

愛媛県内の既存橋梁を対象にした定量的健全度調査法の開発

愛媛大学 フェロー 森 伸一郎
愛媛大学 学生会員 ○松村 裕樹

1. はじめに

最も基盤的なインフラである道路では、橋梁の老朽化とそれに対する計画的保全による維持管理費の平準化と長寿命化が喫緊の課題である。この課題解決のため、健全性評価において主観的・定性的評価の色濃い外観点検に加え、客観的・定量的評価の導入、その精度の高度化、その評価法の実装と検証が急がれる。

愛媛県では、管理対象となる道路橋梁（約 2700）の内、橋長別では 2～15m が 67%、15～30m が 14% であり、30m 以上が 19% であるが、支間長では、圧倒的に短径間橋梁が多い。また、橋梁形式別では、RC 橋 37%、RC ボックスカルバート 26%、PC 橋 22%、鋼橋 15% である。すなわち、コンクリート製の短径間中小橋梁が大部分を占めるため、これに着目した解決策が望まれる。このような傾向は、愛媛県に限らない。

本研究では、橋梁の振動を測定し、径間ごとの固有振動数とたわみを測定に基づき、実現曲げ剛性を推定して、それを設計値と比較することで部材としての劣化・損傷を評価しうるものとして、曲げ剛性比を 1 つの評価指標とすることの可能性・妥当性を検討する。愛媛県内の橋梁（主に愛媛県管理の橋梁）を対象にして、2009 年度、2010 年度の 2 箇年に実施した 24 橋梁 41 径間、延べ 55 径間の結果を例示して報告する。

2. 振動測定の方法

振動源としては（1）常時微動、（2）試験車両走行、（3）かけや打撃：卓越振動数の 3 種である。測定には、24 チャンネルまで測定できる測定器 GEODAS-12-USB-24ch と、周波数が 0.5～20 Hz で平坦な利得特性を有し、3 成分の感振器が内蔵された速度計 CR4.5-2S（以下、センサーと呼ぶ）を使用した。各径間の支間中央と橋台から支間長の 1/2 だけ離れた地盤に等間隔にセンサー（最大 6 台同時）を配置して、直線状アレー観測を行った。サンプリング周波数 200 Hz～1000Hz（径間長による）で約 60 秒間のデータを取得した。試験車両の走行の時間と位置は、道路を直角に横断するように設置した 2 台のレーザーセンサーと路面に貼った赤白テープによった。かけや打撃の場合は、モニターで自由減衰波形が完全に消滅したのを確認して連続打撃を与えた。

3. 測定結果の解析と代表例

記録された速度時刻歴を基線補正して、時間領域では、1 回の積分により変位時刻歴を求め、さらに Hanning ウィンドウを用いて振動成分と中央成分に分け、一方で、フーリエ変換により求めた生のフーリエスペクトルに基づいて振動モードと対応する卓越振動数を特定する。1 次の並進上下振動モードに対応する卓越振動数を固有振動数とする。曲げ剛性の推定は、想定する構造モデルにより異なるが、等断面梁の固有振動数や集中荷重載荷時の最大たわみの理論式を利用して曲げ剛性が逆算できる。この逆算値の設計値に対する比が 1 つの損傷指標になると考えられる。

図-1 に 5 径間 RC 単純桁形式の橋梁である川之江橋の測定結果を示す。中央たわみが負側（鉛直下方）への最大値を示しているのは、走行車両重心が測定支間中央に来ているときであり、その前後でゼロとなっているのは、およそ測定径間に入出する時刻に相当する。すなわち、径間の前後を走行しているときに支間中央は上方に変位している。このことは橋脚間のみならず橋台に架かる径間も同様であり、事実上、連続梁もしくはそれに類似する構造系のように挙動している。

図-2 に、試験車走行、かけや打撃、微動という異なる測定法で得られた支間中央の上下動スペクトルの例（熱田橋、橋長 15m、PC 単純版床橋、2005 年架設）を示す。車両走行では、支間長

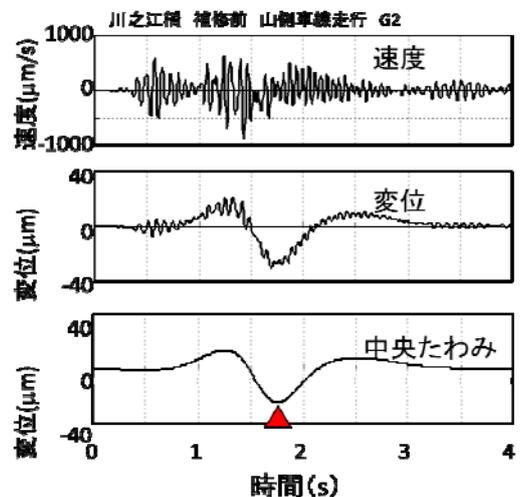


図-1 川之江橋の測定結果（5 径間 RC 単純桁形式の橋梁、60 度の斜橋）

と車両走行速度の関係から渡りきる時間の2倍に相当する振動数に移動による卓越振動数が現れるという他にない特徴がある。また、かけや打撃では1次(6.8Hz)、2次(9.9Hz)、3次(32Hz)、4次(55Hz)に急峻で明瞭なピークが現れる。1次、2次は走行でも明瞭に現れており、多点測定でそれぞれ1次並進、1次ねじれの振動モードであることがわかっている。1,2,3次の固有振動数は等断面単純梁の場合、1:4:9になるので、1次固有振動を6.8Hzとすると、2次、3次は、それぞれ27Hz、61Hzとなり、それぞれ3次、4次の卓越振動数に近いので、それぞれ2次、3次の固有振動数であると推察できる。微動では、1次並進と1次ねじれが卓越して現れている。以上のように各振動源の特徴が現れているが、どの方法でも同じ1次卓越振動数が得られる。

