

強制加振実験による石狩河口橋の固有振動特性評価

An evaluation of natural vibration characteristics of Ishikari kakou bridge by means of forced vibration test

(株) 構研エンジニアリング	○正員	加藤 剛	(Tsuyoshi Kato)
(株) 構研エンジニアリング	正員	京田 英宏	(Hidehiro Kyoda)
(独) 北海道開発土木研究所	正員	西 弘明	(Hiroaki Nishi)
(独) 北海道開発土木研究所	正員	佐藤 京	(Sato Takashi)
(株) ケイジーエンジニアリング	正員	巽 治	(Tatsumi Osamu)
室蘭工業大学	フェロー	岸 徳光	(Norimitsu Kishi)

1. はじめに

北海道開発局では、耐震上および維持管理の観点から現況における石狩河口橋の固有振動特性を把握するため、強制加振実験および常時微動観測を実施した。本論文では、強制加振実験および常時微動観測について報告するとともに、三次元有限要素モデルによる固有振動解析を実施し、強制加振実験結果および常時微動観測結果との比較により解析手法の妥当性を検討した。なお、本実験は平成16年11月に実施したものである。

橋)である。

本斜張橋の主桁形式は、幅員 11.4m、桁高 2.0m の鋼床版箱桁であり、耐風安定性向上のために桁両側面にはフェアリングが設置されている。また、主塔形式は A 型、2 面ケーブル形式であり、ケーブルは主塔および主桁にヒンジ結合されている。写真-1 には、現況の石狩河口橋の写真を示している。

2. 石狩河口橋の概要

一般国道 231 号石狩河口橋は、石狩川河口から 5.5km 上流に位置する橋長 1,412.7m の長大橋梁であり、昭和 42~47 年に第 1 期工事（札幌側 664.0m）、昭和 48~51 年に第 2 期工事（留萌側 748.7m）が行われ、昭和 51 年に供用を開始した。その主橋梁部は全長 288.0m、中央径間 160.0m の三径間連続鋼斜張橋（以後、単に本斜張



