# 論文　鉄道橋りょう・高架橋群を対象とした下部工単体の固有振動数同定法の検証

和田　一範[1]・坂井　公俊[2]

[1]正会員　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 2-8-38）
E-mail: wada.kazunori.73@rtri.or.jp (Corresponding Author)

[2]正会員　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 2-8-38）
E-mail: sakai.kimitoshi.36@rtri.or.jp

鉄道橋りょう・高架橋群の固有振動数は，下部工の健全度判定の指標に活用されているが，これには隣接構造物の振動の影響が含まれる場合があり，着目している下部工の振動特性が必ずしも明瞭に評価できない可能性がある．それを踏まえ，著者らは微動観測等で評価される構造全体系の固有振動数および固有モードから下部工単体の固有振動数を同定する手法を理論的に導出している．本稿では，実構造物および実測を想定した 3 次元動的解析を実施することで，鉄道橋りょう・高架橋群への提案手法の適用性を検証した．その結果，約 1 割の誤差で下部工単体の固有振動数を同定できることがわかった．そのため，提案手法を用いて下部工の固有振動数を同定することで，地震後の構造物の健全度判定が高度化できる可能性がある．

***Key Words:*** *substructure, natural frequency, identification, railway bridges and viaducts*

## 1.　はじめに

鉄道橋りょう・高架橋は，上部工（桁）や支承を介して複数の下部工（ラーメン高架橋の場合は，スラブ～基礎部を下部工と表記）が連続した群を構成しているため，振動計測から得られる固有振動数などの振動特性は，隣接構造物の振動の影響を含んだ構造全体系としての値である．これは，道路橋を対象とした橋脚単体と構造全体系の実測比較[1)]や鉄道構造物群の連成に関する実測および解析的検討[2)]などの研究事例を見ても明らかである．

振動計測で得られる構造全体系の振動特性は，構造物の健全性判断に活用されてきた．特に鉄道分野では，橋りょう・高架橋において健全性を評価したい構造物に衝撃加振を行い，得られる波形から構造全体系の固有振動数を評価して，下部工単体の健全性を評価する衝撃振動試験[3), 4)]が長年に亘り活用されている．下部工の損傷や安定性の低下は，構造全体系の固有振動数の低下を招くため，本手法は有効な非破壊検査法の1つといえる．その一方で，隣接する構造物の違いによっては，構造物間の連成の影響が支配的となり，局所的な下部工の損傷が構造全体系の固有振動数の変化に与える影響が限定的となり，下部工単体の特性を明瞭に評価できない場合も考えられる．上記背景を踏まえ，著者らは上部工，支承を介して複数の上部工・下部工が連続した橋りょう・高架橋群をばねマスモデルで表現し（**図-1**），構造全体系の固有振動数や固有モードから下部工単体の剛性に直接関係する下部工単体の固有振動数を同定する手法を理論的に導出している[5)]．本手法が確立すれば，例えば地震や河川橋脚における洗掘等で下部工の健全性低下が疑われ

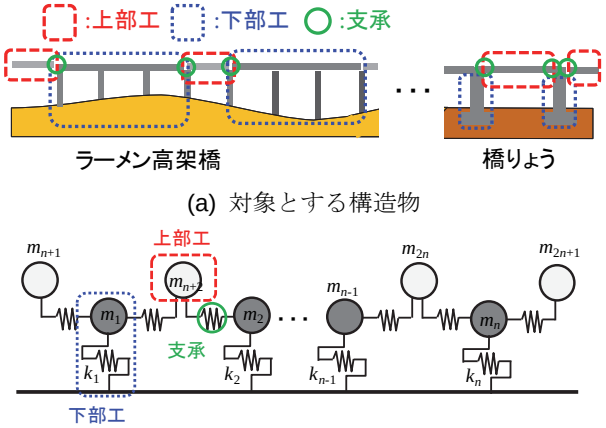



**図-1**　対象とする構造物およびモデルのイメージ

る場合に，下部工単体の固有振動数を新たな健全度判定の指標に用いることで，衝撃振動試験[3), 4)]の判定指標（全体系の1次固有振動数）よりも直接的かつ正確に下部工の健全度を判断できる可能性がある．

既往研究[5)]では**図-1(b)**に示すばねマスモデルを対象に提案手法の妥当性検証を行っているが，橋軸方向に多数の自由度を持つ実際の上部工やラーメン高架橋の挙動を想定した手法の検証は十分には行われていない．また，提案手法で必要な構造全体系の固有振動数や固有モードといったモーダルパラメータは，鉄道橋りょう・高架橋群の上部工，下部工の複数点にセンサを配置した地震観測や微動観測等を行い，得られた応答波形に対してFDD（Frequency Domain Decomposition）法[6)]等を適用することで算定できると考えられるが，そのような実測および実構造を想定した検討は行われていない．

そこで本稿では，実構造での提案手法の適用性を検証する前の基礎的検討として，実構造での実測を想定した条件下における提案手法の妥当性を解析的に検証する．具体的には，鉄道橋りょう・高架橋群の挙動を精緻に表現可能な3次元骨組モデルを構築し，そのモデルに微動を想定したホワイトノイズ入力の線形動的解析を実施した．そこで得られる応答波形にFDD法[6)]を適用してモーダルパラメータを評価したうえで，提案手法により下部工単体の固有振動数の同定を試みた．

