

鋼上路ランガー橋を対象とした固有振動解析と現場計測

NATURAL FREQUENCY ANALYSIS AND FIELD MEASURING FOR A STEEL LANGER BRIDGE

林 裕也¹⁾ 中本啓介¹⁾
 Yuya Hayashi Keisuke Nakamoto

近年、耐震性能の向上や長寿命化を図るため更新時期を迎えた鋼橋から順次、補修・補強工事が進められている。補強工事において、その補強効果を確認する方法としては、橋体固有振動数に着目した振動計測が有効と考えられるが、その事例は少ない。また、解析で確認する場合は、構成部材の劣化や損傷によって固有振動数は変化するため、床版、橋面工の剛性や支点部の損傷状態などを、実橋に合わせて適切にモデル化する必要がある。本報告は、鋼上路ランガー橋の実測・解析による補強効果について検討する。今後の同種工事における基礎データの収集や、解析モデルの留意事項について確認することを目的として、パラメータ解析を実施し部材等のモデル化が固有振動数に及ぼす影響と計測値との整合性について示す。

キーワード：固有振動数，橋体固有振動計測，高速フーリエ変換

1. まえがき

高度経済成長期に大量に架設された既設橋梁が、建設後50年を越えて更新時期を迎えてきており、近年ではこれらの橋梁の耐震性能の向上や長寿命化を図るために、補修・補強工事が行われてきている。検討対象とした鋼上路式ランガー橋は、耐震性能向上および活荷重 (TL-20) に対する耐荷力の向上を目的として、種々の補強が行われた。工事の特徴や架設状況などについては、駒井ハルテック技報 Vol.1¹⁾にて報告している。本報告では、補強効果の確認と、今後予想される同種工事の基礎データの収集・蓄積等を目的として、固有振動計測の結果と、構造モデルを変化させた固有振動解析による検討結果²⁾を示す。

2. 補強工事概要

図-1 に補強工事概要を示す。対象とする橋梁は、ランガー桁部と側径間部で構成される橋長 118.7m の鋼上路ランガー橋である。補強工事の主な内容としては、以下の5項目が挙げられる。

- a) 端支柱部、アーチリブ横構および斜材に座屈拘束ブレースを設置した³⁾。
- b) 側径間端支点部の鋼製支承を、免震支承に取り替えた。
- c) アーチリブ下端、端支柱下端部をアーチアバットと一体の RC 構造とした。
- d) アーチリブおよび側径間部の横構は、部材の取替、追加により補強を行った。
- e) 端支柱部および中間支柱への当て板補強を実施した。

