

常時微動による鉄道構造物の等価固有周期推定手法

徳永 宗正* 曾我部 正道* 上半 文昭*
 谷村 幸裕** 室野 剛隆*** 小野 潔#

A Estimation Method for Equivalent Natural Period with Microtremor Measurement

Munemasa TOKUNAGA Masamichi SOGABE Fumiaki UEHAN
 Hiroyuki TANIMURA Yoshitaka MURONO Kiyoshi ONO

The object of this paper is to propose an estimation method for the equivalent natural period with microtremor measurements on the basis of the correlation between the natural frequency and the yield frequency. A method, which combines Eigensystem Realization Algorithm and some empirical hypotheses of vibration modes, was proposed for identifying the first natural vibration modes of structures. A ratio of the yield frequency to the natural frequency was mostly fixed and the average value of the ratio depends on the type of structure. We proposed a simple procedure for estimating the yield frequency with microtremor measurements.

キーワード：常時微動，等価固有周期，弾性固有周期，モード同定，ERA，非線形解析

1. はじめに

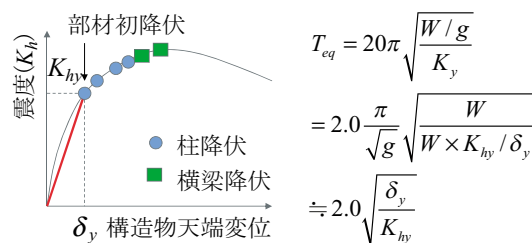
等価固有周期等の構造物の振動特性は、構造物が保有する耐震性能や地震時の列車走行性を左右する重要な影響因子である¹⁾。図1に等価固有周期の定義を示す。鉄道分野においては1970年代以前に建設された鉄道構造物が非常に多く、それらの鉄道構造物は許容応力度法をもとにしており、応答塑性率等実際の程度の耐震性能を有しているのかは不明な場合が多い。このような問題に対し、鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）¹⁾（以下、「耐震標準'99」という。）に従って解析モデルを構築し、非線形解析から等価固有周期を算出することは可能であるが、国内に存在する膨大な数の古い鉄道構造物全てを対象とするのは難しい。また、一部構造物には配筋図や材料定数等の構造諸元に関する情報が残されていないものもあり、解析自体が困難なものもある。従って、簡易な振動測定から等価固有周期を推定する手法が開発されれば、効率的な耐震診断が可能となる。

鉄道構造物においては固有振動数を測定し、標準値を比較することで健全度判定を行う手法が確立されており、測定技術や評価指標等が整理されているが、鉄道高架橋の振動振幅レベルの小ささから重錘を用いた衝撃試験を行う必要があり、固有振動モード同定も技術者の経験に頼る部分が残されている²⁾。近年では、供用状態の

常時微動測定から構造物の固有振動モードを高精度に同定する研究が精力的に行われているが、それらの研究は吊り橋³⁾、トラス橋⁴⁾、ランガー橋等、風荷重等の影響で常時微動下でも振幅レベルが比較的大きい構造物を対象にしたものが多い。

本研究では、壁式橋脚、新設、既設のRCラーメン高架橋を対象に、常時微動測定から等価固有周期を推定する手法を提案することを目的とし、以下の検討を行った。

- (1) 振動レベルが非常に小さい鉄道構造物の1次固有振動モードを、常時微動測定から効率的に同定する手法について検討する。
- (2) 常時微動測定から同定される完全弾性時に対応する



| | |
|------------|--|
| T_{eq} | : 等価固有周期 |
| W | : 等価重量 (kN) |
| g | : 重力定数 |
| K_y | : 部材初降伏点までの割線剛性 ($=W \cdot K_{hy} / \delta_y$) (kN/m) |
| δ_y | : 構造物全体の降伏変位 (m) |
| K_{hy} | : 降伏震度 (部材初降伏) |

図1 等価固有周期の定義¹⁾

* 鉄道力学研究部 構造力学研究室
 ** 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室
 *** 構造物技術研究部 耐震構造研究室
 # 大阪大学大学院工学研究科