写真-1 石狩河口橋の現況写真

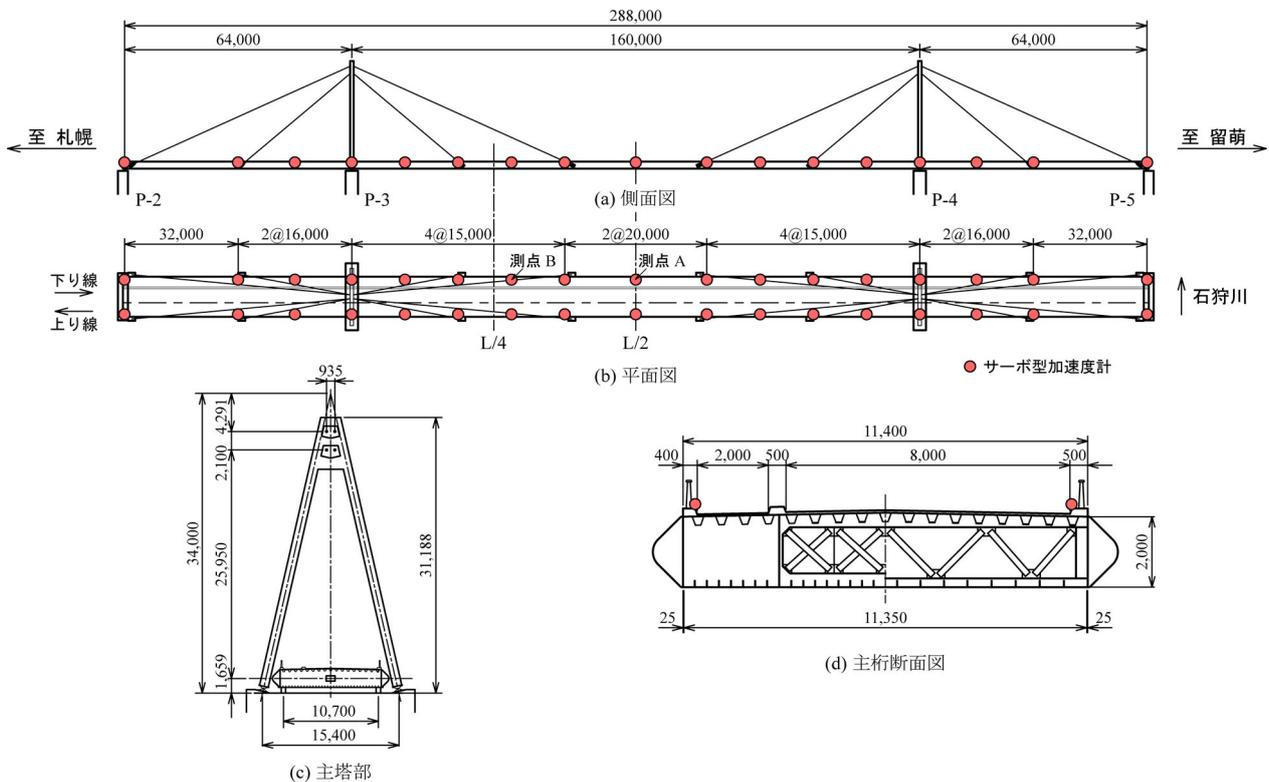


図-1 石狩河口橋の概要と加速度計設置位置

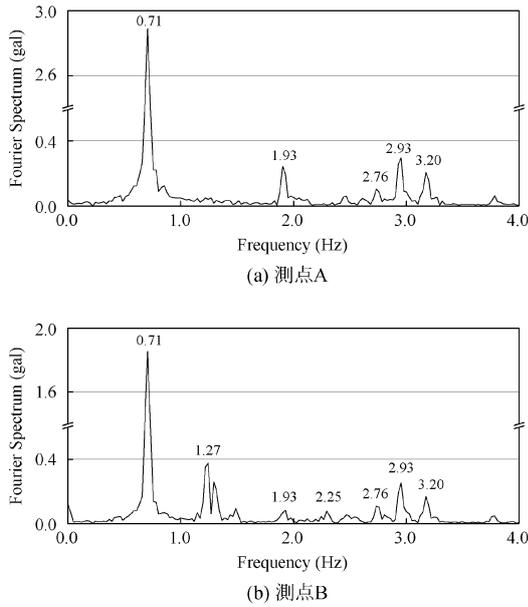


図-2 観測加速度波形から求めたフーリエスペクトル

3. 強制加振実験の概要と結果

強制加振実験は、片側交互通行状態で加振装置の移動が容易なトラッククレーン（全質量：26,500kg）を用いた重錘上下法（2,000kg 重錘）により実施した。また、橋梁各点に設置した加速度計からの出力を同時計測し、得られた加速度波形を基に低次固有振動数および固有振動モードの抽出を行った。なお、本実験は安全性を考慮して、交通量の少ない午後 10 時 30 分から午前 1 時 30 分の間に実施している。

3.1 加振位置および加振方法

加振位置は、橋軸直角方向に下り線（L 側）あるいは上り線（R 側）を用い、橋軸方向に中央径間長を L として $L/2$ 点および $L/4$ 点とした。なお、 $L/2$ 点加振は橋軸方向対称振動モード（以後、単に対称振動モード）、 $L/4$ 点加振は橋軸方向逆対称振動モード（以後、単に逆対称振動モード）の励起を想定している。

加振は、想定した振動モードが効率よく励起されるように、曲げ振動を励起するための加振時にはクレーンを下り線に配置しブームを橋軸方向に張り出し、ねじり振動を励起するための加振時にはクレーンを上り線に配置し橋軸直角方向にブームを張り出すことにより実施している。また、実験では、ねじり振動モードの励起も想定していることから、この振動モードが励起されやすいように、トラッククレーン位置近傍にカウンターウェイトとして 20,000kg の重錘を設置している。

3.2 計測システム

測定する振動成分は全て加速度成分とし、図-1 に示しているように下り線および上り線側端部にそれぞれ 17ch ずつ合計 34ch のデジタルサーボ型加速度計を設置した。なお、計測は 200Hz 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。