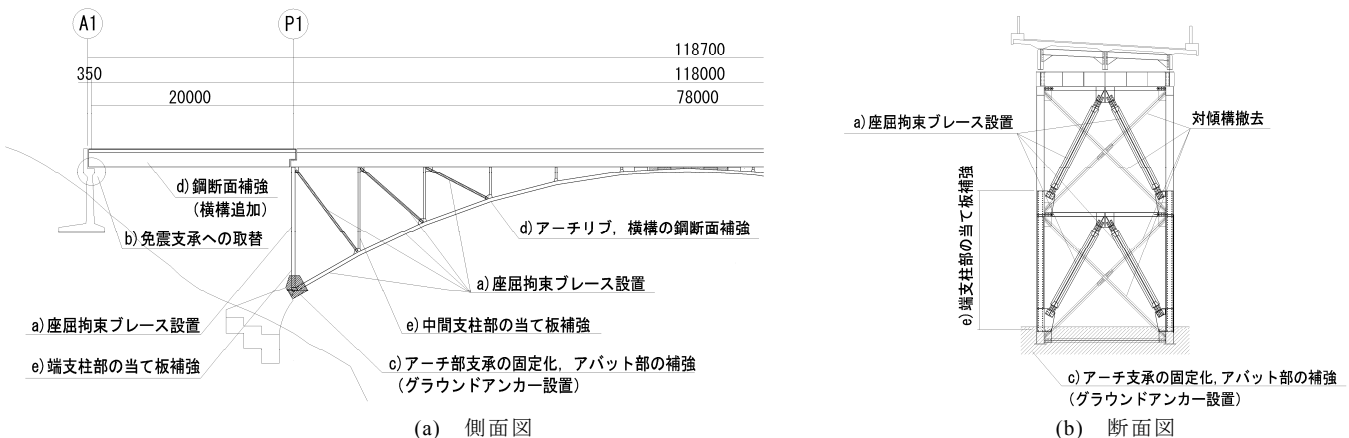


図-1 補強工事概要

1) 技術グループ 技術研究室

3. 補強効果の確認

3.1 固有振動解析による検討

3.1.1 解析モデル

モデル化方法が固有振動数に及ぼす影響を把握するため、パラメータ解析による検討を行った。解析に使用した要素タイプについては、主桁・主構部材は、3次元はり要素にてモデル化を行うことを基本とし、座屈拘束ブレースは、バネ要素としてモデル化を行った。解析にあたっては汎用3次元動解析プログラム TDAPⅢ（アーク情報システム社製）を用いて実施した。

1) 骨組モデル

3次元骨組モデル（以下、3D）および2次元骨組モデル（以下、2D）により、固有振動数の比較を行う。比較対象とする振動モードは、水平モードおよび鉛直モードとする。図-2に解析モデルを示す。

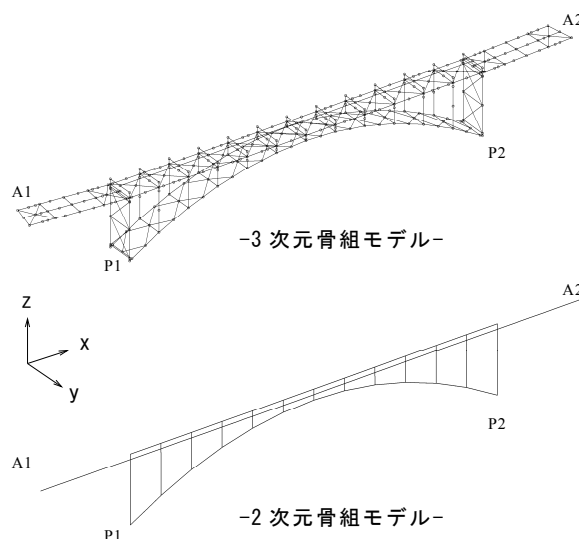


図-2 全体系解析モデル

2) 橋面工（地覆・高欄等）の断面剛性

アーチ系橋梁の固有振動解析を行う場合、鋼部材に加えて、床版のモデル化を行うことで、解析精度が向上することが知られている^{3,4)}。ただし、橋面工（地覆、高欄）のような2次部材については、解析の簡略化のため、考慮されないことが多い。そこで、これらの断面剛性が固有振動数にどの程度影響しているかを解析により確認する。図-3に解析で用いた代表断面の一例を、表-1に解析で用いた断面剛性の一例を示す。

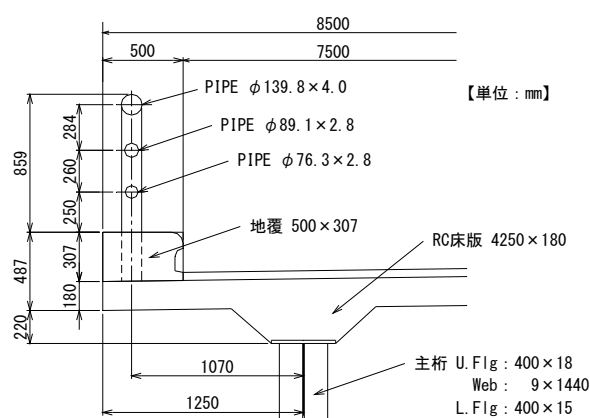


図-3 代表断面 (G1 桁)

