

河川橋梁橋脚の健全度に関する状態監視手法

阿部 慶太* 野末 道子**

Monitoring Method of Soundness of Railway Bridge Piers across a River

Keita ABE Michiko NOZUE

The soundness of the structural stability of railway bridge piers across a river deteriorates over time because the riverbed and overburden that support the piers can be gradually eroded by river flows. An inspection of the soundness is carried out by measuring the natural frequency of a primary mode derived from the free vibration of the piers generated when an impact force is applied to them through a field test. On the other hand, it is expected that a long term monitoring method improves efficiency in the inspection compared with the field test. In this study, soundness indices for the long-term monitoring with the area ratio of the acceleration power spectrum of microtremors and the ratio of the amplitude of acceleration during train passage were proposed through experimental model tests and in situ measurements. Consequently, it was confirmed that there was a correlation between the indices and the natural frequencies of piers. In addition, the soundness evaluation of the piers was performed by the indices obtained from the long term monitoring.

キーワード：河川橋梁橋脚，状態監視，固有振動数，列車振動，常時微動，センサ

1. はじめに

河川橋梁では、河床低下や洗掘の影響により、橋脚の安定性に関する健全度の低下が生じる。現状、この健全度の評価は、河川の滞筋の変化等を目視確認する定性的な評価や衝撃振動試験¹⁾から得られる橋軸直角方向の固有振動数で評価されているが、橋脚に常設した計測器で健全度を状態監視する手法により、検査の効率化による維持管理コストの低下が期待できる。そこで本研究では、橋脚の健全度評価のための状態監視手法の構築を目的として、橋脚の固有振動数と相関を有する健全度診断指標を新たに提案し、橋脚に常設した加速度計で長期計測したデータから橋脚の健全度を評価する手法を提案した。また、計測データを無線伝送するシステムを開発し、河川橋梁橋脚の健全度に関する状態監視手法を提案した。

本研究で目的とする状態監視手法の確立には以下の項目について検討する必要がある。

- ①常時計測が可能で、衝撃振動試験から求まる固有振動数と相関を有する健全度診断指標
- ②上記の健全度診断指標を長期計測可能な計測器およびデータ伝送システムの開発
- ③長期計測データから橋脚の健全度を評価する手法

はじめに、常時計測可能な常時微動と列車振動を用いた健全度診断指標を提案し、提案指標と固有振動数の相関関係を模型実験とフィールド計測で検証した。次に、

* 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室

** 信号・情報技術研究部 ネットワーク・通信研究室

提案指標を長期計測することが可能な計測器とデータ伝送システムの開発を行った。最後に、橋脚の健全度評価手法として、管理値と長期計測データを相対比較する手法を提案した。なお、本報では複線橋梁に対する検討について示す。単線橋梁に対する検討については、文献²⁾を参照されたい。

2. 健全度診断指標

2.1 常時計測可能な健全度診断指標

2.1.1 常時微動のパワースペクトル面積比

常時微動の加速度振幅や卓越振動数から構造物の固有振動数を推定することは、ばらつきが大きく困難な場合が多い。一方、固有振動数が小さい橋脚のスペクトルは1.0～5.0Hzの低振動数域に分布する傾向があることが渡邊ら³⁾により示されている。そこで、スペクトルの低振動数域の割合を評価する指標として、常時微動のパワースペクトルの面積を用い、式(1)のパワースペクトル面積比 α (図1参照)を健全度診断指標として提案した。

$$\alpha = \frac{SA_A}{SA_L} \quad (1)$$

ここで、 $SA_A (=SA_H+SA_L)$ はパワースペクトルの全面積 ($f_0 \sim f_2$ Hz までの領域)、 SA_L はパワースペクトルの低振動数域 ($f_0 \sim f_1$ Hz までの領域) の面積である。なお、パワースペクトル面積は加速度の帯域内のパワーを表す。

