

# 横断歩道橋の数値解析モデル構築と補修前後のモード振幅の相関性による損傷同定の検討

株式会社オリエンタルコンサルタンツ 正会員 ○門田 峰典  
 北見工業大学社会環境工学科 正会員 宮森 保紀  
 広島県西部建設事務所 安芸太田支所 正会員 綿崎 良祐

## 1. はじめに

財源の逼迫や土木技術者の減少といった課題がある中、老朽化する土木構造物を効率的に維持管理するための手法として、損傷の位置や程度を定量的に評価する構造健全度診断技術である「構造ヘルスマonitoring (Structural Health Monitoring: SHM)」に関心が集まっている。SHMは、健全時から計測データを蓄積していき、時系列での比較によって損傷の発生や劣化の進展を検知することを基本的な枠組みとしているが、健全時のデータが不足したり、損傷メカニズムや損傷の進展予測等の検討には、実構造物を再現した数値解析モデルの活用が期待される。

本研究では、構造健全度診断に活用可能な数値解析モデルを構築するための検討の一環として、実損傷を受けた横断歩道橋の詳細な FEM モデルを構築し、実測で得られた固有振動特性と比較を行った。更には、補修前後のモード振幅の相関性から、損傷位置を同定することができるか検討を行った。

## 2. 対象橋梁の概要

対象橋梁は、図-1 の横断歩道橋(橋長 20.16m, 支間長 18.48m, 幅員 1.5m)である。本橋には、図-2 i)に示すように片側の主桁に変形とき裂が生じていた。変形は実測で主桁面外方向に 160mm 程度変形し、き裂は垂直補剛材に取り付く位置に沿って 200mm 程度の長さで生じていた。この損傷は車両の衝突によって発生したと推測されるが、損傷時の状況の詳細は不明である。また本橋は、過去にも同様の損傷を受け補修した形跡や、塗膜の劣化、路面の舗装の劣化などが見受けられるが、構造全体への影響は軽微なものと考えられる。

著者らは、2014年7月に補修前、同年8月に補修後(図-2 ii)の振動計測を実施し、補修前後の振動特性を同定するとともに、モード振幅の相関性から損傷検出の可能性を検討している<sup>1)</sup>。本稿では、振動特性同定結果の一例として、各モードの固有振動数を次頁の表-1に示す。一部、補修前の振動数が高くなるモードが見られたが、全体的には補修前後で振動数に大きな変化は生じていない。低次の固有振動数を変化させるまでの損傷程度ではなかったと考えられる。

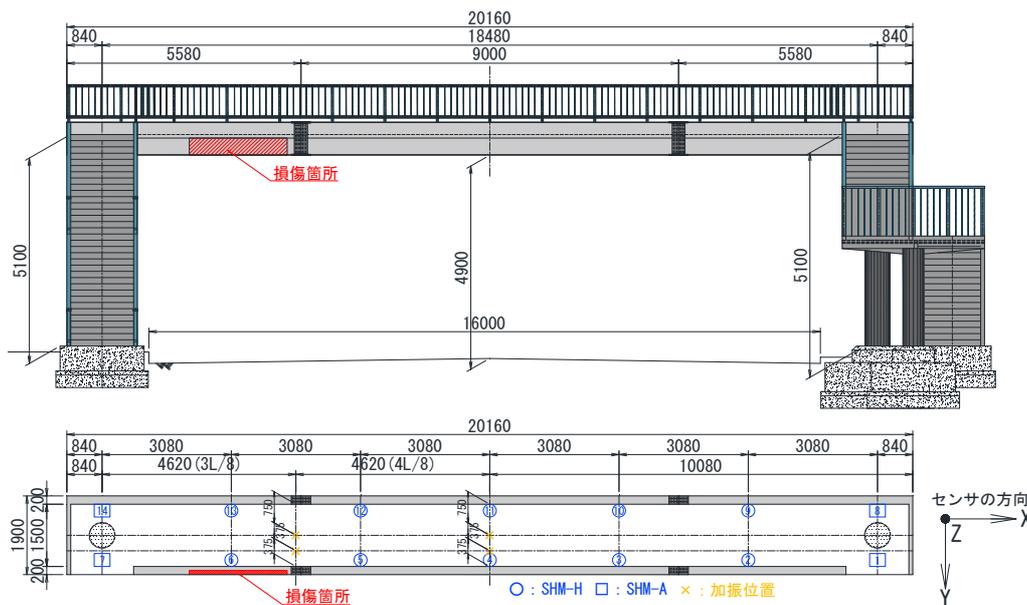


図-1 平面図及びセンサ位置



図-2 損傷状況

キーワード 構造ヘルスマonitoring, 損傷同定, FEM モデル, モード振幅

連絡先 〒151-0071 東京都渋谷区本町 3-12-1 住友不動産西新宿ビル 6 号館 TEL 03-6311-7551

表-1 実測値及び解析値 (unit:Hz)