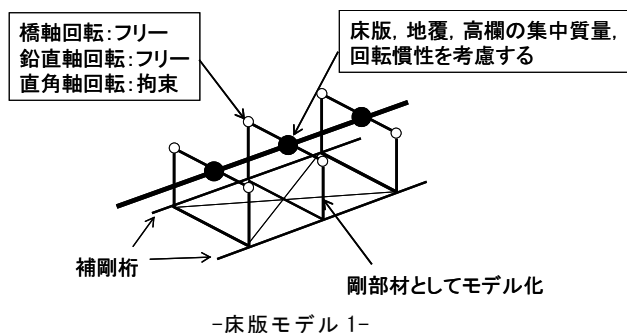
表-1 使用断面剛性 (G1 桁)

	断面寸法 (mm)	A (mm ²)	I _y (mm ⁴)	I _z (mm ⁴)
主桁	U.Fl.g : 400×18 Web : 9×1440 L.Fl.g : 400×15	2.616.E+04	9.212.E+09	5.498.E+08
RC床版 (n=7)	4250×180	1.093.E+05	2.951.E+08	1.645.E+11
地覆 (n=7)	500×307	2.193.E+04	1.722.E+08	4.568.E+08
高欄	φ76.3×2.8 φ89.1×2.8 φ139.8×4.0	3.113.E+03	8.370.E+04	8.370.E+04

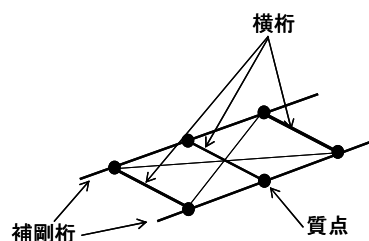
※鋼とコンクリートのヤング係数比 n=7

3) 床版のモデル化

床版のモデル化において、補剛桁とRC床版の結合条件は、合成構造として取り扱うことが多い。床版のモデル化手法としては、「RC床版と補剛桁は別々に梁要素でモデル化し、床版と補剛桁の間は剛結合とするモデル化（モデル1）」と、「横桁を支点としてコンクリートの有効幅を算出し、その剛性と縦桁の剛性を考慮したモデル（モデル2）」が提案されており³⁾、これらのモデルを用いて、床版のモデル化方法が固有振動数に及ぼす影響を確認する。図-4に解析で用いた床版モデルを示す。



-床版モデル 1-



-床版モデル 2-

図-4 床版のモデル化

4) 鋼部材間の結合条件

端支柱部や吊材部とアーチリブの結合条件を、ピン結合および剛結合としたモデルを作成し、これらが固有振動数に及ぼす影響について確認する。ピン結合としたモデルを「ピン」、剛結合に置き換えたモデルを「剛結」とする。表-2、図-5に端支柱部および吊材部の部材結合条件を示す。

表-2 部材結合条件

検討ケース	部材位置	部材結合条件	
		補強前	補強後
ピン	端支柱部	ピン	剛結
	中間支柱部	ピン	ピン
剛結	端支柱部	剛結	剛結
	中間支柱部	剛結	剛結

5) 支承のモデル化

補強工事において、鋼製支承の可動沓は劣化・損傷により、実際には固定沓として機能することがある。そのため、上部構造の応力度や固有振動数に影響を及ぼす事例が報告されている⁵⁾。本報告では、橋軸方向の拘束条件が固有振動数に及ぼす影響を確認するために、支承条件をパラメータとして解析を行い、固有振動数の変化について確認する。補強前におけるA1,A2支承部の橋軸方向変位を自由としたモデルを「可動」、拘束したモデルを「固定」とする。なお、補強後については、これらの支承は免震支承への取替えが行われているため、解析時における支承条件のパネ定数は、レベル1(タイプI)⁵⁾時の一次剛性として解析を行った。使用した支承条件を表-3に示す。

