鋼方杖ラーメン橋の固有振動特性評価に関する一検討

A consideration for evaluation of natural vibration characteristics of steel strutted-beam rigid frame bridge

室蘭工業大学大学院	〇正 員	小室	雅人	(Masato Komuro)
室蘭工業大学大学院	フェロー	岸	徳光	(Norimitsu Kishi)
(株)構研エンジニアリンク	が正員	川瀬	良司	(Ryoji Kawase)

1. はじめに

平成7年に発生した兵庫県南部地震以降,緊急輸送道路に架かる既設橋梁に対する耐震補強が鋭意実施されている.しかしながら,鋼アーチ橋や鋼方杖ラーメン橋等に関しては,地震時に複雑な挙動を示すことより,その効果的な耐震補強方法は未だ確立されていないのが現状である.近年では,制振ダンパー等を設置することにより,エネルギー吸収性能を向上させ地震時の振動を低減させる工法^{1), 2)}が用いられているものの,全ての既設橋梁に対して,このような対策を講じることは,費用の面からも現実的ではないものと思われる.

このような背景より,本研究では鋼方杖ラーメン橋の 耐震補強や合理的な維持管理に資するための基礎資料 の収集を目的に,その固有振動特性を把握するための振 動実験を実施した.ここでは,車両走行後における自由 振動を計測することによって,鋼方杖ラーメン橋の固有 振動特性の把握を試みた.なお,別途有限要素法による 固有振動解析も実施し,両者の比較による振動実験結果 の検証を行った.

2. 対象橋梁の概要

本研究で対象とした橋梁は,一般国道236号に架かる 深山橋(橋長98m)であり,昭和54年に竣工された.構 造形式は鋼方杖ラーメン橋である.図1には,深山橋の 一般図を示している.なお,本橋梁は約2.7%の縦断勾 配を有し,かつ後述の図2に示すように側径間部(P2橋 脚~A2橋台区間)は緩やかにカーブしている.支承条件 は,上部工の両端(A1/A2橋台)が可動支承,両橋脚(P1/ P2橋脚)の基部がピン支承となっている.表1に深山橋 の橋梁諸元を示している.また,写真1には橋梁の全景 を示している.

3. 振動実験の概要と結果

3.1 実験概要

本実験では、図2に示すように上下流側の地覆部および下流側の橋脚部にデジタルサーボ型加速度計(上流側: 11 ch,下流側:30 ch,橋脚部:4 ch,計45 ch)を設置し, それらの出力を無線LANを用いて同時計測した.なお, 計測は5 msのサンプリングタイムで収録用PCにて一括 収録している.図3に本計測システムの概要を示す.

本実験では、鉛直方向および橋軸直角方向振動モード を特定するために、以下のように加速度計を配置した. すなわち、(1)上、下流側に設置した加速度計のうち、下 流側加速度計の感度方向を橋軸方向に固定し、他の加速

表1 深山橋の橋梁諸元

路線	一般国道236号
支間	28.55 m + 40.0 m + 28.55 m
型式	鋼方杖ラーメン橋
幅員	7.5 m
完成	昭和54年(1932年)



写真1 橋梁の全景



図1 一般図







図 3 計測システム

度計の感度方向を鉛直方向に設置した状態で橋軸およ び鉛直振動を計測した後,(2)上・下流側加速度計の感度 方向が鉛直方向のものを橋軸直角方向に変更すること によって,水平振動の計測を行った.なお,橋脚部に設 置した加速度計の感度方向は法線方向と固定した.振動 計測に関しては,大型車両通行後の自由振動状態につい て加速度データを収録した.

3.2 実験結果

図4には、実験結果の一例として大型車両通行後に測 点a,b(図2参照)で計測された20秒間の加速度波形と その加速度波形から求められたフーリエスペクトルを 示している.なお、スペクトル解析には8,192個のデー タ(40.96秒間)を使用した.図より、上部工で最大約5 gal,橋脚部で約2.5 gal 程度の加速度が得られており、車 両走行によって橋脚部にも振動が励起していることが 分かる.また、両加速度波形から得られたフーリエスペ クトルには複数の卓越振動数が存在することが分かる.