特集：鉄道力学

橋軸直角方向の全体系1次固有振動数（以下、単に「弾性固有振動数」という。）と、初降伏時に対応する等価固有周期の逆数（以下、「降伏振動数」という。）の関係とその影響因子を明かにする。

2. 検討手法

2.1 対象構造物

図2に本研究で対象とした構造形式の模式図を示す。対象とした構造物は鉄道RC高架橋であり、中でも、壁式橋脚、調整桁式ラーメン高架橋、張出式ラーメン高架橋に分類できる。

表1、表2に線区1-A～線区1-Fの壁式橋脚、調整桁式ラーメン高架橋の対象概要をそれぞれ示す。対象線区の構造物は耐震標準'99に準拠して設計されている。また、調整桁式ラーメン高架橋の基礎形式は全て1柱1杭形式であり、壁式橋脚は径が1200mm程度の杭形式である。

表3に線区2-A～線区2-Eの張出式ラーメン高架橋の対象概要を示す。対象線区の張出式ラーメン高架橋は供用40年程度経過した古い構造物であり、許容応力度法により設計されている。また、鋼板巻による耐震補強が施されているという特徴を有している。張出式ラーメン高架橋の基礎形式は連結、独立の群杭形式が中心であり、杭長は4m～14mである。

2.2 測定手法

図2に対象構造物に設置した4個の3ch速度計の設置個所を示す。速度計A、Bはそれぞれ構造物上の起点側、終点側の端部に、速度計Cは構造物中心の地表面上に、速度計Dは構造物の振動の影響を受けないように、極力構造物から離して地表面上に設置した。

図3に計測状況、表4に計測に用いた計測機器一覧を示す。構造物および地表面の常時微動を3回測定し、4個の3ch速度計で合計12chの時刻歴波形を、サンプリング周波数200Hzで60秒間測定した。計測は、風や通行車両等の外乱による影響が比較的小さい時刻に行い、解析で用いた時刻歴波形も、外乱の影響が少なく、振動レベルが小さい時刻のものを用いた。これは、走行列車、周辺道路の車両通過、風荷重等の外乱が常に期待できるものではなく、また常時微動下でどのような作用が働いた時に構造物の振動モードが同定しやすいのか、定性的または定量的に明らかになっていないためである。

2.3 解析手法

図4に対象とした構造物の代表的な解析モデルの概念図を示す。解析は設計図書に基づき耐震標準'99に準拠して行った。基礎の支持力係数 α_f は1.00、材料修正係数 ρ_m は1.20とした。線区2-A～線区2-Eの張出式ラーメン

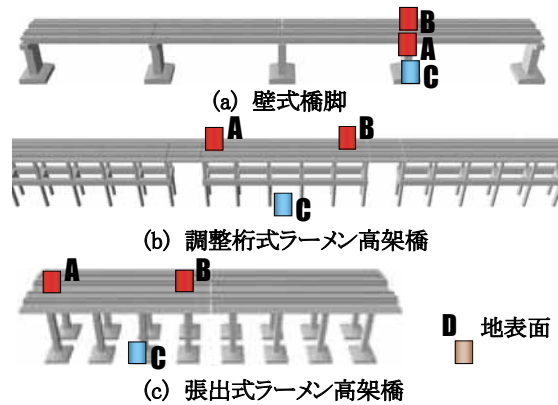


図2 対象とした構造形式模式図と速度計設置例

表1 壁式橋脚の対象概要

| 線区名 | 測定数 | 地盤種別 | 構造物高さ (m) | 層数 |
|-----|-----|-------|-----------|----|
| 1-A | 10 | G3-G5 | 6.0-7.4 | - |
| 1-C | 5 | G4-G5 | - | - |
| 1-D | 7 | G3 | 6.7-8.0 | - |
| 1-E | 3 | G3 | - | - |
| 1-F | 5 | G3 | 9.9-9.7 | - |