3.1.2 解析結果

固有振動解析により得られた固有振動数を表-4に示す。これより、補強前後における固有振動数は、補強前の支承条件を「固定」としたケースを除き、全てのケースにおいて補強後の固有振動数が補強前を上回っている。解析ケース No.15の振動モード図の一例を図-6に示す。補強前後での剛性の変化により、全体3次モードおよび全体4次モードにおいて振動モードが変化していることがわかる。以下では、各解析モデルにて得られた代表的な解析結果について示す。

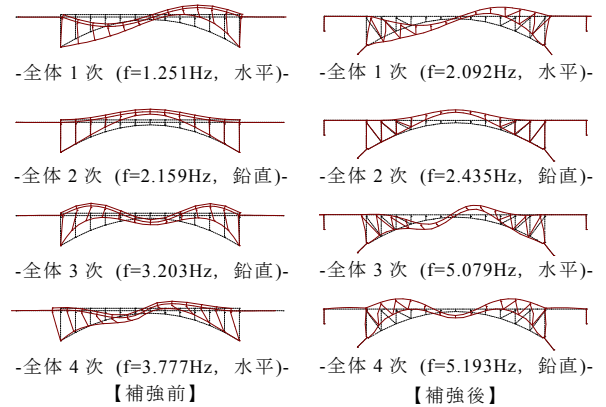


図-6 振動モード図(解析ケース No.15)

1) 骨組モデルによる差

骨組モデル(2D, 3D)の違いによる固有振動数の差については、代表例として、表-4中の解析ケース No.1とNo.9の補強前の固有振動数を比較すると、鉛直1次モードはそれぞれ2.129Hz, 2.133Hzであり、その差は1%未

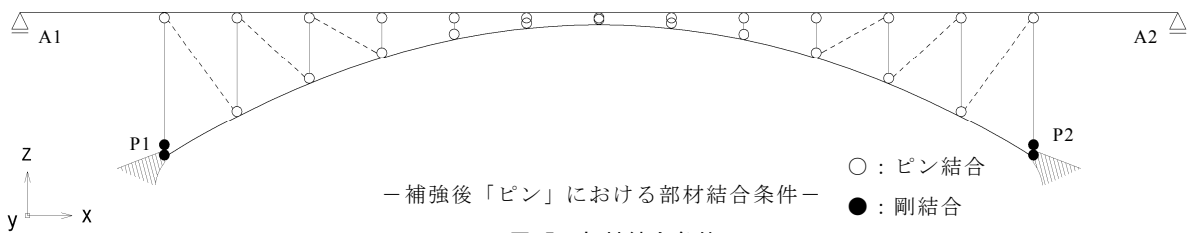


図-5 部材結合条件

表-3 支承条件

	支点位置	支承タイプ	検討ケース	Dx	Dy	Dz	θx	θy	θz
				M/F	M/F	M/F	M/F	M/F	M/F
補強前	A1	可動支承	可動	M	F	F	M	M	M
	A2			M	F	F	M	M	M
	A1	可動支承	固定	F	F	F	M	M	M
	A2			F	F	F	M	M	M
	P1	ピン支承	可動, 固定共通	F	F	F	F	M	F
	P2			F	F	F	F	M	F
補強後	A1	免震支承	/	4.3E+04	2.1E+04	F	M	M	M
	A2			4.3E+04	2.1E+04	F	M	M	M
	P1	ピン支承(RC構造化)		F	F	F	F	F	F
	P2			F	F	F	F	F	F