表2には特定された各振動モードに対する固有振動 数を一覧にして示している.なお,各振動モードに対し 平成23年度 土木学会北海道支部 論文報告集 第68号



図 5 要素分割状況

表 2 実験結果と数値解析結果との比較

	振動モード	固有振動数(Hz)		
		実験結果	数值解析结果	
		f_e	可動支承 fam	固定支承 faf
1	水平1次	$2.32\sim 2.34$	2.27	2.59
2	曲げ対称1次	$3.13\sim3.15$	3.12	3.26
3	ねじり対称1次	4.98	7.02	7.02
4	曲げ対称2次	$5.37\sim5.40$	5.14	5.61
5	ねじり対称2次	$7.25 \sim 7.50$	9.10	9.50

て固有振動数に若干の幅が示されている.これは,橋梁 が平面的に若干の曲率を有していることより,車両の走 行方向(上,下流側)によって固有振動数に若干の差異が 確認されたことに起因している.なお,各振動モードの 特定方法に関しては文献3)を参照されたい.

4. 固有振動解析

本研究では、今後の維持管理の観点から振動実験の他 に、架設当初の形状データを基に三次元有限要素法を用 いた固有振動解析を実施し、実験データと比較すること により、実験結果の妥当性について検討を試みた.

図5には,解析に用いた有限要素モデルを示してい る.対象橋梁は縦断勾配や緩やかな曲線を有しているこ とより,解析範囲は橋梁全体としてモデル化している. 使用した要素は,主桁部および橋脚部には4節点シェル 要素を,床版部,舗装部および支承部には8節点固体要 素を,横構にはモデルの簡略化のために2節点ビーム要 素を用いた.総節点数および総要素数は,それぞれ約 80,000,73,000である.なお,高欄や照明機器などはそ れらが振動特性に与える影響が小さいものと判断され ることよりモデル化は省略した.

境界条件は,設計条件に基づき両橋脚の底部はピン支 承とし,上部工両端の支承底面を理想的な可動支承とし た場合,および経年劣化によって可動支承が十分な機能 を保持していないことも予想されるため,固定支承と仮 定した場合の2種類について解析を行った.

なお,本解析には三次元構造解析用汎用プログラム ABAQUS⁴⁾を用いた.**表**3には,本解析の使用物性値を 一覧にして示している.

図6には,数値解析結果から得られる振動モードの一 例を示している.なお,固有振動解析では曲げ逆対称振 動モードも確認されたが,後述の実験結果からは曲げ逆

表 3 使用材料物性值一覧

材料	弹性係数	密度	ポアソン比
	E (GPa)	ρ (g/cm ³)	v
鋼材	206	7.85	0.30
鉄筋コンクリート床版	30	2.50	0.20
アスファルト	9.8	2.30	0.35



(a)曲げ対称1次振動モード (f_{am} = 3.12 Hz)



(b) ねじり対称1次振動モード (f_{am} = 7.02 Hz)

図6 固有振動モードの一例(可動支承の場合)

対称振動モードの特定は不可能であった.

5. 実験結果と数値解析結果の比較

図7には、実験結果から特定された上部工における各 固有振動モードについて、数値解析結果と比較したもの である.また、表2には、実験結果から得られた固有振 動数を数値解析結果と比較して示している.なお、ねじ り振動以外のモード分布は、全て下流側の加速度計出力 から求めたものである.また、下流側の振動モードに関 しては橋軸方向の出力結果も反映させている.数値解析 結果は、支承条件による影響を確認するために、A1/A2 橋台の支承部を理想的な可動支承および固定支承とし た場合の2種類について整理している.