表2 調整桁式ラーメン高架橋の対象概要

| 線区名 | 測定数 | 地盤種別 | 構造物高さ (m) | 層数 |
|-----|-----|------|-----------|--------|
| 1-A | 17 | G2 | 7.1-9.0 | 1 |
| 1-B | 4 | G2 | 16.5 | 1 or 2 |
| 1-C | 7 | G2 | 14.0 | 1 |
| 1-D | 4 | G3 | 8.0 | 1 |
| 1-E | 7 | G3 | 7.0-9.5 | 1 |
| 1-F | 3 | G4 | 8.4-8.8 | 1 |

表3 張出式ラーメン高架橋の対象概要

| 線区名 | 測定数 | 地盤種別 | 構造物高さ (m) | 層数 |
|-----|-----|-------|-----------|--------|
| 2-A | 9 | G2-G3 | 9.0-11.5 | 1 or 2 |
| 2-B | 8 | G2-G3 | 12.5-19.0 | 2 |
| 2-C | 14 | G1-G5 | 7.0-15.5 | 1 or 2 |
| 2-D | 16 | G3-G4 | 7.0-9.5 | 1 |
| 2-E | 16 | G2-G3 | 6.5-8.0 | 1 |

表4 計測機器一覧

| 計測器 | メーカー | 型番 | 仕様 |
|--------|--------|----------|--------------------------------|
| 測定システム | 物探サービス | GEODAS | |
| | サービス | -15-USB | |
| 速度計 | 物探サービス | CR4.5-2S | 感度：1V/cm/sec 測定周波数：0.5～18Hz |



図3 計測状況

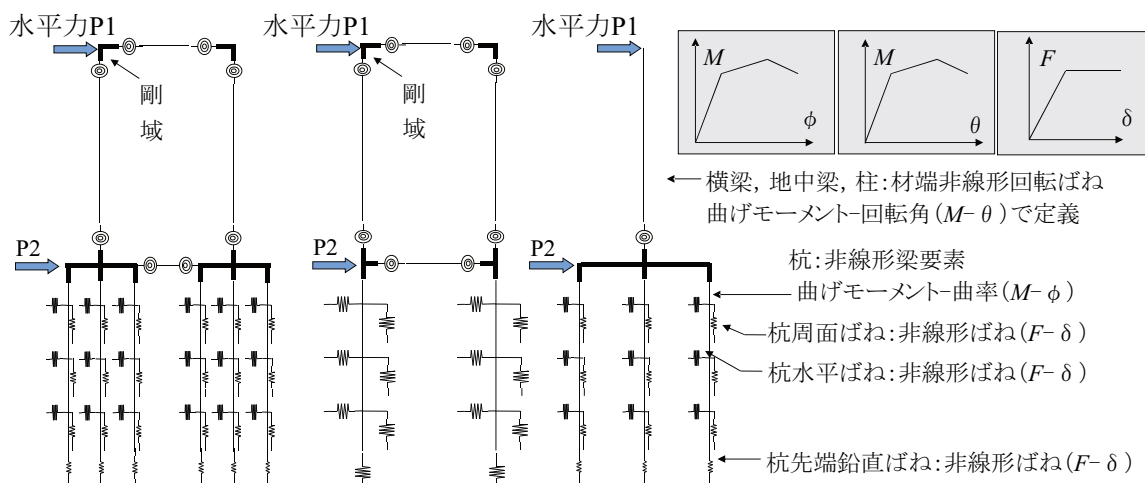


図4 解析モデル概念図

高架橋は、鋼板巻立て工法により補強されているため、部材の曲げ性能算定時において、充填モルタル分を柱断面に加味した（鋼板は軸方向には寄与しないため曲げ性能の評価では無視）。このモデルに対して変位制御によるプッシュオーバー解析を行った。なお、測定条件と等しくなるよう列車荷重、雪荷重は考慮せず解析を行った。

耐震標準'99で規定されている設計地盤反力係数は、ひずみレベル 10^{-3} 程度を目安に定められたものであるが、衝撃試験や本研究で対象としている常時微動時のひずみレベルは 10^{-6} 程度と考えられている⁵⁾。微小ひずみレベルにおける地盤ばね定数は理論式により求めることができるが、この値は耐震標準'99による値の概ね4～10倍となる。このことから、耐震標準'99に準拠したモデル化を行った場合、特に微小ひずみレベル時には、地盤反力係数は過少となっており解析結果と測定結果との差が大きくなることが予想される。従って、実際の条件に近くなるよう設計地盤反力係数の倍率を1倍、4倍、10倍とパラメトリックに変化させたプッシュオーバー解析を行った。