ここで、図1中のしきい値 f_0 , f_1 , f_2 を決定する必要がある。具体的には、衝撃振動試験から得られた橋脚の

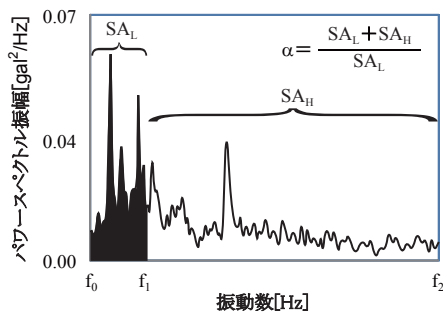


図1 パワースペクトル面積比

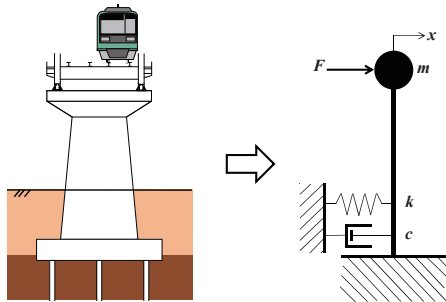


図2 列車通過時の橋脚の1自由度系モデル

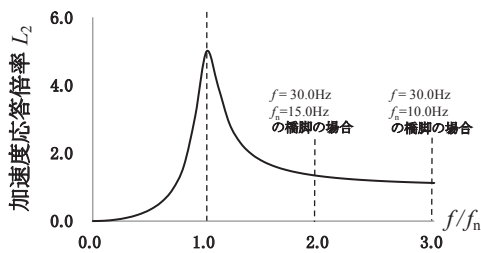


図3 1自由度系モデルの加速度共振曲線 (減衰定数 $h=0.10$ の場合)

固有振動数とパワースペクトル面積比 α が相関を有するようにしきい値を決定する必要がある。

2.1.2 列車通過時加速度振幅比

列車荷重はレールを通じて主桁に作用する。その後、主桁はウェブの膜振動を起し局所応力の振動が発生する。宮下ら⁴⁾、吉田ら⁵⁾は鋼桁橋にて、ひずみゲージで列車通過時の主桁ウェブの応力振動を計測し、その振動数が30～75Hzであることを示している。よって、主桁から支承を通じて橋脚に作用する入力荷重は30Hz以上の振動数を有していることが考えられる。一方、過去の衝撃振動試験の結果から、一般的な鉄道橋梁の橋脚の固有振動数は1～30Hzにあることが確認されている(鉄道構造物等維持管理標準基礎構造物編⁶⁾)。よって、一般的な鉄道橋梁の橋脚では、入力荷重の振動数 f と固有振動数 f_n の比 f/f_n は1.0より大きくなることが考えられる。

ここで、列車通過時の橋脚を、図2に示すように入力荷重 F を受ける1自由度系モデル (m : 質量, k : ばね定数, c : 粘性減衰係数) で考える。図3に示すように加速度共振曲線の関係から入力荷重の振動数と固有振動数の

比 (f/f_n) が大きいほど加速度応答の倍率 L_2 は小さくなる。一方、河床低下等を原因とする土被り厚の減少により橋脚の固有振動数が低下する場合を考える。このとき生じる橋脚の振動モードには、曲げ振動、ロッキング振動があり、橋脚躯体の曲げ剛性の大小により卓越する振動モードは変化する。一般的な橋脚の場合、躯体の曲げ剛性は橋軸直角方向の方が橋軸方向より大きいため、橋軸直角方向ではロッキング振動が主となり土被り厚の影響が大きくなる。一方、橋軸方向では橋脚躯体の曲げ振動が主となり土被り厚の影響は小さい。つまり、土被り厚が減少した際、その影響は橋軸方向の固有振動数には現れにくく、橋軸直角方向の固有振動数に顕著に現れることが考えられる。