## 2. 下部工単体の固有振動数同定法の概要

本章では，文献5)で提案した固有振動数同定法の概要を述べる．提案手法は下記前提条件のもと行っている．

・橋りょう・高架橋群は弾性挙動をする
・剛性の振動数依存性は考慮しない
・減衰はRayleigh減衰等の比例減衰型の特性とする

**図-1(b)**に示す下部工$n$基のばねマスモデルの減衰自由振動問題を考える．この問題の運動方程式は下記となる．

$$\boldsymbol{M}\ddot{\boldsymbol{X}}(t)+\boldsymbol{C}\dot{\boldsymbol{X}}(t)+\boldsymbol{K}\boldsymbol{X}(t)=\boldsymbol{0} \tag{1}$$

ここで，$\boldsymbol{M}$は質量行列，$\boldsymbol{C}$は減衰行列，$\boldsymbol{K}$は剛性行列を表し，$\boldsymbol{X}(t)$は各質点の変位ベクトルである．上式の解として調和振動解を仮定すると，$\boldsymbol{X}(t)$は下記の形で表せる．

$$\boldsymbol{X}(t)=\{r_1 \quad r_2 \quad \cdots \quad r_{2n+1}\}^T e^{\lambda t \pm j\emptyset}, \lambda=-\sigma \pm j\omega_D \tag{2}$$

ここで$j$は虚数単位である．また，$\lambda$は固有値であり，構造全体系の減衰固有円振動数$\omega_D$とモード減衰定数$\sigma$で表される．また，$r_1$～$r_{2n+1}$は各変位振幅，$\phi$は位相角である．式(1)に式(2)を代入して，整理すると下式が得られる．

$$\sum_{i=1}^{n}(\lambda C_i+\Omega_i^2)M_iR_i=-\lambda^2\sum_{i=1}^{2n+1}M_iR_i \tag{3}$$

ここで，$l$を着目する下部工の添え字として，

$$C_i=\frac{c_i}{m_i}, \Omega_i^2=\frac{k_i}{m_i}, M_i=\frac{m_i}{m_l}, R_i=\frac{r_i}{r_l} \tag{4}$$

と表現している．なお，$\Omega_i$は下部工$i$単体の固有円振動数に相当する．式(3)について式(2)で表される$\lambda$を代入すると複素数の方程式が得られるが，その方程式が成立するための条件である実部=虚部=0の条件を適用すると$j$次モードに関して次式が成り立つ．

$$\sum_{i=1}^{n}\Omega_i^2M_iR_{ji}=\omega_j^2\sum_{i=1}^{2n+1}M_iR_{ji} \tag{5}$$

なお，上式の整理においては$j$次の減衰固有円振動数$\omega_{Dj}$およびモード減衰定数$\sigma_j$に関して，非減衰固有円振動数$\omega_j$と減衰定数$h_j$を用いた次式の変換を適用している．

$$\sigma_j=h_j\omega_j,\ \omega_{Dj}=\omega_j\sqrt{1-h_j^2} \tag{6}$$

式(5)を見ると，未知数は$\Omega_i(i=1,2,\ldots,n)$の$n$個であり，質量比$M_i$は設計図書等から算定することができる．そのため，$n$組の非減衰固有円振動数$\omega_j$と固有モード$R_{ji}$を何らかの方法で評価できれば下部工$i$単体の固有円振動数$\Omega_i$を求めることができる．なお，通常想定される橋りょう・高架橋の減衰定数（数%）であれば，非減衰固有円振動数は減衰固有円振動数に置き換えても同定精度への影響が小さいことを別途確認している[5)]．

## 3. 鉄道橋りょう・高架橋群への提案手法の適用性の検証

本章では，実構造物での微動観測を想定した条件下における提案手法の妥当性を解析的に検証する．まず解析モデルおよび動的解析の概要について，実構造物および実測との対応関係を踏まえながら述べる．続いて，解析結果を実測データと捉え，FDD法[6)]を用いることで，提案手法を適用するために必要なモーダルパラメータを評価する．最後に，提案手法を用いて下部工単体の固有振動数を同定するとともに，正解値との比較を行う．

### (1) 解析モデルの概要

検証に用いる鉄道橋りょう・高架橋群の3次元骨組モデルを**図-2**に示す．直接基礎形式のラーメン高架橋3連（R1～R3）と橋脚1基（P1），調整桁3連（Ct1～Ct3）から構成される群を対象とした．今回の解析モデルでは便宜的にR1起点側およびP1終点側の上部工の影響は考慮していないが，集中質量として考慮することも可能である．柱，梁，橋脚，桁などは全て線形の梁要素でモデル化し，地盤抵抗および支承部の橋軸方向，橋軸直角方向の抵抗は線形のばね要素でモデル化した．ここで，地