3. 1次固有振動モードの同定

3.1 同定手法

図5に本研究で用いた常時微動に基づく構造物の1次固有振動モードの同定手法のフローを示す。

図5(a)は多点同期計測データから得られる速度の時刻歴波形であり、時刻歴波形からの固有振動モード同定法として、本研究では高精度の振動特性同定法とされているERA (Eigensystem Realization Algorithm) を用いた。ERAは線形時不変形における最小実現の考え方に基づいた特性行列の推定手法であり、特異値分解による主成分分析、およびその結果として得られる状態マトリクスの固有値解析から振動モードを抽出する方法である³⁾。

図5(b)、図5(c)に示すように、ERAにおいては、振動計測によって得られたインパルス応答を時間ステッ

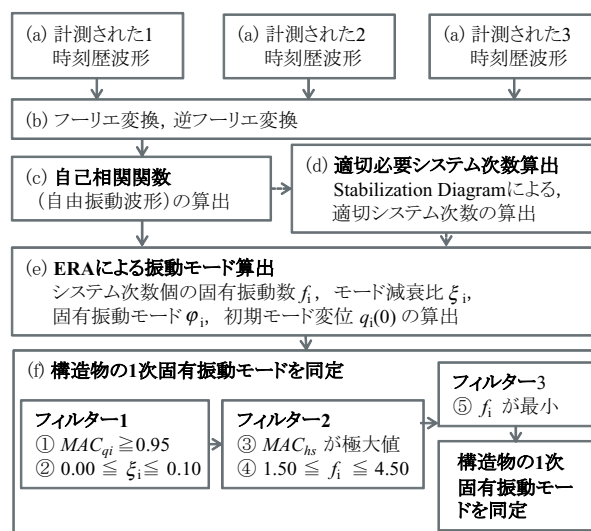


図5 同定手法フロー図

プごとに並べたハンケルマトリクスが必要となる。ハンケルマトリクスの作成に用いる自由振動波形としては、常時微動測定から得られる各チャンネルの自己相関関数をFFT、逆FFTを利用して求め³⁾、自由振動波形と仮定してERAの入力波形とした。

ERAにより抽出される振動モードには、固有振動数 f_i 、モード減衰比 ξ_i 、振動モード形 ϕ_i 、初期モード変位 $q_i(0)$ が含まれ、システム次数 n 個の振動モードが算出される。 i は1以上 n 以下である。ERAによって同定されたモードには、計測上のノイズやシステム次数によって偶発的に作られた偽のモードが含まれる。本研究では、図5(d)に示すように、安定した固有振動モードが得られるシステム次数を明らかにするため、各構造形式の数橋を対象にStabilization Diagram⁴⁾を用いた。

図6にERAによって算出された振動モードとシステム次数の関係図 (Stabilization Diagram) を示す。青円印は同定した ξ_i が0.00以上0.10以下の振動モードである。図には、構造物天端の自己相関関数フーリエスペクトル、式

