2 で見られた PC 箱桁架設による振動特性も保持していると考えられる．

(2) 既往の振幅比–減衰定数の関係との比較

図-1 に示した定義に従い，Case1，Case2 の橋軸方向，橋軸直角方向の振幅比を算定し，減衰定数との関係を整理した結果を**図-17** に示す．なお，Case1，Case2 の h については，**図-8** および**図-11** に示した値を，Case1 の α は**図-10** における A1 の値を用いた．Case2 の α は，**図-13** の S1/G1 のフーリエ振幅比に対する A1/G1 のフーリエ振幅比として算定した．このとき，着目する固有振動数は**図-11** より橋軸方向は 3.95Hz，橋軸直角方向は 3.36Hz とした．また，図中には既往研究 [3]の結果も併せてプロットしている．

これを見ると，まず Case1 から Case2 へ移行することで，振幅比 α および減衰定数 h が減少していることがわかる．これは，桁の架設によって構造物全体系に対する地上部の振動モードの影響が大きくなり，結果として地盤の逸散減衰の寄与度が低下したためであると推察される．さらに，Case3 では地盤観測点の問題により振幅比や減衰定数を算定していないものの，**図-16** に示した応答倍率がより大きくなっていることから，起点側の桁架設によってさらに地上部の振動寄与率の増大と減衰定数の減少が生じていると推測できる．

また，今回の構造物における振幅比と減衰定数の関係は，既往の検討 [3]において実施した多様な地盤・構造物条件の結果と同様の傾向を示していることがわかる．今回の結果は，同一の地盤条件，橋脚条件において，桁の条件のみが変化したものであり，既往の多くの計測事例が有する地盤，構造条件のバラツキをより小さくしたものであると捉えることが出来る．このような観点で今回の結果を見ると，構造物の振幅比によって減衰定数を簡易に評価するという既往の成果 [4]を支持する傾向が得られた．

5. おわりに

本検討では，建設中の鉄道橋梁を対象に桁の架設段階ごとに常時微動観測を実施し，振動特性（固有振動数，減衰定数）を把握するとともに振幅比と減衰定数の関係性の変化を分析した．本検討により得られた知見を以下に示す．

- 桁の架設により，橋梁全体としての振動の主体が橋脚から桁へ移行することが確認された．
- 桁の架設により，上部工重量が増加し，橋梁全体の固有振動数が低下するとともに，応答倍率が増大する傾向が見られた．
- 桁の架設により変化する構造物天端に対する躯体基部の振幅比（構造全体系に対する地中部の振動モードの

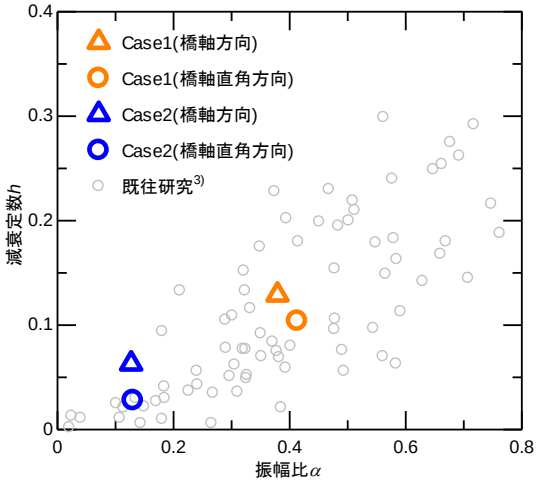


図-17　振幅比 α と減衰定数 h の関係（Case1，Case2 の結果を**図-2** に追記）

寄与率）と減衰定数の関係は，既往の研究結果と調和的な傾向を示すことが確認された．

以上より，同一地点の構造物計測によっても振幅比と減衰定数の関係には一定の傾向が見られることが確認された．これは耐震設計時の減衰定数設定の高度化に役立つ貴重な知見であると言える．

REFERENCES

1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V 耐震設計編），2012．[Japan Road Association: *specifications for highway bridges: Part IV Seismic Design*, 2012.]
2) 国土交通省鉄道局監修，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. [Railway Technical Research Institute: *Design Standards for Railway Structures and Commentary (Seismic Design)*, Maruzen publishing, 2012.]
3) 和田一範，坂井公俊，室野剛隆：実測に基づく鉄道高架橋の減衰定数の特性把握と低減衰箇所の簡易抽出法，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.74，No.1，pp.1-12，2018. [Wada, K. Sakai, K. and Murono, Y.: Characterization of constants of railway viaducts based on vibration measurements and extraction method of low damping viaducts, *Transaction of the Japan Society of Civil Engineers*, Vol.74, No.1, pp.1-12, 2018.]
4) 石川太郎，坂井公俊，和田一範，室野剛隆，小島謙一：構造物全体系の振動モードに占める地中部の振幅比を考慮した鉄道橋梁・高架橋の実用的な減衰設定法の提案，日本地震工学会論文集，第 20 巻，第 3 号（特集号），pp.35-50，2020. [Ishikawa, T. Sakai, K. Wada, K. Murono, Y. Kojima, K.: Proposal for evaluation method of damping ratio of railway viaducts based on the amplitude ratio of the underground part to entire structure, *Journal of JAEE*, Vol.20, No.3, pp.35-50, 2020.]
5) 日本建築学会：建築物の減衰と振動，丸善出版，2020. [Architectural Institute of Japan: *Damping and vibration in buildings*, Maruzen publishing, 2020.]

(Received March 31, 2023)
(Accepted June 9, 2023)

A STUDY ON CHANGES IN VIBRATION CHARACTERISTICS OF BRIDGES AT EACH STAGE OF GIRDER ERECTION BASED ON MICROTREMOR OBSERVATIONS

Takumi OZAKI, Kazunori WADA, Kimitoshi SAKAI,
Taro ISHIKAWA and Hikaru KITAMURA

Vibration characteristics such as the natural period and damping constant of bridges and viaducts are important for following the seismic behavior of structures. In particular, there are still many unclear points in the damping constants because the damping constant has not been sufficiently measured and the cause of the occurrence is complicated. In this study, microtremor observations were carried out at each girder erection stage for a railway bridge under construction to follow the changes in the natural period and damping constant of the bridge. As a result, it was confirmed that the natural period of the bridge got longer due to increasing the superstructure weight as the girder erection, and the damping constant got smaller by reducing the contribution of the underground vibration mode to the entire structural system. Furthermore, it was confirmed that the relationship between the contribution rate of the underground vibration mode and the damping constant was in harmony with the results of previous studies.