3.3 固有振動数の抽出および固有振動モードの決定法

実測加速度波形を用いた低次固有振動数の抽出および各固有振動モードの決定方法は、既往の論文¹⁾⁻³⁾を参考

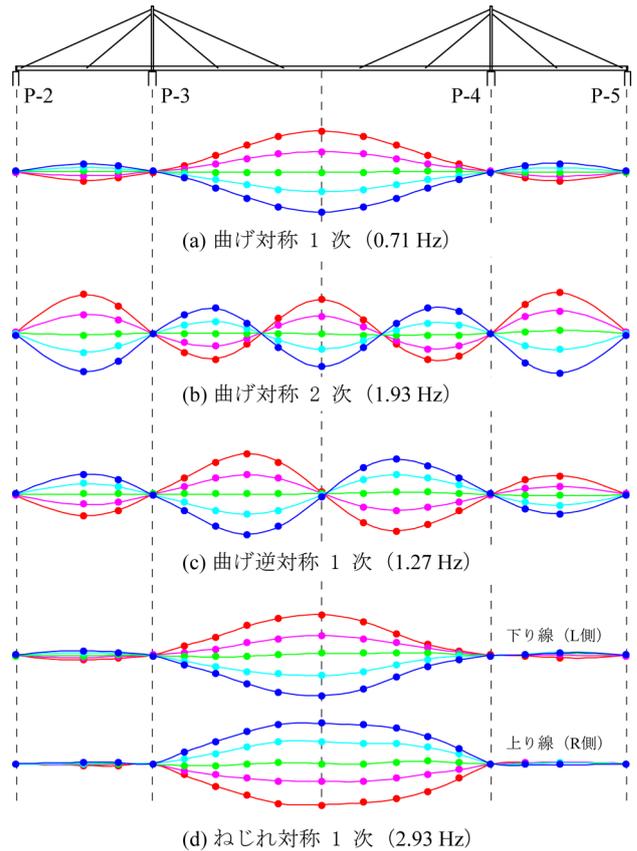


図-3 振動モード分布図
(強制加振実験結果 $L/2$ 点加振)

に、以下の過程に基づいて実施した。

- 1) 収録された加速度波形から、減衰自由振動の見られる 30sec 間について FFT 処理を施しフーリエスペクトルを求める。この際、一回の Hanning のデジタルフィルタによりスペクトルの平滑化を施す。
- 2) 主要な測点に関するフーリエスペクトルから低次固有振動数であると考えられる卓越振動数を抽出する。
- 3) 固有振動モードを求めるために、各測点において 2) で求めた卓越振動数についてフーリエ振幅および位相スペクトルを基に加速度波形を作成する。
- 4) 3) で求められた各卓越振動数の加速度波形について、振幅の大きい測点の波形を基準にして 1/2 振幅毎の振動モードを求め、モードの節および腹の位置が各振動で移動せず、振動モードが連成していないことを確認し固有振動モードを決定する。

なお、本論文では低次固有振動数の抽出に主眼を置いていることから、各振動モードに対する減衰定数の算定は行わないこととする。

3.4 強制加振実験結果

図-2 には、実験結果の一例として $L/2$ 点加振において、測点 A および測点 B で計測された加速度波形から求めたフーリエスペクトルを示している。

図-3 には、 $L/2$ 点加振の L 側計測点において計測された加速度波形より得られたフーリエスペクトルおよび位相スペクトルにより特定した振動モード分布図を示している。図より、各振動モード分布は、節と腹が明確に現

