

東北地方太平洋沖地震の余震観測記録に基づいた 鶴見つばさ橋の動特性に関する分析

庄司 学¹・針谷 諒大²・藤川 昌也³

¹正会員 筑波大学准教授 システム情報系（〒305-8573 茨城県つくば市天王台1-1-1）

Email: gshoji@kz.tsukuba.ac.jp

²筑波大学 理工学群 工学システム学類（同上）

Email: s1211174@u.tsukuba.ac.jp

³東日本旅客鉄道株式会社 東京工事事務所（〒151-8512 東京都渋谷区代々木2-2-6）

1. はじめに

東北地方太平洋沖地震は、巨大プレート間地震であったため、長周期地震動が励起され、それらに曝露された免震橋梁や吊形式橋梁において地震観測記録が得られた¹⁾。これらの橋梁形式は長周期地震動によって動的応答が増大する可能性があるが、その経験が少ないために、実観測記録を分析し、動特性を把握することは価値の高いものである²⁾。

本研究では、鶴見つばさ橋において東北地方太平洋沖地震の余震（2011年3月13日2時56分18秒）により得られた地震観測記録を基に、鶴見つばさ橋の動特性の特徴を明らかにする。さらに、先行研究で得られた結果と照らし合わせながら、推定された振動モード形に対する考察を行なう。

2. 対象橋梁と地震観測記録

鶴見つばさ橋は、首都高速道路湾岸線の一部として大黒埠頭と扇島の鶴見航路を結ぶ3径間連続鋼斜張橋である³⁾（図-1）。逆台形の扁平鋼製箱桁であり、逆Y字形の鋼製主塔となっている。主塔基部は鋼製横梁から下方の2/3が8角形2室中空断面SRC構造であり、端橋脚であるP1とP4は同様に8角形2室中空断面を有するRC構造である。支持形式としては、

P2とP3に鉛直支承、水平支承、弾性拘束ケーブル及びベーン型オイルダンパーが設置され、P1とP4にペンデル支承及び水平支承が設置されている。鉛直支承は橋軸（LG）、橋軸直角（TR）方向ともに可動、水平支承はLG方向が可動、TR方向が固定である。ペンデル支承は、鉛直（UD）方向に対する支持機能を有しLG方向は可動である。主塔と主桁を繋ぐLG方向の支持には弾性拘束ケーブルが採用され、橋梁全体系の減衰向上のためにベーン型オイルダンパーが主塔基部に設置されている。架橋地点の地盤種別は、P1においてⅡ種地盤、P2からP4においてⅢ種地盤である。

図-1に示すように、計27箇所、50成分の加速度及び変位による地震観測が行われている。波形のサンプリング周波数は100[Hz]、計測時間は174.50[sec]である。図-2に示すように、鶴見つばさ橋で観測された加速度波形は長周期成分を含んでいることが定性的に明らかである。興味深い点として、P2主塔では主塔中間部が最大応答値0.38[m/s²]を示しているのに対して、P3主塔では主塔頂部が最大応答値0.28[m/s²]を示しており、P2主塔は2次モードが卓越し、P3主塔は1次モードが卓越したと推測される。