振動モード	実測値		解析値※数値横の0内は実測値との比率を示す				
	補修前	補修後	補修前	補修後	MAC	要素削除	MAC
1 <sup>st</sup> 橋軸水平	4.3	4.2	4.3(1.00)	4.3(1.02)	1.000	4.3	0.997
2 <sup>nd</sup> 鉛直対称曲げ	4.9	4.9	4.8(0.98)	4.8(0.98)	1.000	4.7	0.997
3 <sup>rd</sup> 橋直水平	8.1	7.9	7.9(0.98)	7.9(1.00)	1.000	7.8	0.999
4 <sup>th</sup> 対称ねじれ	9.8	9.8	10.1(1.03)	10.1(1.03)	1.000	10.1	1.000
5 <sup>th</sup> 鉛直逆対称	15.6	15.7	16.2(1.04)	16.4(1.04)	0.996	15.7	0.966
6 <sup>th</sup> 逆対称ねじれ	20.9	20.9	21.6(1.03)	21.6(1.03)	0.999	21.5	0.996



図-3 解析モデル

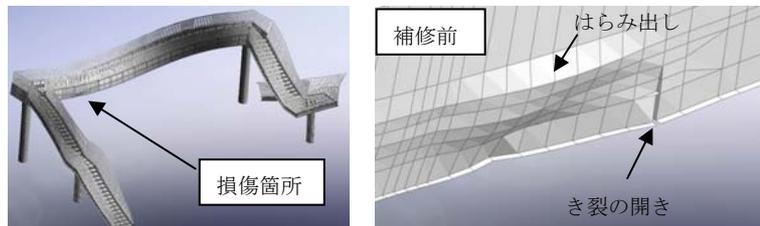


図-4 5次モード図

3. FEM モデル

本研究では、有限要素法解析プログラムであるmidas NFXを用いてモデル化及び固有振動解析を行った。解析モデルを図-3に示す。舗装や調整モルタルはソリッド要素，支点部の横構や鋼製高欄は梁要素，その他はシェル要素でモデル化した。損傷部の変形は，実測の変形量に基づき，変形量を計測した点とモデル節点の位置関係を一致させ，変形量分を橋軸直角方向に節点移動させることで再現した。また，垂直補剛材に沿って生じているき裂は，要素間の節点を二重節点として再現した。境界条件は，橋脚基部は完全固定とした。実橋における階段と主桁の連結は，主桁に溶接したプレートに階段を載せ，ボルトで締める一般的な方式を採用しているが，詳細にモデル化する上で，ボルトの導入軸力やプレートと階段の接触状態，階段エンドプレートと主桁腹板の接触状態が不明であった。そこで，階段と主桁の連結部は，6自由度のばね要素として簡便にモデル化することとした。各自由度を調整した結果，ピン結合(全軸回転剛性を0)としてモデル化するのが実測値の再現性が良く，橋軸直角方向の並進剛性が固有振動モードに大きな影響を与えることが分かった<sup>2)</sup>。そのため，試行錯誤的に調整を行い，最終的な橋軸直角方向のバネ剛性を $2.80 \times 10^4 \text{N/mm}$ とした。

4. 補修前後における振動特性の比較

解析値における補修前後での固有振動数を表-1に示す。実測値と解析値の差異は，1～3次モードでかなり小さいが，4～6次モードでは大きく最大で4%の差異が生じている。詳細にモデル化を行ったとしても，比較的高次のモードになると，振動形状がより複雑となり，モデル化の誤差の影響が大きくなっているものと考えられる。

解析値における補修前後の固有振動数を比較すると，5次モードのみが上昇している。MACを算出した結果，微小ながら5次モードにおいてモード振幅の相関性が低くなることがわかった。試算的に，損傷程度が大きくなった場合を想定し，損傷部位の要素を削除したモデルにて固有振動解析を行った結果，5次モードにおいて固有振動数及びMAC値の低下が大きいことが確認できた。これは，図-4に示すモード図でも確認できるように，5次モードは損傷位置がモードの腹となり，モデル化で設定した変形からさらに腹板のはらみ出しとき裂が開くような振動形状となるため，モード振幅の変化を促していると考えられる。

以上より，モード形状の腹と損傷位置が一致するような場合において，固有振動数及びモード振幅がより大きく変化することがわかった。損傷位置を同定するには，計測座標点におけるモード振幅の相関性を算出する必要があるが，このように変化が大きい振動モードのみを抽出することで，より明瞭に損傷位置を同定できる可能性がある。

【参考文献】

- 1) 門田峰典, 宮森保紀, 綿崎良祐, 三上修一, 齊藤剛彦: 実損傷を有する横断歩道橋の補修によるモード形状の変化, 構造工学論文集, Vol.61A, 2015.
- 2) 門田峰典, 宮森保紀, 岡本覚人, 綿崎良祐, 三上修一, 齊藤剛彦: スマートセンサを用いた3次元加速度計測による横断歩道橋の振動特性同定とFEMモデル構築に関する一検討, 土木学会論文集 A2(応用力学), Vol.70, No.2(応用力学論文集 Vol.17), 2014.