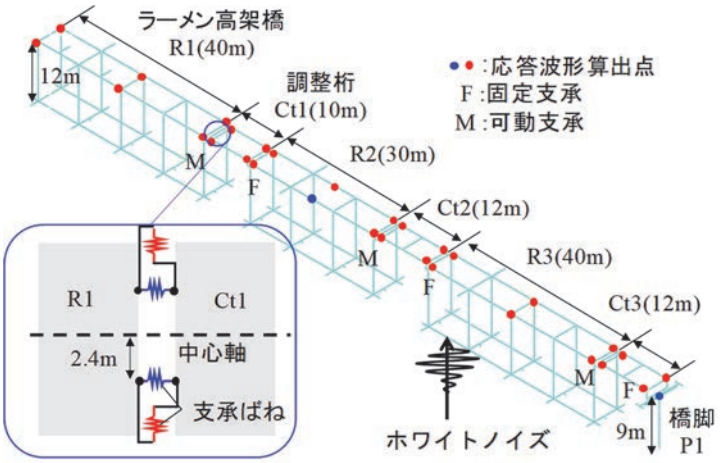



図-2　実測を想定した骨組モデルでの解析

表-1　構造物諸元一覧

| 部位 | 寸法，剛性 |
|---|---|
| ラーメン柱（L*C） | 0.9m×0.9m |
| 上層縦梁（幅*厚さ） | 0.8m×1.3m |
| 上層横梁（幅*厚さ） | 1.0m×1.4m |
| 地中縦梁（幅*厚さ） | 0.6m×1.4m |
| 地中横梁（幅*厚さ） | 3.0m×1.4m |
| 調整桁（幅*厚さ） | 1.4m×1.0m |
| 橋脚柱（L*C*H） | 1.9m×4.5m×7.0m |
| 橋脚梁（L*C*H） | 1.9m×9.2m×2.2m |
| 橋脚フーチング（L*C*H） | 6.5m×8.0m×1.9m |
| 固定支承剛性 | $1.0\times10^{8}$ kN/m |
| 可動支承剛性 | $6.1\times10^{3}$ kN/m |

表-2　各構造の重量一覧

| 構造物 | R1 | R2 | R3 | P1 | Ct1 | Ct2 | Ct3 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 重量(kN) | 9287 | 6875 | 9287 | 1382 | 1666 | 2002 | 2125 |

表-3　橋りょう・高架橋群の固有値解析結果の一覧

| 次数 | 固有振動数(Hz) | 刺激係数 | | | 有効質量比 | | | 備考 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 橋軸 | 橋軸直角 | 鉛直 | 橋軸 | 橋軸直角 | 鉛直 | |
| 1 | 1.71 | 0.00 | 1.39 | 0.00 | 0.00 | 0.48 | 0.00 | 橋軸直角１次 |
| 2 | 1.76 | 0.03 | -0.38 | 0.00 | 0.00 | 0.02 | 0.00 | |
| 3 | 1.79 | 0.01 | 0.87 | 0.00 | 0.00 | 0.16 | 0.00 | 橋軸直角２次 |
| 4 | 1.85 | 1.24 | 0.00 | 0.00 | 0.61 | 0.00 | 0.00 | 橋軸１次 |
| 5 | 1.99 | 0.28 | -0.01 | 0.00 | 0.05 | 0.00 | 0.00 | 橋軸２次 |
| 6 | 2.05 | -0.01 | 0.74 | 0.00 | 0.00 | 0.04 | 0.00 | 橋軸直角３次 |
| 7 | 2.14 | 0.35 | 0.01 | 0.00 | 0.04 | 0.00 | 0.00 | 橋軸３次 |
| 8 | 2.93 | 0.96 | 0.01 | 0.05 | 0.07 | 0.00 | 0.00 | 橋軸４次 |
| 9 | 4.66 | -0.01 | 1.19 | 0.01 | 0.00 | 0.07 | 0.00 | 橋軸直角４次 |
| 10 | 5.76 | 0.00 | 0.04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | |

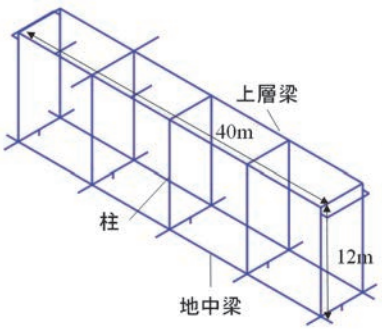
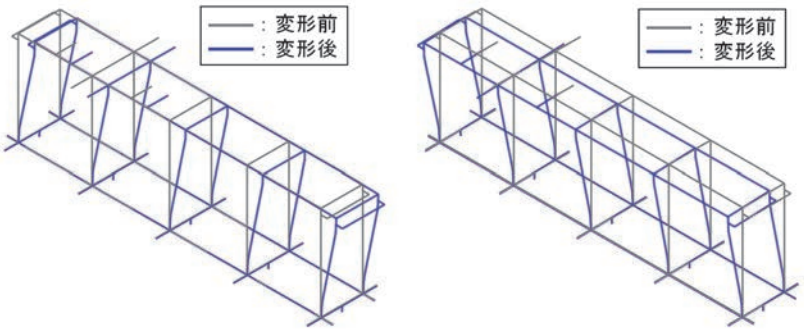



図-3　ラーメン高架橋 R1 の３次元骨組モデル




(a) 橋軸方向１次　　(b) 橋軸直角方向１次

図-4　ラーメン高架橋 R1（3次元骨組モデル）の固有モード

盤抵抗は「鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物）」[7]に基づき，せん断弾性波速度 400m/s の砂礫として算定した．また，可動支承の剛性は一般的なゴム支承のせん断剛性より設定し，固定支承の剛性は十分大きな値とした．なお，本モデルの各構造諸元については，**表-1**，**表-2** に示す通りである．また，固有値解析により得られる構造全体系の固有振動数，刺激係数，有効質量比を**表-3** に示す．表中には刺激係数から判断した橋軸方向，橋軸直角方向のモード次数も併せて表記している．このようなモデルについて，各下部工単体の固有振動数（式(4)の $\Omega_i$ を $2\pi$ で除したもの）の同定を試みる．