まず,(a)図に示す1次振動モードに着目すると,実 験結果および数値解析結果ともに橋軸直角方向に水平



 $(f_e = 2.32 \sim 2.34 \text{ Hz}, f_{am} = 2.27 \text{ Hz}, f_{af} = 2.59 \text{ Hz})$



(b)曲げ対称1次振動モード (f_e = 3.13 ~ 3.15 Hz, f_{am} = 3.12 Hz, f_{af} = 3.26 Hz)



(c) ねじり対称1次振動モード (*f_e* = 4.98 Hz, *f_{am}* = 7.02 Hz, *f_{af}* = 7.02 Hz)



(d)曲げ対称2次振動モード (*f_e* = 5.37 ~ 5.40 Hz, *f_{am}* = 5.14 Hz, *f_{af}* = 5.61 Hz)



(e) ねじり対称2次振動モード (*f_e* = 7.25 ~ 7.50 Hz, *f_{am}* = 9.10 Hz, *f_{af}* = 9.50 Hz)

図 7 実験結果と解析結果におけるモード分布の比較

振動するモードであることが分かる.また,実験結果と 数値解析結果の振動モードを比較すると,固定支承と仮 定した場合は実験結果よりも若干過小に評価している のに対し,可動支承と仮定した場合には実験結果とよく 一致している.また,固有振動数に関しても前述の表2 に示すとおり可動支承と仮定した場合の方が実験値に 近いことが分かる.

次に,(b)図および(c)図に示す曲げ対称1次およびね じり対称1次振動モードに着目すると,側径間部におい て数値解析結果と実験結果に若干の差異が見られるも のの,中央径間部は実験結果と非常によく一致している ことが分かる.また,曲げ対称1次振動モードにおける 固有振動数は,可動あるいは固定支承と仮定した数値解 析結果の間に分布しているものの,ねじり対称1次振動 モードにおける固有振動数は,実験結果が約5Hzであ るのに対し,数値解析結果は約7Hzとなっており,約 1.4 倍程度の差が生じていることが分かる.

(d)図の曲げ対称2次振動モードに関しては、曲げ対称 1次振動モードの場合と同様に、振動モードおよび固有 振動数は実験結果と数値解析結果は比較的よく一致し ているものと考えられる.しかしながら、(e)図に示すね じり対称2次振動モードに関しては、振動モードおよび 固有振動数ともに実験結果と数値解析結果には大きな 差が見られる.これより、車両通行後の振動計測では、 高次のねじり振動モードにおいて、実験結果と解析結果 を一致されることは困難であるものと考えられる.

以上より,振動実験から特定された固有振動数は,ねじ り振動モードを除いて,理想的な可動支承を仮定した数 値解析結果に近い値を示していることより,実橋梁にお ける支承状態は,経年劣化による影響が少なく未だ可動 支承としての機能を十分保持しているものと判断される.

6. **まとめ**

- (1) 車両走行後の振動計測より,低次の固有振動数および固有振動モード分布を特定することができた.
- (2) また,得られた固有振動数は,ねじり対称振動モードを除き理想的な可動支承と仮定した固有振動解析結果に近いことを確認した.
- (3) これより、実橋梁における支承状態は、経年劣化による影響は少なく未だ可動支承としての機能を十 分保持しているものと考えられる。

謝辞

本実験を遂行するにあたり,国土交通省北海道開発局 室蘭開発建設部浦河道路事務所には多大なご協力頂い た.関係各位に深く感謝の意を表する.

参考文献

- 社団法人日本橋梁建設協会:鋼橋の制震技術の最前線-鋼橋 に用いられる制震デバイスとその効果-,技術委員会設計 小委員会,平成21年度技術発表会資料,2009.10.
- 2) 山田次男,菅原良雄,松森順生,中河武史:制震ブレース による鋼方杖ラーメン橋耐震補強の設計・施工-八戸自動 車道干草橋補強工事-,橋梁と基礎,44(7),27-32,2010.7.
- 新山 惇,佐藤昌志,小室雅人,岸 徳光:供用後27年経 過した三径間連続鋼床版斜張橋の自由振動特性,土木学 会,構造工学論文集,47A,1093-1102,2001.3.
- ABAQUS/Standard user's manual, Ver. 6.10, Dassault Systèms Simulia Corp., 2010.