以上を踏まえ、列車振動を用いた健全度診断指標として式(2)に示す列車通過時加速度振幅比 β を提案した。

$$\beta = \frac{A_{TR}}{A_{LG}} \quad (2)$$

ここで、 A_{TR} は橋軸直角方向の応答加速度振幅の最大値、 A_{LG} は橋軸方向の応答加速度振幅の最大値である。この指標は、橋軸直角方向と橋軸方向各々の加速度応答倍率 L_2 の比であり、入力加速度振幅はキャンセルされる。さらに、土被り厚の減少に対し橋軸方向の固有振動数の感度は鈍いため、 β は橋軸直角方向の固有振動数と特に相関関係を有する指標となる。

2.2 模型実験による健全度診断指標の有効性の検証

橋脚模型は次節で述べるフィールド計測で対象とした複線橋梁(形式:下路トラス橋,上部工:鋼製桁(主桁高:920mm,主桁ウェブ間隔:960mm,横桁高:1399mm,横桁ウェブ間隔:1491mm),下部工:鉄筋コンクリート橋脚,支承種別:ローラー支承,線路:複線,支間:80m)の橋脚のうち,P12橋脚(橋脚高さ:16.7m,天端幅:10.3m,フーチング幅:11.0m,土被り厚:4.35m,杭種:鋼管杭 $\phi 800$ mm,杭長:34.0m,杭本数:23本)を対象とした。実橋脚の約1/40スケールのもので設計し、相似則は香川⁷⁾の文献を基に以下のように考慮した。加速度,ヤング係数,応力およびひずみは,相似比に拘らず模型と実大構造物で同値となるが,質量 M と固有振動数 f_n は式(3)と式(4)の関係がある。

$$M_m = \frac{1}{\lambda^2} M_p \quad (3)$$

$$f_{nm} = \sqrt{\lambda} f_{np} \quad (4)$$

ここで、 λ は相似比、下付き字の m は模型、 p は実大構造物を表す。以上の相似則に基づく設計と模型作成作業上の制約を考慮し構築した橋脚模型の平面図と側面図を図4に示す。橋脚模型の躯体の材料には比重0.4の超軽量モルタルを用い質量を4.1kgとした。桁模型は、質量1.6kgのアルミ製の板で模擬し、支承を模した4本

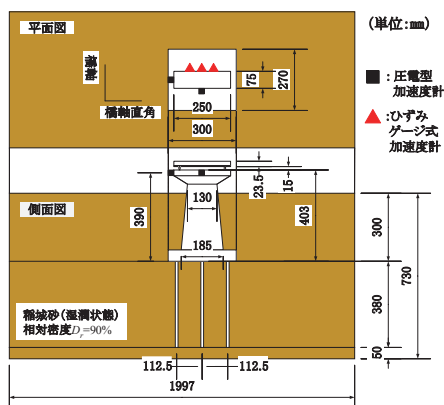


図4 橋脚模型の平面図と側面図

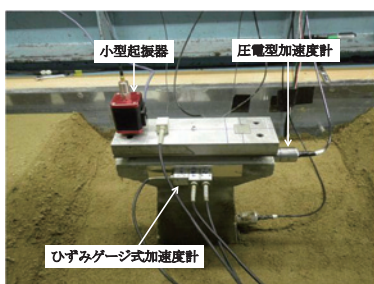


図5 橋脚模型実験の状況

のステンレス製のネジで15mmかさ上げした状態で固定した。杭模型は、高分子量ポリエチレン製の丸棒（杭径 $\phi 12\text{mm}$ 、杭長 $L=380\text{mm}$ ）を合計9本配置し、周辺地盤には湿潤状態の稲城砂を用い相対密度を90%とした。