各下部工単体の固有振動数の正解値は，**図-2**のモデルの上部工および支承を除いた個々のモデルを構築し，固有値解析を実施することで算出した．一例としてラーメン高架橋R1の単体モデルを**図-3**に示すとともに，固有値解析の結果を**表-4**，橋軸方向および橋軸直角方向の1次

**表-4**　ラーメン高架橋 R1（3次元骨組モデル）の固有値解析結果の一覧

| 次数 | 固有振動数(Hz) | 刺激係数 | | | 有効質量比 | | | 備考 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 橋軸 | 橋軸直角 | 鉛直 | 橋軸 | 橋軸直角 | 鉛直 | |
| 1 | 1.91 | 0.00 | 1.05 | 0.00 | 0.00 | 0.73 | 0.00 | 橋軸直角 1 次 |
| 2 | 1.99 | 1.02 | 0.00 | 0.00 | 0.74 | 0.00 | 0.00 | 橋軸 1 次 |
| 3 | 2.24 | 0.04 | 0.06 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | |
| 4 | 14.16 | 0.00 | 0.02 | 0.01 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | |
| 5 | 15.00 | 0.01 | 0.00 | 1.77 | 0.00 | 0.00 | 0.59 | 鉛直 1 次 |

**表-5**　各下部工単体の固有振動数一覧

| 構造 | 高架橋 R1 | | 高架橋 R2 | | 高架橋 R3 | | 橋脚 P1 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 方向 | 橋軸直角 | 橋軸 | 橋軸直角 | 橋軸 | 橋軸直角 | 橋軸 | 橋軸直角 | 橋軸 |
| 固有振動数(Hz) | 1.91 | 1.99 | 2.22 | 2.29 | 1.89 | 1.96 | 6.46 | 4.82 |

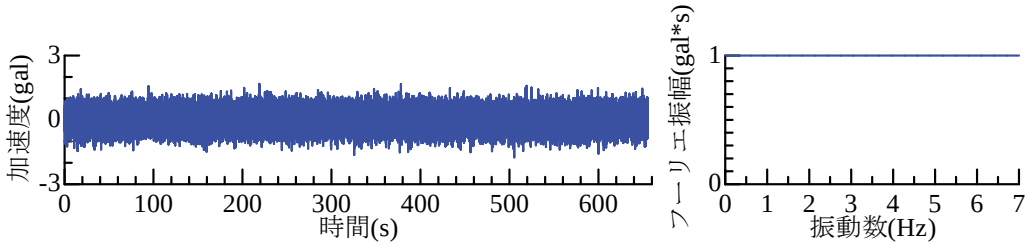



**図-5**　入力波（ホワイトノイズ）の特性（左：時刻歴波形，右：フーリエ振幅）

モードを**図-4**に示す．これらの図表より，当然ながら単体モデルでは橋軸方向，橋軸直角方向それぞれで刺激係数，有効質量比に有意な値を持つモードが1つだけ存在することがわかる．このモードに対応する固有振動数が提案手法で同定すべき下部工単体の固有振動数とみなすこととした．同様の手順で算定した各下部工単体の橋軸方向および橋軸直角方向の固有振動数を**表-5**に示す．

### (2)　動的解析の概要

微動を模擬するために，フーリエ振幅特性が一定のホワイトノイズ（**図-5**）を入力した動的解析を実施した．入力方向は，橋軸直角方向または橋軸方向の2方向とした．また，微動計の設置を想定する箇所（**図-2**の赤丸，青丸点）の応答加速度波形を評価に用いた．微動計は各下部工天端に設置して，同時観測を行う必要がある．特にラーメン高架橋や調整桁については，橋軸方向に応答が変化するため，起終点端部に微動計を設置する必要があると考え，評価点を設定した．

得られた応答加速度波形について，FDD法[6]を適用することで，構造全体系の固有振動数および固有モードといったモーダルパラメータを評価するとともに，それらを用いて式(5)より下部工単体の固有振動数を同定する．なお，本モデルは下部工が4基あるため，式(5)より必要なモーダルパラメータは4組である．これは**表-3**に示す橋軸方向，橋軸直角方向の1～4次モードに相当する．

動的解析で得られる結果の例を**図-6**に示す．これらの図は，橋軸直角方向にホワイトノイズを入力した場合の各ラーメン高架橋中間地点および橋脚天端（**図-2**の青丸点）の応答加速度波形および加速度のフーリエ振幅比（応答波形のフーリエ振幅/入力波のフーリエ振幅）である．図中では，**表-5**で示された下部工単体の固有振動数に対応した振動数帯を黒点線で示している．本図を見ると，特にR2やP1などは単体の固有振動数付近でフーリエ振幅比に明瞭な変化は見られない．このため，応答波形だけを分析しても下部工単体の固有振動数の評価は難しいことがわかる．このような問題に対して，提案手法を用いた検証を実施する．

### (3)　FDD法[6]を用いたモーダルパラメータの評価

FDD法[6]は評価対象の構造物に関する多点の応答波形から固有振動数および固有モードを評価する方法である．ここではその手順を簡単に説明する．

$n$箇所の応答波形の時刻歴データ$y_i(t)(i=1,2,\ldots n)$を取得し，それらを次式で示すベクトルで表示する．

$$\boldsymbol{y}(t) = \{y_1(t) \quad y_2(t) \quad \cdots \quad y_n(t)\}^T \tag{7}$$