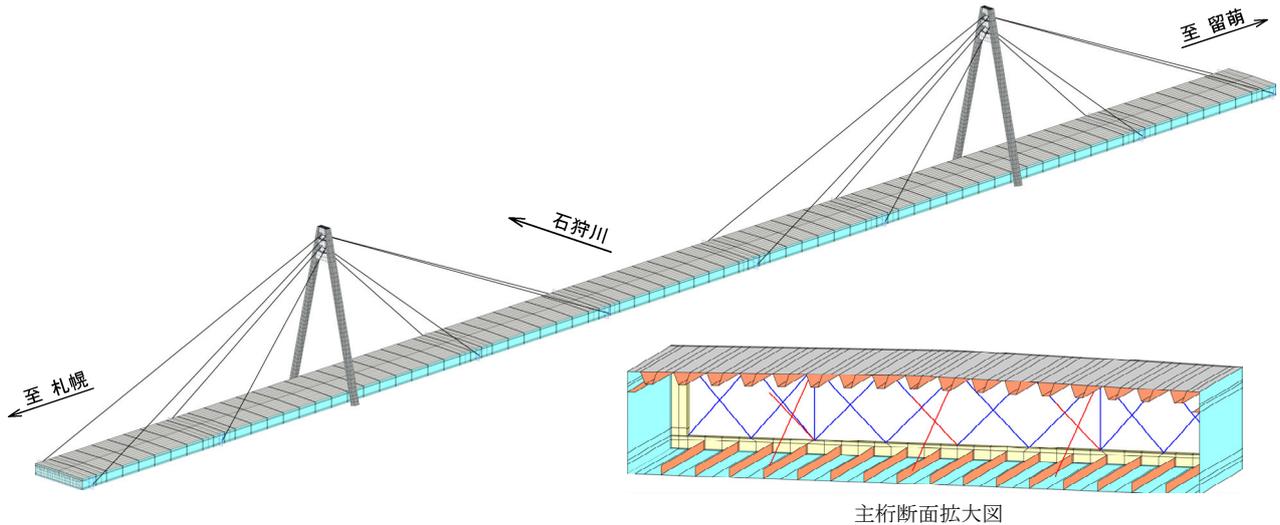


図-4 要素分割状況

表-1 物性値一覧

材料	弾性係数 E (GPa)	ポアソン比 ν	単位体積質量 ρ (kg/m ³)
鋼桁	206	0.3	7.85×10 ³
ケーブル			--

表-2 実験結果および解析結果の固有振動数一覧

振動モード		強制加振実験		常時微動観測	数値解析
		加振点L/2	加振点L/4		
曲げ振動	対称 1 次	0.71	0.71	0.73	0.73
	対称 2 次	1.93	1.95	1.95	1.72
	対称 3 次	2.76	2.78	--	2.53
	逆対称 1 次	1.27	1.25	1.27	1.15
	逆対称 2 次	2.25	--	--	2.08
ねじり振動	対称 1 次	2.93	3.20	3.20	2.86

れており、各固有振動数に対応するものであることがわかる。なお、L/2 点加振 R 側計測点、L/4 点加振時および別途実施した常時微動観測においても、同様な各振動モードが確認されている。

4. 三次元有限要素法を用いた数値解析仮定

本研究では、主橋梁部を対象に三次元有限要素モデルによる固有振動解析を実施した。さらに、強制加振実験結果と比較することにより解析手法の妥当性を検証している。

4.1 数値解析モデル

図-4 には、本解析モデルの要素分割状況を示している。総節点数および総要素数はそれぞれ 92,556、110,548 である。本解析では、ねじり振動モードの特定を行うため、構造系や振動モードの対称性を考慮せず橋梁全体をモデル化し解析を実施した。ただし、高欄、照明柱は考慮していない。また、主桁および主塔内部には補剛部材が複雑に配置されていることから、これらをできるだけ忠実に再現することとした。

使用要素は、主桁部および主塔部には 4 節点シェル要素、対傾構に三次元梁要素、ケーブルには三次元トラス要素を用いた。また、鋼床版上には 65mm 厚のアスファルト舗装が施されているが、ここでは、計算を簡素化するためアスファルト舗装の曲げ剛性は無視し、その軸剛性と質量を鋼床版に付加する形で一枚のシェル要素にモデル化している。

表-1 には、本解析で使用した物性値を一覧にして示している。

4.2 数値解析条件

固有振動解析は、三次元構造解析汎用プログラム ABAQUS⁴⁾を用い、ケーブルに作用張力を導入後、固有振動解析を実施している。また、本解析ではケーブルの連成振動は無視することとし、ケーブルの質量は主塔および主桁定着部に等しく付加することとした。

各支点の境界条件は、設計条件と同様に P-3 橋脚上の主桁下面の支点に相当する節点は、変位を拘束し、橋軸方向への回転は許容される条件となっている。その他の支点に相当する節点は、可動支点とし、橋軸直角方向および鉛直方向変位のみを拘束することとした。なお、主塔基部は設計条件ではヒンジであるが、本解析では、完全固定としている。

5. 数値解析結果および強制加振実験結果との比較

表-2 には、本解析により得られた固有振動数を強制加振実験結果と比較して示している。なお、ここでは強制加振実験と同時に実施された常時微動観測の結果も併せて示している。表より、ねじり対称 1 次振動に関しては、若干の差異が見られるものの、それ以外の振動モードに関しては、固有振動数は何れもよく一致していることがわかる。また、強制加振実験結果と常時微動観測結果の固有振動数を比較すると、L/2 点加振では曲げ対称振動、L/4 点加振では曲げ逆対称振動が、常時微動観測

の結果より若干小さな値となっている。これは、強制加振実験に用いたトラッククレーンの影響によるものと推察される。

図-6 には、本解析によって得られた各固有振動モードを強制加振実験結果 (L/2 点加振) および常時微動観測結果と比較して示している。図より、曲げ逆対称 2 次振動に関しては、中央径間で解析結果と実験結果に若干の差異が見られる。また、ねじり対称 1 次振動では、解析結果と常時微動観測結果はほぼ一致しているものの、強制加振実験結果は P-4 側中央径間において若干の差異が見られる。このことも、前述と同様にトラッククレーンが振動モードに影響を与えたものと考えられる。その他の振動モードに関しては、解析結果と実験結果は概ね一致していることがわかる。

6. まとめ

本論文では、現況における石狩河口橋の固有振動特性を把握することを目的として実施した強制加振実験および常時微動観測について検討を行った。さらに、三次元有限要素モデルによる固有振動解析を実施し、解析手法の妥当性を検討した。本研究により得られた知見をまとめると以下の通りである。