図5に実験状況を示す。河床低下を模擬するためにフーチング下面を0mmとし、土被り厚を300mm、200mm、50mm、0mm、-50mm、-100mmと段階的に掘削し、その都度、ハンマー打撃による衝撃振動試験、常時微動計測、および小型起振器試験を実施し、橋軸直角および橋軸方向の加速度を計測した。常時微動計測は、模型側面より約1.0m離れた地点からスポットクーラーを用いて橋軸直角方向に吹き出し風速10.5m/sで送風し、橋軸直角方向の常時微動を加速度計で計5回計測してパワースペクトル面積比 α の平均値を記録した。小型起振器試験は、可動部質量0.4kgの小型起振器を桁模型端部に設置し列車荷重を模擬する加振を行った。載荷条件はスイープ加振（掃引周波数20～150Hz、スイープ速度2.17Hz/s、掃引時間60秒、入力加速度 7.5m/s^2 ）とし、計3回計測して、列車通過時加速度振幅比 β の最大値を記録した。なお、 β は、 β/f_n は1.0より大きいという関係と f_n の最大値が79.1Hzであることを踏まえて、小型起振器の入力振動数が80～110Hzの範囲にある場合の β を算出した。

衝撃振動試験より得られた橋軸直角方向の固有振動数と土被り厚の関係を図6に示す。掘削で土被り厚が減少することで固有振動数も低下することを確認できた。また、相似則を考慮すると、実大構造物では、1.50～

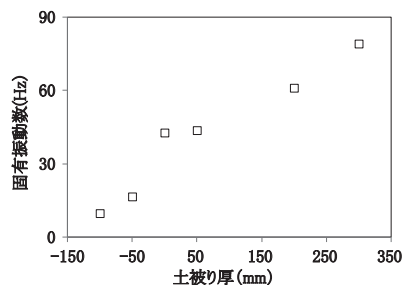


図6 固有振動数と土被り厚の関係

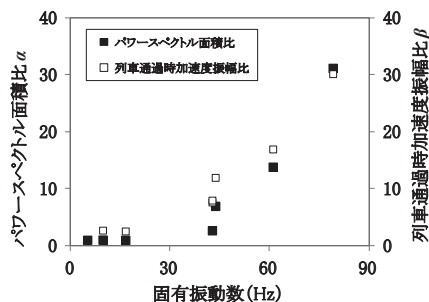


図7 固有振動数と健全度診断指標の関係 (模型実験)

12.5Hzの固有振動数に相当し、実橋脚の固有振動数と同オーダーの値であることを確認した。

パワースペクトル面積比 α と固有振動数 f_n の関係を図7に示す。しきい値 f_0, f_1, f_2 は2.2Hz、42.7Hz、100.1Hzとした。ここで、 f_1 は土被り厚0mm時の固有振動数であり、 f_0 と f_2 がカバーする領域が、模型実験における固有振動数の最小値9.7Hzと最大値79.1Hzを含む領域となるように設定した。パワースペクトル面積比 α は固有振動数と相関（相関係数：0.98）があることが確認できた。

列車通過時加速度振幅比 β と固有振動数 f_n の関係をあわせて図7に示す。列車通過時加速度振幅比 β と固有振動数 f_n に相関があることが確認でき、相関係数は0.94である。このことから、提案指標 α と β は、固有振動数と相関を有することを実験的に確認した。

2.3 フィールド計測による健全度診断指標の有効性の検証

図8に検証対象とした橋梁の側面図を示す。この橋梁は17橋脚からなり、内P5～P13の9橋脚が河川内に存在し、上述したように単純下路トラス形式の複線橋梁である。各橋脚の基礎は、杭基礎またはケーソン基礎からなり、P5はリバース工法による $\phi 1500\text{mm}$ の場所打ち杭9本からなる杭基礎、P6～P9はケーソン基礎、P10～P13は $\phi 800\text{mm}$ の鋼管杭23本からなる杭基礎である。ただし、P11は、アンダーピニング工法で橋軸直角方向の両側に9本ずつ計18本増し杭されている。橋脚高さについて若干ばらつきはあるものの、天端幅、フーチング幅は同等である。一方、土被り厚は0.34～6.94mの範囲でばらつきがある。地盤条件は、全橋脚共通に、河