※表中の数字は、免震支承のパネ定数(N/mm)を示す。
※F: 固定, M: 自由 とする。

表-4 各解析モデルにおける固有振動数の比較（鉛直，水平モード）

解析ケース						固有振動数 (Hz)							
						補強前				補強後			
						鉛直		水平		鉛直		水平	
No.	骨組モデル	地覆・高欄剛性	床版モデル	補強前A1,A2部支点条件	部材結合条件	1次	2次	1次	2次	1次	2次	1次	2次
1	3D	—	1	可動	ピン	2.129	3.060	1.260	3.127	2.398	5.048	2.146	4.624
2		—		固定	ピン	2.129	3.153	1.562	2.451				
3		考慮		可動	ピン	2.164	3.239	1.317	3.184				
4		考慮		固定	ピン	2.166	3.361	1.626	2.590				
5		—	2	可動	ピン	2.153	3.198	1.233	3.603	2.414	5.085	2.078	5.002
6		—		固定	ピン	2.153	3.198	1.983	2.796				
7		考慮		可動	ピン	2.196	3.505	1.366	3.681				
8		考慮		固定	ピン	2.196	3.506	2.109	2.807				
9	2D	—	1	可動	ピン	2.133	3.131	1.322	3.300	2.418	5.186	2.305	4.793
10		—		固定	ピン	2.134	3.273	1.571	4.865				
11		—		可動	剛結	2.161	3.167	1.338	3.376				
12		考慮		可動	ピン	2.178	3.404	1.457	3.404	2.498	5.442	2.434	5.053
13		考慮		固定	ピン	2.182	3.617	1.684	5.442				
14		考慮		可動	剛結	2.202	3.466	1.471	3.472				
15		—	2	可動	ピン	2.159	3.203	1.251	3.777	2.435	5.193	2.092	5.079
16		—		固定	ピン	2.142	3.192	1.944	5.334				
17		—		可動	剛結	2.159	3.215	1.261	3.818				
18		考慮		可動	ピン	2.184	3.501	1.386	3.860	2.483	5.291	2.171	5.291
19		考慮		固定	ピン	2.184	3.501	2.124	5.843				
20		考慮		可動	剛結	2.199	3.523	1.395	3.896				

満であった。鉛直 2 次モードでは、それぞれ 3.060Hz, 3.131Hz と、3%程度の差が生じている。他のケースについても同様の解析結果となっており、2D モデルによる固有振動数が、3D モデルを上回る結果となった。2D モデルではねじれによる影響を考慮できていないため、固有振動数に差が生じているものと考えられる。

2) 橋面工（地覆・高欄等）の断面剛性による差

地覆・高欄剛性の考慮の有無による固有振動数の差について、No.1 と No.3 の補強前の固有振動数を比較すると、No.3 の鉛直 1 次モードでは 2.164Hz、鉛直 2 次モードは 3.239Hz となり、No.1 に対して 2~6%程度差が生じている。鉛直 2 次モードの差が大きくなる理由としては、ランガー桁部全体が大きく変形するモード形状であるため、地覆・高欄による鉛直剛性の差が現れているものと考えられる。

3) 床版のモデル化方法の違いによる差

床版のモデル化方法の違いによる固有振動数の差について、補強前の No.1 と No.5 を比較すると、No.5 の鉛直 1 次モードでは 2.153Hz、鉛直 2 次モードでは 3.198Hz となり、1~5%程度の差が生じている。床版のモデル化方法の違いにより、固有振動数に差が生じることを確認した。

4) 鋼部材間の結合条件による差

補強前の No.9 と No.11 の固有振動数を比較すると、鉛直 1 次モードは No.9 が 2.133Hz、No.11 が 2.161Hz であった。鉛直 2 次モードは、No.9 が 3.131Hz、No.11 が 3.167Hz であり、どちらも 3%程度の差が生じている。

5) 支承条件による差

補強前の No.1 と No.2 の固有振動数を比較すると、橋軸方向の変位を拘束したことによって、鉛直 1 モードは変化がないものの、鉛直 2 次モードと水平 1,2 次モードには差が生じている。特に水平モードにおける固有振動数の変化が大きく、水平 1 次モードでは、No.1 は 1.260Hz、No.2 は 1.562Hz、水平 2 次モードでは、それぞれ 3.127Hz、2.451Hz となっている。水平 2 次モードでは卓越する振動モードが変化したため、固有振動数が 22%程度小さくなる結果となった。これより、可動支承部が損傷を受けると、水平方向の振動特性に大きく影響を及ぼすことが確認できる。