特集：鉄道力学

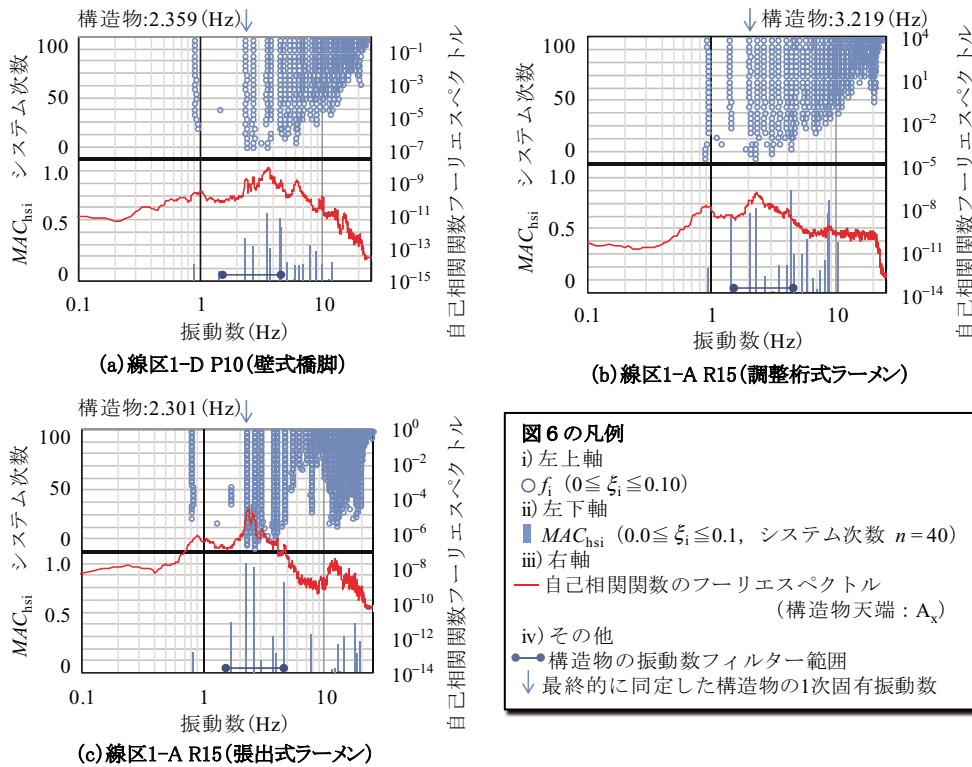


図6 Stabilization Diagram と同定手法の適用

(1)により算出される MAC_{hsi} (システム次数 $n=40$), フィルター2の f_i の振動数フィルターの範囲も併せて示す。

$$MAC_{hsi} = \frac{|\varphi_i \cdot \varphi_{hs}|^2}{|\varphi_i|^2 |\varphi_{hs}|^2} \quad (1)$$

$$\varphi_{hs} = (1, 0, 0, 1, 0, 0, 0.2, 0, 0, 0, 0) \quad (2)$$

ここで, φ_i はERAにより得られる固有振動モード形, φ_{hs} は構造物の1次固有振動モードの仮定モード形である。

システム次数は最大で100までとしERAによる同定を行ったが, 本研究で対象とする1~5Hz程度の振動モードは比較的システム次数が低い段階から安定して同定されており, この傾向は山口らの傾向と同じである⁴⁾。また, システム次数40~50以上の領域で同定される振動モードは, 高周波領域に増加がみられるものの, 低周波領域には増加が見られず, 多くはフィルター1(図5(f))により除去される傾向にある。以上から, 本研究ではシステム次数は40と設定した。

図5(f)に示すように, ERAによって抽出される振動モードから, 構造物の1次固有振動モードを同定するにあたり, 3つのフィルターを用いた。フィルター1は, ①式(3)により算出される MAC_{qi} が0.95以上, ② ξ_i が0.00以上0.10以下の2つの条件から構成され, システムにより偶発的に作られた偽のモード, 規則的な入力によるモード, 計測ノイズによるモード等を排除し, 構造物の固有振動モードのみを抽出する目的で設定した。 MAC_{qi} は可制御系に関するMAC検定で用いられ, 抽出した振

動モードの精度を評価する指標である³⁾。

$$MAC_{qi} = \frac{|\varphi_i \cdot q_i(0)|^2}{|\varphi_i|^2 |q_i(0)|^2} \quad (3)$$

ここで, $q_i(0)$ はERAにより得られる初期モード変位である。

フィルター2は, ③振動数が隣接する振動モードより式(1)により算出される MAC_{hsi} が大きい, ④ f_i が1.50以上4.50以下, の2つの条件で構成される。フィルター3は, フィルター1, 2を通過した振動モードのうち, ⑤ f_i が最小の振動モード, の条件により構成される。フィルター2, 3はフィルター1を通過した構造物の固有振動モードから橋軸直角方向の全体系1次固有振動モードを同定する目的で設定した。以上の, 3つのフィルターを満足する振動モードを構造物の1次固有振動モードと同定した。