上式をフーリエ変換し，以下のベクトルを各円振動数$\omega_i$について求める．

$$\boldsymbol{y}(j\omega_i) = \{y_1(j\omega_i) \quad y_2(j\omega_i) \quad \cdots \quad y_n(j\omega_i)\}^T \tag{8}$$

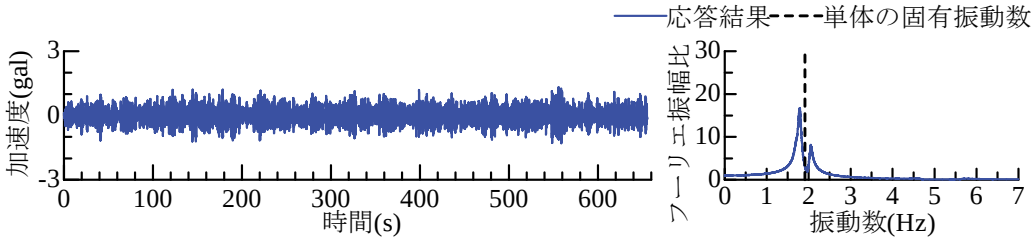
ここで$j$は虚数単位である．式(8)を基に，以下に示すパワースペクトル行列$\boldsymbol{G}(j\omega_i)$を作成する．

$$\boldsymbol{G}(j\omega_i) = \boldsymbol{y}(j\omega_i)\bar{\boldsymbol{y}}^T(j\omega_i) \tag{9}$$

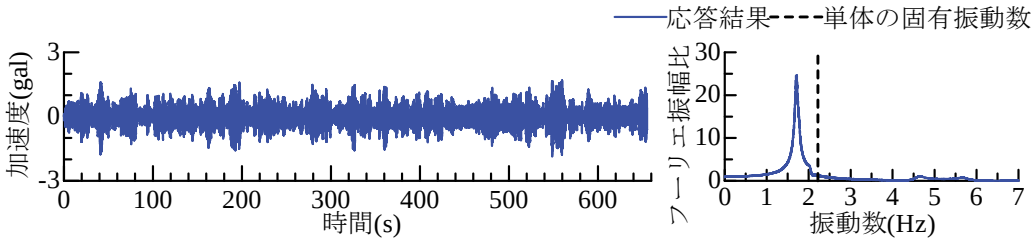
パワースペクトル行列を特異値分解し，次式を得る．

$$\boldsymbol{G}(j\omega_i) = \boldsymbol{U}_i\boldsymbol{\Sigma}_i\boldsymbol{V}_i^T \tag{10}$$

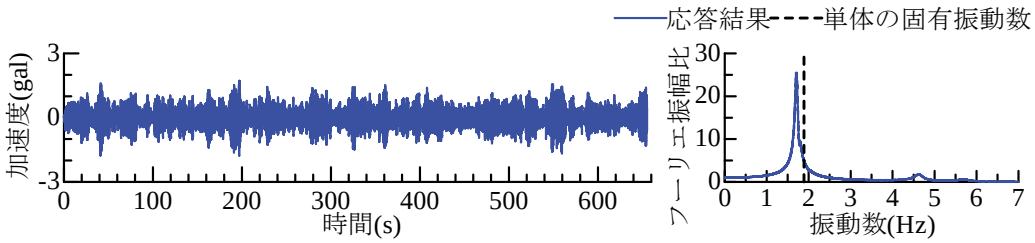
ここで，$\boldsymbol{\Sigma}_i$は対角行列となるが，その成分が最大となる



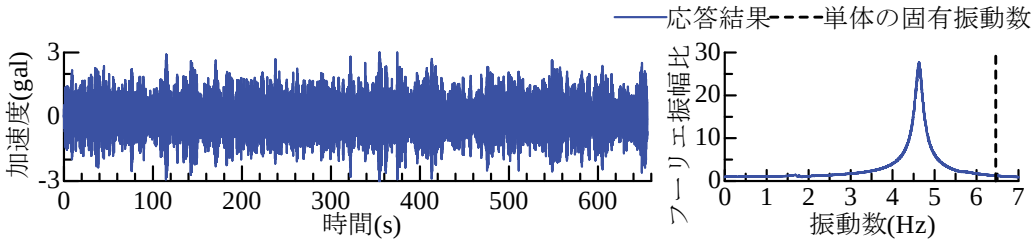

(a) ラーメン高架橋 R1（左：応答波形，右：フーリエ振幅比）




(b) ラーメン高架橋 R2（左：応答波形，右：フーリエ振幅比）




(c) ラーメン高架橋 R3（左：応答波形，右：フーリエ振幅比）




(d) 橋脚 P1（左：応答波形，右：フーリエ振幅比）

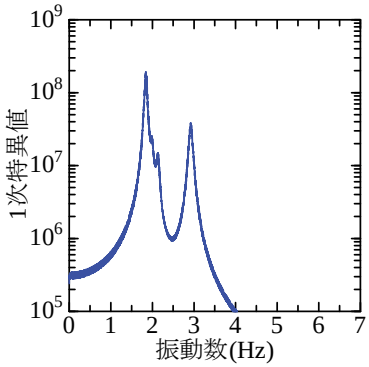
**図-6**　動的解析結果による構造物天端の応答波形・フーリエ振幅比

箇所を1次特異値と呼ぶ．この1次特異値を振動数ごとに整理したときに，卓越する振動数が固有振動数に対応する．また，卓越振動数における式(10)の左特異値行列$\boldsymbol{U}_i$の1次特異値に対応する列ベクトルが固有モードベクトルに対応する．