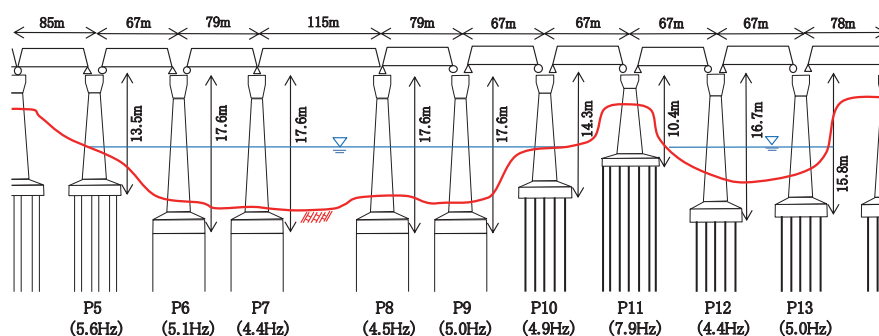


図8 フィールド試験を実施した橋梁の側面図（括弧内の数値は橋軸直角方向の固有振動数）

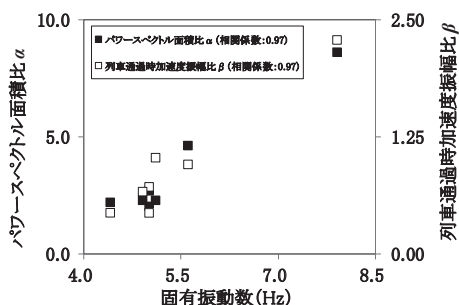


図9 固有振動数と健全度診断指標の関係（フィールド計測）

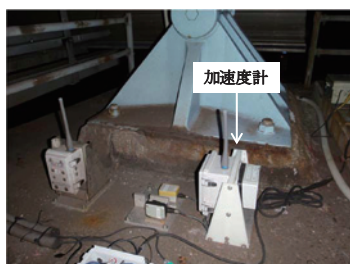


図10 橋脚上に設置した加速度計

床から約35mの深さまでN値8以下の軟弱な砂質土または粘性土であり、それ以深はN値20以上の砂質土、粘性土および砂礫層からなりそれらの層を支持層としている。各橋脚の橋軸直角方向の固有振動数を図8に示す。土被り厚が大きく、増し杭補強されたP11は7.9Hzと他の橋脚の固有振動数に比べ大きい。また、固有振動数の大きさは土被り厚の大きさに比例する傾向がある。

提案指標の有効性を確認するために、P5～P6、P9～P13の7橋脚で圧電型加速度計を用いて常時微動と列車振動を計測し、健全度診断指標と固有振動数との関係を求めた。パワースペクトル面積比 α のしきい値 f_1 は、前節の模型実験で、基礎が露出しない範囲で最小の固有振動数を f_1 に設定したことを踏まえ、橋梁をなす橋脚の中で最小の固有振動数が4.4Hzであることから4.0Hzとし、全橋脚の固有振動数をカバーできるように、 $f_0=1.0$ Hz、 $f_2=20.0$ Hzとした。パワースペクトル面積比 α は3回計測しその平均値を、列車通過時加速度振幅比 β は3回計測しその最大値を求めた。

図9に健全度診断指標と固有振動数の関係を示す。パワースペクトル面積比 α と列車通過時加速度振幅比 β は、固有振動数と高い相関関係（相関係数：0.97）を示した。以上より、健全度診断指標 α および β が固有振動数と良好な相関を有することが分かった。