3.2 同定結果

3.1の1次固有振動モード同定手法を用いることで, 1次固有振動モード候補を概ね絞ることができた。一部, 隣接構造物の振動モードが同定された対象があるが, 隣接構造物と並べて評価することでその影響を除外した。同定した固有振動数は構造物天端のスペクトルのピークと概ね対応しているが, 図6(a)のようにスペクトルの最大のピークと対応しないものがある。これは, 隣接構造物モード, ねじりモード, 2次振動モード等の影響と考えられる。

図7に同定した構造物の1次固有振動モードの固有振

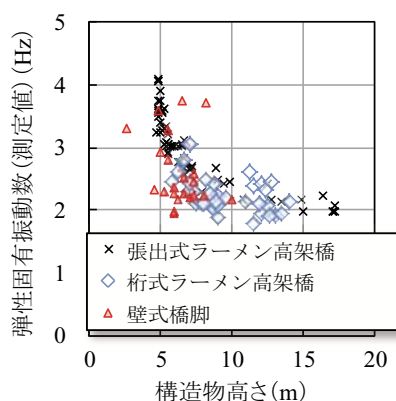


図7 弾性固有振動数(測定値)と構造物高さの関係

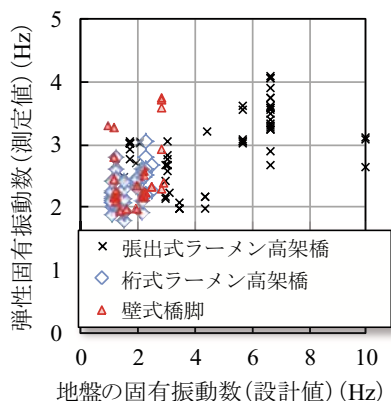


図8 弾性固有振動数(測定値)と地盤の固有振動数(設計値)の関係

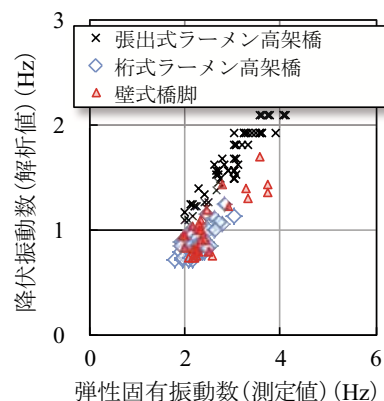


図9 降伏振動数(解析値)と弾性固有振動数(測定値)の関係

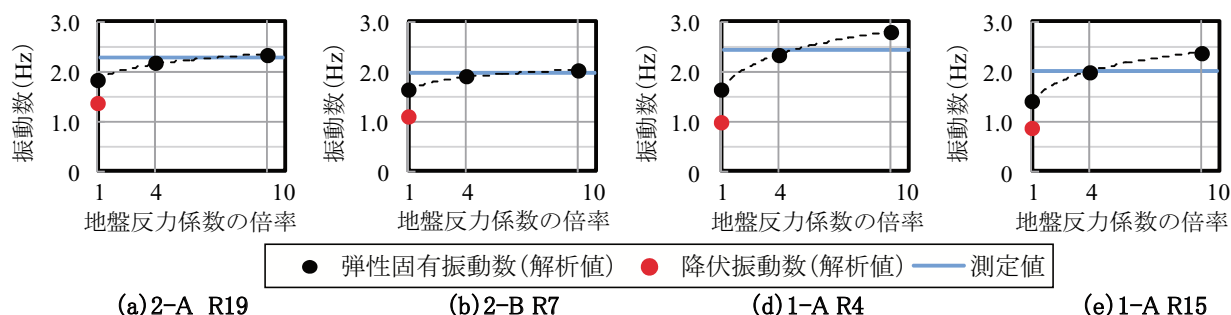


図10 構造物の弾性固有振動数と地盤反力係数の倍率の関係

動数である弾性固有振動数と構造物高さ関係を示す。図から、構造物の弾性固有振動数は1.5Hz～5.0Hz程度の範囲にあり、高さが大きいほど、弾性固有振動数が小さくなり、明確な相関関係が確認できる。