強制加振実験結果および常時微動観測結果より

- 1) 各固有振動数に対応する各固有振動モード分布図を得ることができた。
- 2) 強制加振時の固有振動数は、常時微動観測結果と比較して低い値となったことから、トラッククレーンが主橋梁部全体の固有振動数に影響を与えているものと推察される。

三次元有限要素モデルによる固有振動解析結果より

- 3) 解析結果と実験結果を比較すると、曲げ対称 1 次振動モード以外の固有振動数は解析結果が実験結果より若干小さな値となった。また、振動モードに関しては、曲げ逆対称 2 次振動において若干の差異が見られるものの、他の振動モードは概ね一致している。したがって、本解析は本斜張橋の振動特性を概ね再現しているものと考えられる。

参考文献

- 1) 新山 惇, 岸 徳光, 佐藤 昌志, 池田 憲二, 高橋 朋代: 常時微動観測を用いた石狩河口橋の振動特性評価, 土木学会北海道支部研究発表論文報告集, 第 57 号, pp.116-119, 2001.2
- 2) 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斜張橋の自由振動特性, 土木学会構造工学論文集 Vol.47A, pp.1093-1102, 2001.3
- 3) 三田村 浩, 岸 徳光, 小室 雅人, 巽 治, 加藤 剛: 美原大橋の強制加振実験と固有振動特性評価, 土木学会北海道支部論文集報告書, 第 61 号, I-36, 2004.3

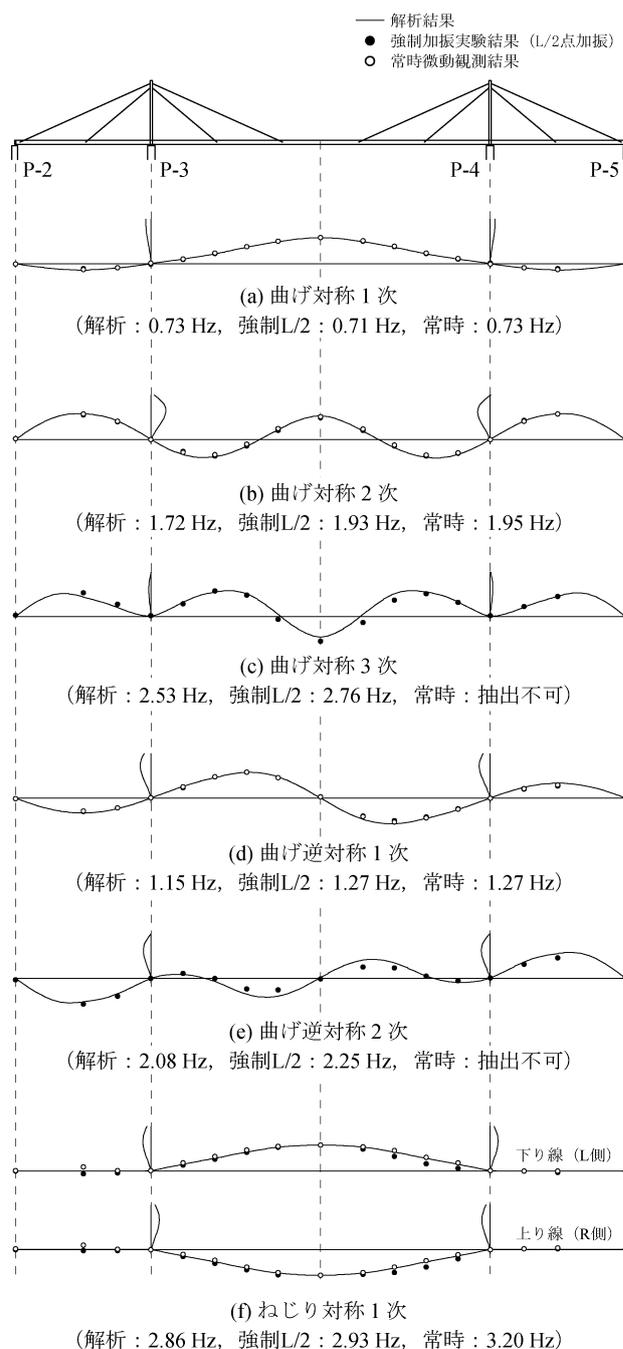


図-5 解析結果と実験結果の比較

- 4) ABAQUS/Standard User's Manual, Ver.5.7, Hibbit Kalsson & Sorensen Inc., 1999
- 5) 大崎順彦: 新・地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版会, 1994.5
- 6) 長松昭夫: モード解析入門, 学術文献普及会, 1993.7