6) まとめ

以上より、骨組モデルや地覆・高欄等の剛性評価、および床版のモデル化の違い等により、固有振動数に差が生じることが確認できる。

3.2 固有振動計測

補強前後における剛性の変化に着目し、サーボ型加速度計を用いて、常時微動および車両通行時での橋体固有振動数を計測し、補強効果の確認を行った。加速度計の設置については、現場での制約条件や工程の都合上、加速度計を多数設置することや、交通規制を行うことが困難であったことから、図-7 に示す 3 箇所を設定し、同期計測を行った。計測条件は、サンプリング周波数を 1,000Hz、サンプリング数を 4092 個とした。加速度の計

測方向については、評価しやすい鉛直モードを基本としたが、平面線形によりねじれの影響が考えられたため、加速度計の設置方向を変えて、水平および面外（橋軸直角）方向の固有振動数についても複数回計測を行った。

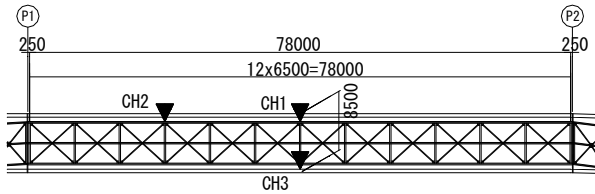


図-7 計測位置

3.3 計測結果および補強効果の確認

各振動モードにおける計測波形およびパワースペクトル分布を図-8に示す。鉛直モードは常時微動時による固有振動数を示している。ただし、水平および面外モードに関しては、常時微動時において卓越する固有振動数が

現れないケースがあったため、加速度の大きくなる車両通行時での固有振動数を示す。各振動モードの1次振動数については、卓越周波数が明確に計測できた。しかし、2次振動数については、補強後の鉛直モードのように卓越する固有振動数が近接していたり、加速度計の仕様上、パワースペクトルが小さく卓越周波数が特定できないケースがあった。そのため、2次振動数については、前述の解析値により得られた固有振動数を参考にして、卓越周波数を設定した。

振動計測結果を表-5に示す。表中には前述の固有振動解析により得られた結果の一部を合わせて示している。まず、計測結果に着目すると、いずれの振動モードにおいても、補強後の固有振動数が補強前の固有振動数を上回っている。少数の加速度計を用いて固有振動数を計測する場合においても、限られた計測結果ではあるが、補前後の固有振動数に着目すれば、斜材・横構部材の追加、当て板断面補