図8に構造物の弾性固有振動数(測定値)と地盤の固有振動数(設計値)の関係を示す。図から、地盤の固有振動数が大きくなるほど、構造物の弾性固有振動数も大きくなる傾向が若干ではあるが確認できる。

4. 等価固有周期の推定法

4.1 降伏振動数と弾性固有振動数の関係

図9に、全対象構造物の降伏振動数(解析値)と弾性固有振動数(測定値)の関係を示す。図から、弾性固有振動数と降伏振動数は明確な比例関係にあり、降伏振動数/弾性固有振動数の比は、壁式橋脚は0.39程度、調整桁式ラーメン高架橋で0.38程度、張出式ラーメン高架橋で0.55程度であり、構造形式毎にほぼ一定の値を示すことが確認できる。

このように構造形式毎に比が異なるのは、構造形式や適用設計標準が異なることで、構造物において先行して降伏する部材の箇所が異なり、初降伏時の天端の変位が変化するためである。具体的には、張出式ラーメン高架橋は群杭を有することから、基礎水平変位成分やロッキング回転変位成分が少なく、上部工の変位のみが天端の変

位となり、降伏時変位が小さくなる。一方、調整桁式ラーメン高架橋は1柱1杭式であり地盤条件に応じて、上部工、基礎、地盤それぞれが降伏し、天端の変位は大きくなる。壁式橋脚は上部工剛性が大きい構造形式であることから、上部工が降伏することはほとんどないが、基礎と地盤に変形が集中し、降伏時天端変位は大きくなる傾向にある。

4.2 地盤反力係数が及ぼす影響

一部の構造物を対象に、数値解析から構造物全体系の初期剛性をもとに弾性固有振動数を算出し、常時微動から同定された弾性固有振動数と比較した。測定で得られる構造物の弾性固有振動数は、ひずみレベルに依存して変化する地盤反力係数以外にも、構造物が建設されたポイントの地盤の層構造や、各土質定数、コンクリートのヤング率等のばらつきの影響も受ける。それらの因子の影響度を定量的に把握すれば、より詳細な解析により実測値と比較することができるが、特に大きな影響を受けると予想される地盤反力係数のみ、2.3で示したように実際の条件に近くなるよう倍率を1倍、4倍、10倍とパラメトリックに変化させ、解析を行った。

図10に数値解析から得られる弾性固有振動数と地盤反力係数の倍率の関係を示す。図から地盤反力係数の倍率が1倍の時は測定値が解析値を大きく上回っているが、地盤反力係数の倍率が大きくなるに従って測定値と解析値に近づき、倍率が4倍～10倍程度で一致することが分

特集：鉄道力学

かり。この傾向は既往の研究²⁾と同様である。このことから、構造物の弾性固有振動数は地盤条件に大きく依存することが分かり、また、3.1の手法により妥当な弾性固有振動数を同定できると考えられる。

5. 提案手法による耐震診断例

以下の等価固有周期の推定法を提案する。1) 2.2で示した測定手法により、構造物および地表面の常時微動を測定する。2) 3.1で示した同定手法により、構造物の弾性固有振動数(測定値) $f_{s,m}$ を同定する。3) 式(4)の換算式により、降伏振動数 $f_{eq,e}$ を推定する。4) $f_{eq,e}$ の逆数である等価固有周期(推定値) $T_{eq,e}$ を算出する。

$$f_{eq,e} = \begin{cases} \cdot \text{壁式橋脚} \\ \quad 0.39 \times f_{s,m} \quad (\text{変動係数} \approx 14\%) \\ \cdot \text{調整桁式ラーメン高架橋} \\ \quad 0.38 \times f_{s,m} \quad (\text{変動係数} \approx 10\%) \\ \cdot \text{張出式ラーメン高架橋} \\ \quad 0.55 \times f_{s,m} \quad (\text{変動係数} \approx 6\%) \end{cases} \quad (4)$$