3. 状態監視に用いる計測器とデータ伝送システムの開発

3.1 状態監視に用いる計測器

図10に製作した加速度計の写真を示す。寸法は高さ200 mm、幅200 mm、奥行き130 mmであり、安価で省電力なMEMS加速度センサにより三軸または一軸方向の加速度を計測できる。加速度計は記録・計算ユニットと加速度センサユニットからなる。記録・計算ユニットでは、計測データをメモ리카ードに保存し無線伝送する機能を有するとともに、常時微動に対してはパワースペクトル面積比、列車振動に対しては列車通過時加速度振幅比を計算する。また、ある加速度レベルを超えた場合のみ加速度を計測するトリガー機能（列車振動検知機能）を有している。なお、MEMS加速度センサは、起振器と圧電型加速度計を用いた精度確認試験を実施し、提案指標を計測する上で精度上問題ない⁸⁾ことを確認した。

電源には、リチウム電池（電圧：3.6V、最大電流：75mA）4個を用い、1日あたりの計測を以下の条件で行ったとき、約2年間電源保持できるように設計した。

- ・ 常時微動を午前2時から午前4時の間に30分間隔で5回、各16秒間サンプリング周波数500Hzで計測する。
- ・ 列車振動を午前6時から午前6時半の30分間に3回、各20秒間サンプリング周波数250Hzで計測する。

3.2 状態監視に用いる無線データ伝送システム

常時微動と列車振動を加速度センサで計測し、計測器内部のマイクロコンピュータで提案指標を自動計算後、計算値をメモ리카ードに記録し必要に応じて無線伝送する加速度計を開発した。この仕様により、緊急性を伴

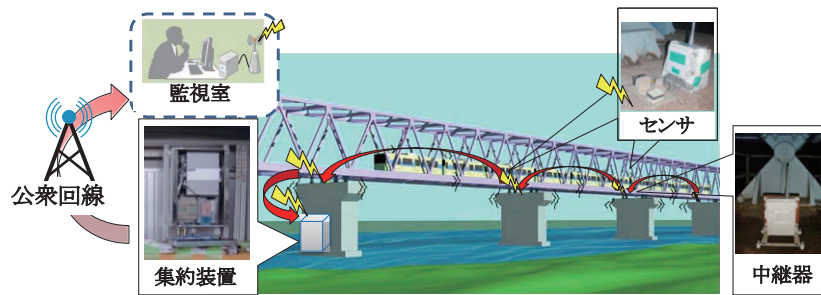


図 11 無線データ伝送システムの模式図

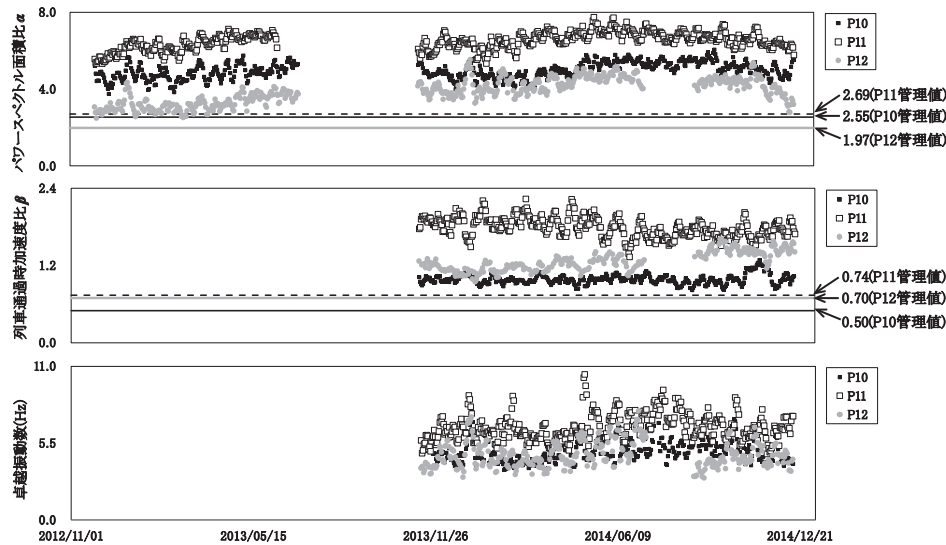


図 12 健全度診断指標の長期計測結果 (P10 ~ P12)