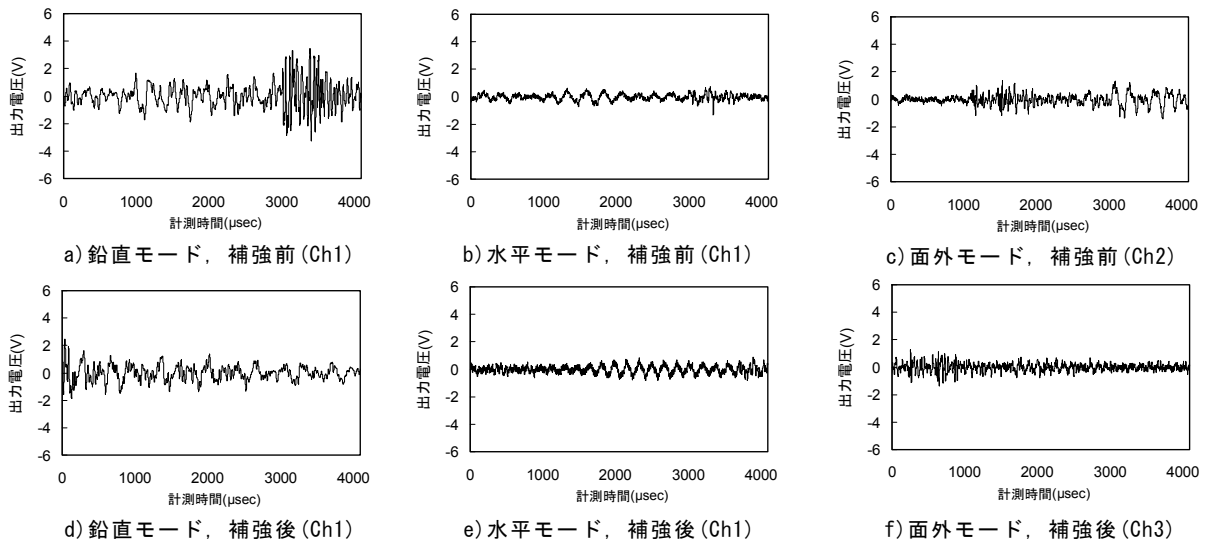


図-8(a) 各振動モードにおける計測波形

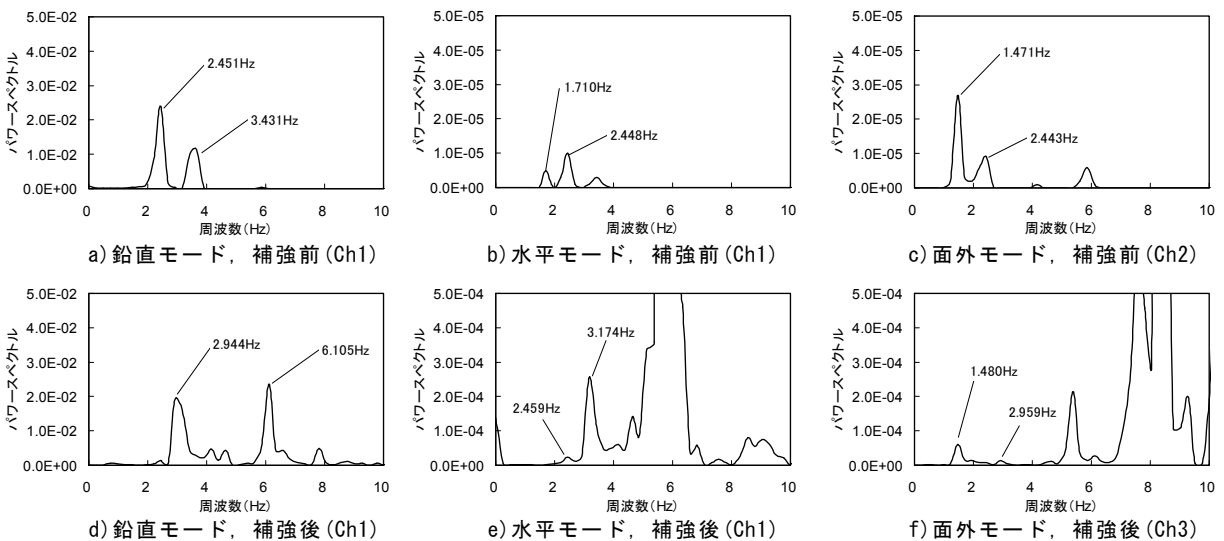


図-8(b) 各振動モードにおけるパワースペクトル分布

表-5 振動計測結果と解析値の比較

		各振動モードにおける固有振動数(Hz)						
		鉛直		水平(橋軸)		面外(橋直)		
		1次	2次	1次	2次	1次	2次	
計測値		補強前	2.451	3.431	1.710	2.448	1.471	2.443
		補強後	2.944	6.105	2.459	3.174	1.480	2.959
		差(%)	20.1	77.9	43.8	29.7	0.6	21.1
解析値	No.1	補強前	2.129	3.060	1.260	3.127	1.271	3.294
		補強後	2.398	5.048	2.146	4.624	1.381	2.550
		差(%)	12.7	65.0	70.3	47.9	8.7	-22.6
	No.4	補強前	2.166	3.361	1.626	2.590	1.316	3.297
		補強後	2.450	5.225	2.214	4.938	1.536	3.324
		差(%)	13.1	55.5	36.2	90.7	16.7	0.8
	No.13	補強前	2.182	3.617	1.684	5.442	-	-
		補強後	2.498	5.442	2.434	5.053	-	-
		差(%)	14.5	50.5	44.5	-7.1	-	-
計測値と解析値の差	No.1	補強前 (%)	-13.2	-10.8	-26.3	27.8	-13.6	34.8
		補強後 (%)	-18.5	-17.3	-12.7	45.7	-6.7	-13.8
	No.4	補強前 (%)	-11.6	-2.0	-4.9	5.8	-10.5	35.0
		補強後 (%)	-16.8	-14.4	-10.0	55.6	3.8	12.3
	No.13	補強前 (%)	-11.0	5.4	-1.5	122.3	-	-
		補強後 (%)	-15.1	-10.9	-1.0	59.2	-	-