図11に線区2-A~線区2-Eに対して、上記提案手法を適用した例を示す。図から、構造物高さが大きいほど、地盤条件が悪くなるほど降伏振動数、弾性固有振動数共に小さくなることが確認できる。また、降伏振動数の提案手法による推定値と解析値はよく一致しており、線区単位に連続して常時微動測定を行うことで、耐震性や列車走行に大きく起因する等価固有周期の急激な変化点も容易に推定できることが確認できる。

図12に同線区に対して、本手法を用いてL2spe.1(G3), L2spe.2(G3)¹⁾に対する最大応答変位を推定した例を示す。推定例では完全弾塑性の骨格曲線を持つ剛性劣化(Clough)型1自由度系システムを用いた。骨格曲線の降伏点として、提案手法では $0.9 \times$ 最大震度の平均的な一定値である 0.6 および等価固有周期(推定値)を用い、詳細解析では $0.9 \times$ 最大震度(解析値)および等価固有周期(解析値)を用いた。図から、降伏震度を一定としても提案手法により十分な精度で地震時応答変位を推定できることが確認できる。

6. まとめ

本研究は、鉄道高架橋を対象に、常時微動測定から等価固有周期を推定する手法を提案することを目的とし、以下の結論が得られた。

- (1) 仮定した1次固有振動モード(固有振動数, モード減衰比, 振動モード形状とのMAC)によるフィルター等を用いることにより, ERA から算出される振動モードから構造物の1次固有振動モードを機械的に同定する手法を開発した。

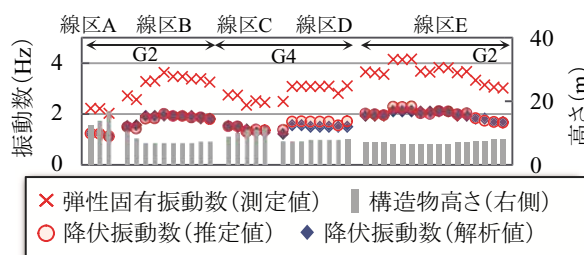


図11 降伏振動数の推定例

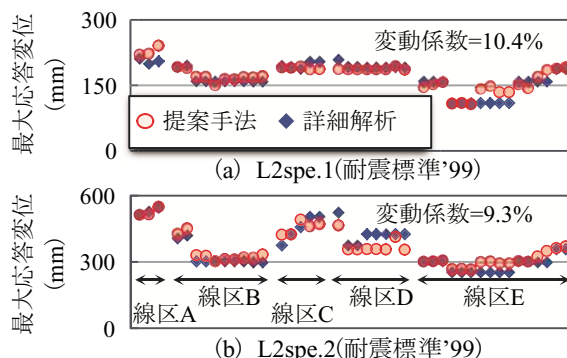


図12 地震時最大応答変位の推定例

- (2) 数値解析から得られる構造物の弾性固有振動数は、地盤ばね剛性を耐震標準'99の4倍~10倍の値に設定することで、常時微動測定から測定される構造物の弾性固有振動数と一致する。
- (3) 常時微動測定から得られる構造物の弾性固有振動数と非線形解析から得られる降伏振動数の関係を明かにし、弾性固有振動数/降伏振動数との値は、壁式橋脚で0.40程度、調整桁式ラーメン高架橋で0.39程度、張出式ラーメン高架橋で0.55程度とそれぞれほぼ一定の値を示した。
- (4) 常時微動測定から等価固有周期を推定するための測定手法, 同定手法, 換算式と手順を提案し, 手法の妥当性および実構造物への適用例を示した。

文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計), 丸善, 1999
- 2) 西村昭彦：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, 1989
- 3) 長山智則, 阿部雅人, 藤野陽三, 池田憲二：常時微動計測に基づく非比例減衰系の非反復構造逆解析と長大吊橋の動特性の理解, 土木学会論文集No.745 / I-65, pp.155-169, 2003.10
- 4) 吉岡勉, 伊藤信, 山口宏樹, 松本泰尚：鋼トラス橋の斜材振動連成とモード減衰変化を利用した構造健全度評価, 土木学会論文集A, Vol.66, No.3, pp.516-534, 2010
- 5) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説(基礎構造物・抗土圧構造物), 丸善, 2000