ない平時ではメモ리카ードに保存した計測データをオフラインで取得する運用方式となり、定期監視が必要な状態や災害時等のリアルタイム性が求められる場面では、無線（特定小電力無線 429MHz 帯）を用いて伝送する運用方式が選択できる。無線データ伝送システムは図 11 に示すように複数の中継器を介してマルチホップで集約装置までデータを伝送し、集約装置から公衆回線で監視室等のデータベースサーバまで送信する⁹⁾ものとした。

4. 長期計測データを用いた健全度評価

4.1 実橋梁での長期計測

図 8 の橋梁で河川内の橋脚 P5 ~ P13 の天端に加速度計を常設し長期計測を実施した。加速度計 (図 10) は固定支承部の近傍に各橋脚 1 台ずつ約 30mm 深のあと施工アンカー 8 本で固定した。パワースペクトル面積比 α のしきい値は f_0, f_1, f_2 を図 9 の相関関係を考慮し、それぞれ 1.0Hz, 4.0Hz, 20.0Hz とした。

4.2 長期計測結果を用いた健全度評価

長期計測結果の代表例として、P10 ~ P12 の 3 橋脚での健全度診断指標の長期計測データを 5 点移動平均した

ものを図 12 に示す。なお、一部データが欠損しているが、加速度計を更新する際に取替を行ったために生じたものである。長期計測データには、周辺の振動や流水力による変動、計測器の個体差、設置位置および状態の違いが要因と考えられるばらつきが避けられないが、3 橋脚の固有振動数の違い (P11 > P10 ≒ P12) を定量的かつ長期的にも安定して計測できた。図 12 中には、常時微動の 1.0 ~ 20.0Hz 帯での卓越振動数をあわせて示した。この卓越振動数の変動係数は 0.30 ~ 0.39 であるのに対し、健全度診断指標 α, β の変動係数は 0.12 ~ 0.18 であり、ばらつきが小さく安定した指標であることが分かった。

次に長期計測結果を用いた健全度評価手法について検討した。P5 ~ P13 橋脚での長期計測結果のうち、全橋脚でデータが共通に得られている 2013/11/8 ~ 2014/6/18 の約 7 カ月間の長期計測データを用いて健全度診断指標と固有振動数の相関を確認した。各橋脚の健全度診断指標の値は、健全度診断指標のばらつきを考慮して、当該期間の健全度診断指標の下限値と固有振動数との関係を調べた。図 13 に各橋脚の固有振動数と健全度診断指標の関係を示す。固有振動数に対して α および β には相関関係 (相関係数は、 α に対し 0.66, β に対し 0.70)

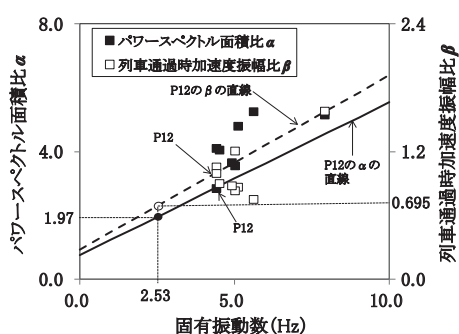


図 13 固有振動数と健全度診断指標の関係 (長期計測)