補強前後での差 = (補強後-補強前) / 補強前 × 100%
 計測値と解析値の差 = (解析値-計測値) / 計測値 × 100%

強等による効果が確認できる。さらに、加速度計の計測精度を考慮すれば、卓越振動数が明確に計測できる鉛直1次モードに着目すれば、補強効果を確認することができる。

つぎに、前節で得られた解析値と計測値の比較を行う。鉛直モードについて、地覆・高欄の剛性を評価していない解析ケースNo.1では、補強前後の固有振動数は、計測値と比較して1次振動数は13~19%、2次振動数で11~17%程度の差が生じているが、剛性を評価したNo.4とNo.13の固有振動数は、1次振動数が11%~17%、2次振動数が2~15%の差となっており、計測値により近い固有振動数が得られている。つぎに、水平モードについて補強前の計測値と解析値を比較すると、支承条件を「可動」とした解析ケースNo.1においては、補強前の1次振動数で26%、2次振動数で28%の差が生じていた。それに対し、「固定」としたNo.4では、1次振動数で5%、2次振動数で6%の差となった。これより、補強前においては可動支承部が損傷により水平変位が拘束されていたものと推測できる。

以上より、モデル化の方法を適切に選択することによって、より実橋に近い固有振動数を得られることがわかった。なお、No.4の2次振動数と、No.13の1,2次振動数に大きく差が生じている理由については、本検討の範囲では特定できなかった。

4. まとめ

本報告で得られた知見を以下に示す。

1)骨組モデル(2D, 3D)や地覆・高欄剛性の評価および床版のモデル化方法等をパラメータとした固有振動解析を行った結果、モデル化の違いにより、固有

振動数に差が生じることを確認した。

2)固有振動計測により、補強前後での固有振動数を比較した結果、補強後の固有振動数が補強前を上回る結果となり、補強効果が確認できた。本工事のように、少数の加速度計を用いて固有振動数を計測する場合、卓越振動数が明確に計測できる鉛直1次モードに着目すれば、補強効果を評価できることがわかった。

あとがき

執筆するにあたり、国土交通省 中国地方整備局 浜田河川国道事務所の方々には便宜を図って頂きました。ここに深く感謝の意を示します。

参考文献

- 1) 山崎, 有村, 辻野: 西津和野大橋の補修・補強, 駒井ハルテック技報 Vol.1, pp112-119, 2011
- 2) 林, 山崎, 有村, 辻野, 高瀬: 鋼上路ランガー橋の補修・補強工事に伴う現場計測について, 鋼構造年次論文報告集 Vol.20, 2012 (掲載予定)
- 3) (社)日本鋼構造協会: 鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン, 2006
- 4) 牧野, 森田, 松田, 下條, 古田: 既設鋼橋の3次元有限要素解析と振動計測, 鋼構造年次論文報告集 Vol.19, pp625-630, 2011
- 5) 山村, 出戸, 岩崎: 支承機能低下が既設鋼合成I桁橋の応力に及ぼす影響度について, 構造工学論文集 Vol.56A, pp701-709, 2010
- 6) (社)日本道路協会: 道路橋示方書 V耐震設計編, 2002