4. 各橋梁径間の固有振動数と曲げ剛性比

図-3に13橋梁15径間の固有振動数を示す。図では左から右に行くに従い支間長が1.75m~27.0mと長くなる。この整理から、次のことがわかる。(1)大半は、実測値が単純梁と両端固定梁の理論値の間に分布する。(2)新しい橋梁(吉田橋:0年/埋設, 都谷川橋:2年/ゴム, 熱田橋:5年/ゴム)では、多くがゴムジョイントで、たわみ挙動が単純梁とみなせて、固有振動数も単純梁の理論値に近い。(3)点検結果がE判定で、桁の損傷の著しい橋梁(岡本橋:55年/埋設, 四日市橋:65年/埋設)は、実測値が単純梁の理論値よりも大きく下回るなど、桁損傷の判定結果と固有振動数の位置づけがおおよそ調和している。古い橋梁は、埋設ジョイントで、たわみ挙動が連続梁のようである。

連続梁のような挙動をしたことから、安全側に判断して、両端固定梁の理論値を基準として逆算曲げ剛性の比を指標とした。(単純梁に比べ、固有振動数で約2.3倍、曲げ剛性で約5.2倍大きい) 図-4に愛媛県24橋梁41径間の内、目視点検の結果で主桁・横桁の損傷で橋梁全体の損傷程度が判定されている橋梁について、判定結果と曲げ剛性比との関係を示す。10年以内の橋梁のほとんどがゴムジョイントであり、これらが単純梁でモデル化できると考えると、曲げ剛性比はいずれも1以上となり、全体としては調和的で、D,E判定の違いを定量的に表現できる可能性がある。

5. 結論

継続的な検討が必要ではあるが、コンクリート橋の損傷劣化の程度は、振動測定による固有振動数を評価することで定量的に評価できる可能性がある。逆算した曲げ剛性比は、外観による判定よりも定量的に評価できる可能性がある。

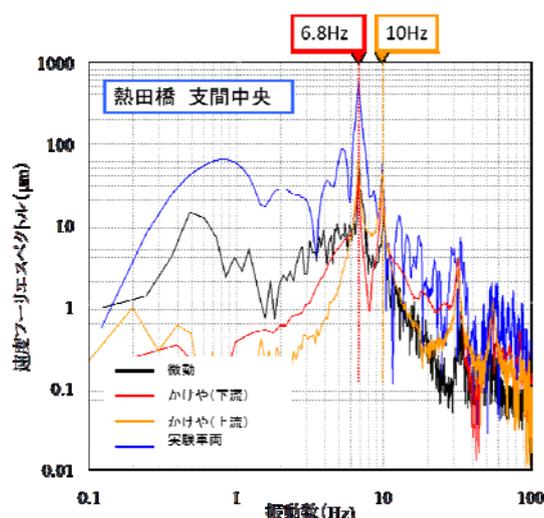


図-2 三種の方法で得られた支間中央の上下動スペクトル(熱田橋, 橋長 15m, PC 単純床版橋, 2005 年架設)

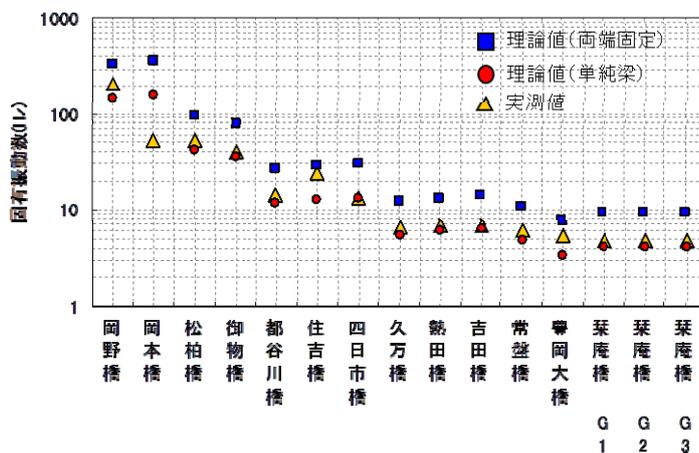


図-3 愛媛県13橋梁の固有振動数の実測と理論値

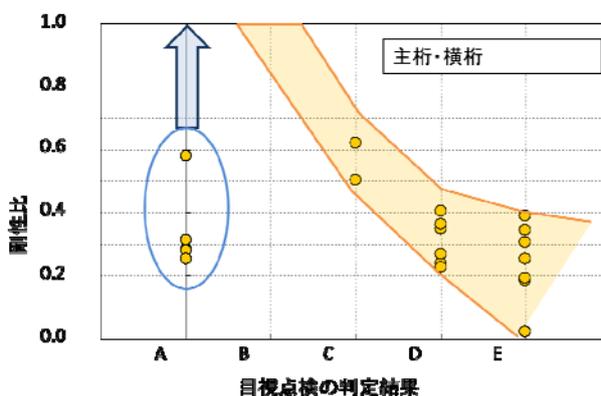


図-4 主桁・横桁の損傷と曲げ剛性比の関係