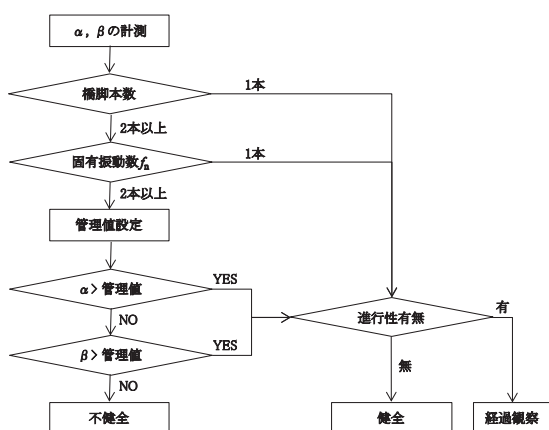


図 14 橋脚の健全度評価のフロー

がみられた。図 13 には、P12 の標準値⁶⁾(=2.53, 標準値：健全な橋脚が有する最小固有振動数の目安値)に相当する管理値 ($\alpha=1.97, \beta=0.695$) も示す。この管理値は、対象橋脚 (P12) の固有振動数と健全度診断指標の交点を通り、傾きが相関関係の回帰直線と同じ直線 (図 13 中の実線と点線) から、標準値に相当する値を求めたものである。この管理値に対し健全度診断指標の値が大きいことを確認することで、図 12 に示すように橋脚が健全であることを評価できる。

以上示した手法を基に、橋脚に対し健全度評価するためのフローを図 14 に示す。管理値を設定するには、橋脚が 2 本以上あり、それらの固有振動数を把握する必要がある。上記の条件を満たさない場合は、健全度診断指標の進行性の有無の確認で健全度評価する。

5. おわりに

河川橋梁橋脚の健全度に関する状態監視手法の構築に向けて検討した。以下に本件で得られた要点をまとめる。

- 1) 模型実験とフィールド計測による検証から、固有振動数と相関がある健全度診断指標を提案した。

- 2) 安価で省電力な MEMS 加速度センサを用いた加速度計と無線によるデータ伝送システムを開発した。
- 3) 提案した健全度診断指標により、橋脚の固有振動数の大きさの相対的な違いを長期的に計測できた。
- 4) 長期計測データを用いて、管理値との相対比較と進行性の有無の確認による健全度評価手法を提案した。

今後の課題としては、本手法の適用事例数の拡大、パワースペクトル面積比のしきい値設定法の明確化、健全度診断指標の進行性の有無に関する定量的な判定指標の提案が挙げられる。

謝 辞

本研究の一部は、国土交通省の鉄道技術開発費補助金を受けて実施しました。また、本研究を進める上で、東京地下鉄株式会社に多々ご協力を頂きました。ここに、深甚なる謝意を表します。

文 献

- 1) 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
- 2) 谷賢俊 他: 常時計測可能な指標を用いた単線河川橋梁橋脚の健全度診断手法, 土木学会第 70 回年次学術講演会, VI-136, pp.271-272, 2015
- 3) 渡邊諭, 佐溝昌彦, 淵脇晃, 杉山友康: 微動から得られる固有振動数を用いた増水時の橋脚健全度評価, 鉄道総研報告, Vol.21, No.1, pp.31-36, 2007
- 4) 宮下剛, 石井博典, 藤野陽三, 庄司朋宏, 関雅樹: レーザ計測を用いた鋼鉄道橋の高速走行により発生する局部振動の把握と列車速度の影響, 土木学会論文集 A, Vol.63, No.2, pp.227-296, 2007
- 5) 吉田善紀, 小林裕介, 内村太郎: 鋼鉄道橋の振動発電を利用したモニタリングシステムの開発, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.70, No.2, pp.282-294, 2014
- 6) 国土交通省監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等維持管理標準・同解説 基礎構造物, 2007
- 7) 香川崇章: 土構造物の模型振動実験における相似則, 土木学会論文報告集, No.275, pp.69-77, 1978
- 8) 阿部慶太 他: 列車通過時加速度振幅比と傾斜角を用いた鉄道橋梁橋脚の状態監視手法, 鉄道工学シンポジウム論文集, Vol.18, pp.205-212, 2014
- 9) 岩澤永照 他: 無線センサネットワークによる鉄道構造物の状態監視, 第 21 回鉄道技術・政策連合シンポジウム (J-RAIL2014), S2-13-1, 2014