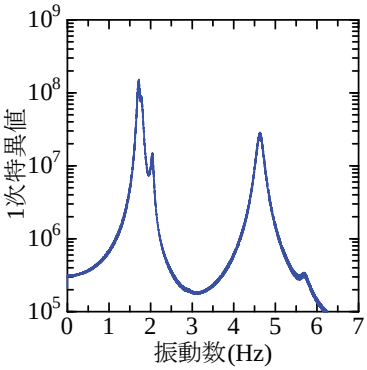
(2)で述べた動的解析で得られた応答加速度波形にFDD法を適用することにより算定された1次特異値の振動数分布を**図-7**に示す．本図より，各方向において，いくつかピークが確認できる．これらの卓越振動数と，**表-2**で示した構造全体系の橋軸方向，橋軸直角方向の1～4次モードの固有振動数とを比較した結果を**図-8**に示す．本図に示すようにFDD法[9]で算定された振動数が構造全体系の各主要モードの固有振動数と一致していることが確認できる．

また，各卓越振動数において評価された固有モードの例として，橋軸方向および橋軸直角方向の1，2次モードを**図-9**に示す．図中には固有値解析により得られた固有モード形状も併せて示している．本図より，基本的にはFDD法[9]で評価したモード形状は，固有値解析から得られるモード形状と良好に一致していることがわかる．ただし，橋軸直角方向2次モードの橋軸方向80mあたりなどは，両者に多少の乖離が見られる．この理由としては，橋りょう・高架橋群が可動支承部において鉛直軸回りに回転する複雑なモード形状をしているためと考えられる．

以上より，微動観測を想定した動的解析結果の処理から固有振動数と固有モードといったモーダルパラメータ




(a) 橋軸方向




(b) 橋軸直角方向

**図-7** 1次特異値分布

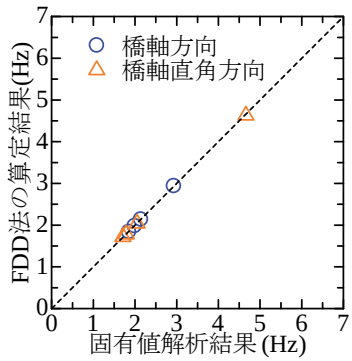
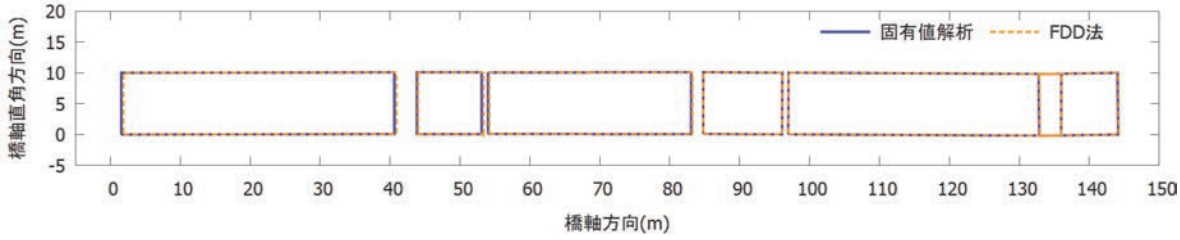
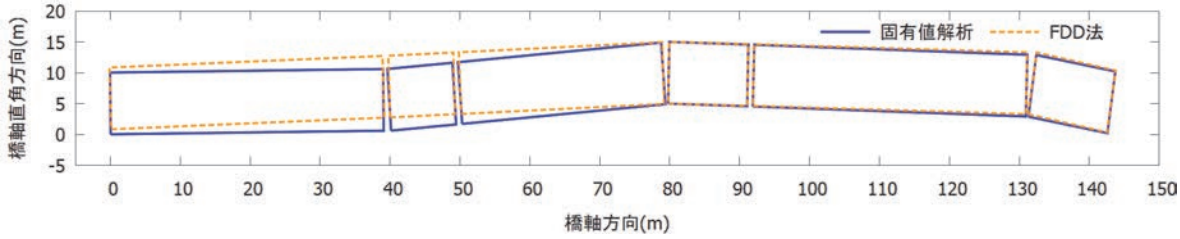


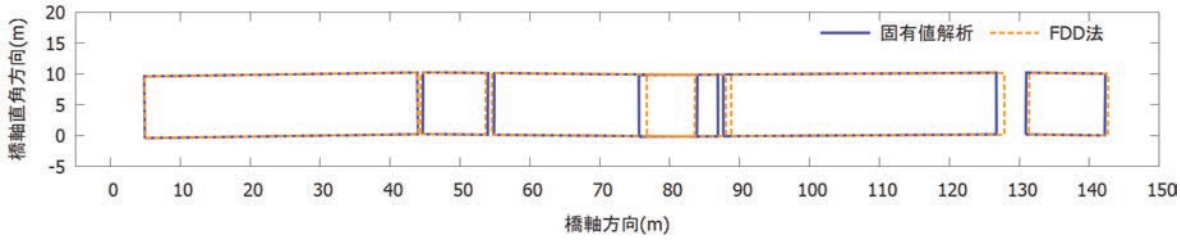

**図-8** 構造全体系の固有振動数評価結果



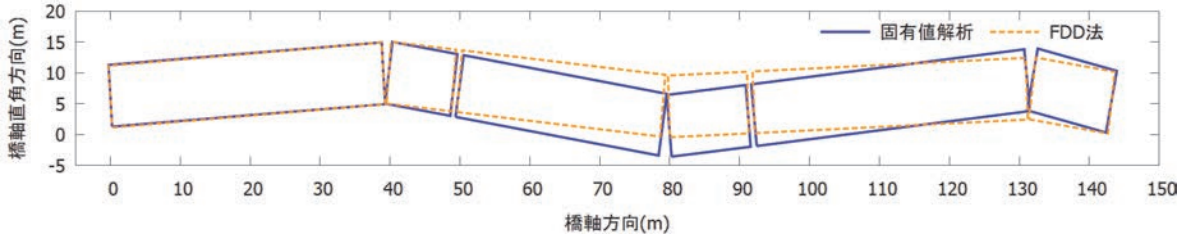

(a) 橋軸方向1次モード




(b) 橋軸直角方向1次モード




(c) 橋軸方向2次モード




(d) 橋軸直角方向2次モード

**図-9** 固有モードの評価結果

を概ね評価することができた.

### (4) 提案手法による下部工単体の固有振動数同定

FDD法[9]で推定された固有振動数および固有モードから提案手法の式(5)を用いて各下部工単体の固有振動数を同定した結果を**図-10**および**表-6**に示す．図中では，個々の下部工の固有値解析を実行した結果を正解値として比較している．本図表より，各下部工単体の橋軸方向および橋軸直角方向の固有振動数が10～15%程度の誤差で推定できていることがわかる．誤差の要因のひとつと

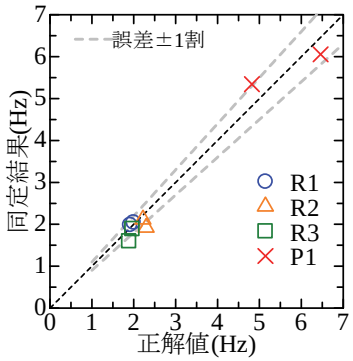



**図-10**　下部工単体の固有振動数同定結果

**表-6**　下部工単体の固有振動数同定結果の一覧

(a) 橋軸方向

| 構造 | 正解値 | 同定値 | 同定誤差 |
|---|---|---|---|
| R1 | 1.99Hz | 2.05Hz | 2.9% |
| R2 | 2.29Hz | 1.92Hz | 16.2% |
| R3 | 1.96 Hz | 1.89Hz | 3.7% |
| P1 | 4.82 Hz | 5.34Hz | 10.8% |

(b) 橋軸直角方向

| 構造 | 正解値 | 同定値 | 同定誤差 |
|---|---|---|---|
| R1 | 1.91Hz | 1.99Hz | 4.0% |
| R2 | 2.22Hz | 2.12Hz | 4.7% |
| R3 | 1.89Hz | 1.60Hz | 15.2% |
| P1 | 6.46Hz | 6.05Hz | 6.3% |

しては，**図-9** で述べた固有モードの推定誤差の影響や鉛直軸回りの回転挙動を**図-1** のモデルでは無視している影響と考えられる．

## 4.　提案手法を用いた鉄道橋りょう・高架橋の下部工の健全度評価の手順

3章の検討によって，実測および実橋を想定した条件下における提案手法の妥当性が確認できた．本章では，提案手法を用いた鉄道橋りょう・高架橋の下部工の健全度評価の手順や従来の方法との違いを述べる．

健全度評価は以下に述べるa)～c)の手順が考えられる．

a) 下部工単体の固有振動数の初期値$F_0$を把握する．新設構造については，建設中の桁が載っていない状態で常時微動観測や衝撃振動試験[3), 4)]などの振動計測を実施すれば最も正確な値が得られる．既設構造物については，3章で述べたように複数箇所で振動計測を実施し，構造全体系の固有振動数や固有モードを算定して，式(5)から同定する．

b) 地震や河川の増水等により基礎の健全度低下が疑われるとき，再度振動計測を実施し，式(5)から下部工単体の固有振動数$F$を同定する．

c) $F_0$に比べて$F$に顕著な低下が見られた場合，健全度低下と判定する．

上述したような固有振動数を用いた健全度評価としては，衝撃振動試験[3), 4)]が確立されている．ただし，衝撃振動試験[3), 4)]は，打撃方法の工夫などで下部工単体の振動を励起できる可能性もあるが，1章でも述べたように隣接構造の条件によっては明瞭な評価が困難な場合がある．また，30kg程度の重錘の運搬，設置，打撃などの作業手間がある．

一方で提案手法では，まずは3章で述べたように複数の構造物に対して微動観測を行う．微動計は可搬性に優れた小型な機器であるため，微動観測は衝撃振動試験に比べると作業性はよい．ここで，評価対象の構造物と自然地盤の微動観測で構造全体系の固有振動数を評価する試みは多数の実績がある[例えば 8)]．提案手法は，評価対象の構造物の他に隣接構造物も観測する必要があり，従来の微動観測[7)]よりも観測点数が増えるものの，隣接構造の影響を除いた下部工単体の特性を理論的に直接評価できるため，局所的な健全性低下にも適用できる可能性がある．ここで，微動観測において注意すべき事項について以下に示す．

- 微動観測は衝撃振動試験に比べると小さい振動レベルを対象としているため，高感度なセンサを使用する必要がある．
- 提案手法を適用する上では，線路方向のモード形状を把握する必要があるため，高架橋や桁上については起終点にセンサを設置する必要がある．
- 微動観測は増水時や強風時といった特定の状況下で実施される場合もあるが，本手法を適用するうえでは，ホワイトノイズ入力が仮定できる条件であれば30分程度の常時の微動観測でよい．

また，3章で述べたように提案手法は10～15%程度の誤差が生じる可能性がある．ただし，従来の健全度評価手法では，実測で得られる固有振動数が標準的な固有振動数より3割以上小さい場合を最も健全度が低下した状態として判定している[3)]．そのため，上記誤差の影響を含めても，提案手法が適用できる可能性は十分あると考えられる．さらに，維持管理を行ううえでは，固有振動数の経時変化を把握することも重要である．その観点においても，上記誤差に関わらず提案手法が適用できると考えられる．

## 5.　まとめ

本稿では，著者らが提案している構造全体系の固有振動数や固有モードのモーダルパラメータから下部工単体の固有振動数を同定する手法[5)]について，実測および実構造を想定した条件下において妥当性を解析的に検証し

た．具体的には，鉄道橋りょう・高架橋群の3次元骨組モデルに微動を想定したホワイトノイズを入力した線形動的解析を実施し，そこで得られる応答加速度波形にFDD法[6]を適用してモーダルパラメータを評価したうえで，提案手法により下部工単体の固有振動数の同定を試みた．得られた知見を下記に示す．

・3次元骨組モデルの動的解析結果にFDD法を適用して評価される固有振動数や固有モードのモーダルパラメータは，固有値解析で評価される正解値を概ね再現できる．

・評価されたモーダルパラメータを基に，提案手法で下部工単体の固有振動数を同定した結果，正解値に対して10～15%程度の誤差で同定できる．

今後は，実測データを分析することで，提案手法の適用性をさらに検証していく予定である．このとき，地盤や支承の条件などによっても，本手法の適用性が異なる可能性があるため，その適用範囲を把握することも重要と考えている．本手法が確立すれば，衝撃振動試験[3), 4)]よりも簡便な手法で，より直接的かつ正確に下部工の健全度を判断できる可能性がある．

**REFERENCES**


1) 中島章典，中野喜代美，中村晋：常時微動に基づく独立橋脚および橋梁完成系の振動特性の把握，構造工学論文集 Vol.56A，pp.305-314，2010． [Nakajima, A, Nakano, K and Nakamura, S. : Vibrational property of independent piers and completed bridge by using microtremor measurement, *Journal of Structural Engineering*, Vol.56A, pp.305-314, 2010.]

2) 徳永宗正，曽我部正道，谷村幸裕，小野潔：常時微動測定に基づく鉄道高架橋の等価固有周期の推定手法，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.71，No.1，pp.72-86，2015．[Tokunaga, M, Sogabe, M, Tanimura, H and Ono, K. : Method for Evaluating Equivalent Natural Period with Microtremor Measurement, *Proceedings of JSCE* A1, Vol.71, No.1, pp.72-86, 2015.]

3) 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，pp.41-49，1989．[Nishimura, A and Tanamura, S. : A study on integrity assessment of railway bridge foundation, *RTRI Report*, Vol.3, No.8, pp.41-49, 1989.]

4) 西村昭彦：ラーメン高架橋の健全度評価法の研究，鉄道総研報告，Vol.4，No.9，pp.14-21，1990．[Nishimura, A : A study on integrity assessment of railway rigid frame bridge, *RTRI Report*, Vol.4, No.9, pp.14-21, 1990.]

5) 和田一範，坂井公俊：橋梁・高架橋群における下部工単体の固有振動数同定法の提案，土木学会論文集A2（応用力学），Vol.77，No.2，I_25-I_34，2021．[Wada, K and Sakai, K. : Natural frequency identification method for a substructure in bridges and viaducts, *Proceedings of JSCE* A2, Vol.77, No.2, I_25-I_34, 2021.]

6) Brincker, R., Zhang, L. and Anderson, P. : Modal Identification from Ambient Response Using Frequency Domain Decomposition, *Proceedings of 18th International Modal Analysis Conference*, San Antonio, Texas, pp.625-630, 2000.

7) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物），丸善出版，2012．[Railway Technical Research Institute: Design Standards for Railway Structures and Commentary (Foundation Structure), Maruzen, 2012.]

8) 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 damping constants of railway viaducts based on vibraton measurements and extraction method of low damping viaducts, *Proceedings of JSCE* A1, Vol.74, No.1, 1-12, 2018.]


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

# VERIFICATION OF NATURAL FREQUENCY IDENTIFICATION METHOD FOR A SUBSTRUCTURE IN RAILWAY BRIDGES AND VIADUCTS

Kazunori WADA and Kimitoshi SAKAI

The natural frequency of railway bridges and viaduct groups is used as an index for integrity assessment of substructures, but this may include the effects of vibrations of adjacent structures, and there is a possibility that the vibration characteristics cannot always be evaluated clearly. Based on this, the authors theoretically derived a method to identify the natural frequency of the substructure from the natural frequency and natural mode of the entire structure evaluated by microtremor observation. In this paper, we verified the applicability of the proposed method to railway bridges and viaducts by conducting 3D dynamic analysis assuming actual structures and actual measurements. As a result, it was found that the natural frequency of the substructure can be identified with an error of about 10%. Therefore, by identifying the natural frequency of the substructure using the proposed method, it is possible to improve the integrity assessment of structures after an earthquake.