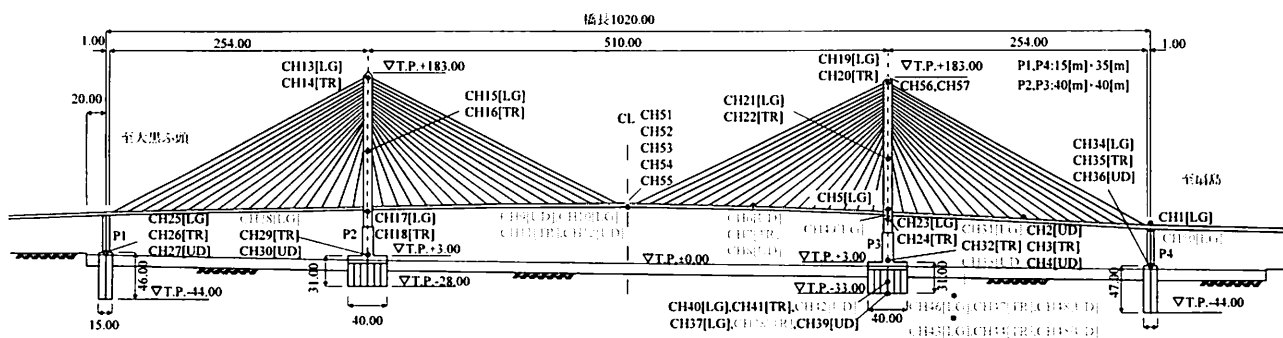


図-1 鶴見つばさ橋における地震観測（灰色の観測点については精度の観点から本分析では使用していない）

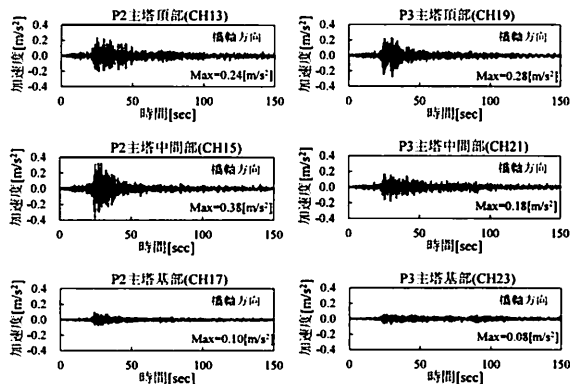


図-2 P2とP3主塔におけるLG方向の加速度波形

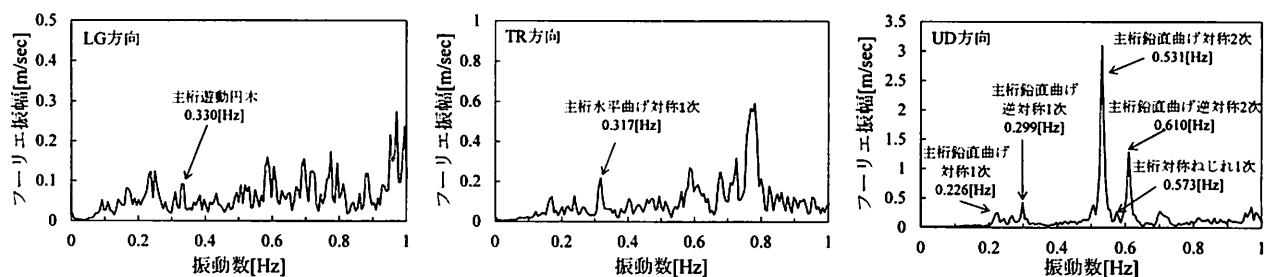


図-3 P3-P4間主桁における観測記録のLG/TR/UD成分のフーリエスペクトル

3. 動特性の特徴

常時微動計測及び定常加振実験の結果に基づくと、鶴見つばさ橋は鉛直方向とねじれの振動特性を有することが明らかとなっている⁴⁾。そこで、主桁で得られたフーリエスペクトルより先行研究による実験結果及び解析と同様の動特性が確認できるかについて検証する。表-1には、参考文献4)、5)によって推定された鶴見つばさ橋の固有振動数を示し、図-3には東北地方太平洋沖地震で得られた鶴見つばさ橋のP3-P4間主桁における観測記録のLG/TR/UD成分のフーリエスペクトルを示す。これらの文献で示された結果と照らし合わせると、LG方向のフーリエスペクトルにおける0.330[Hz]でのピークは主桁遊動円木モードであると推察され、TR方向のフーリエスペクトルにおける0.317[Hz]でのピークは主桁の水平曲げ対称1次である可能性が高い。また、UD方向の主要な振動モードである主桁曲げ対称1次(0.226[Hz])並びに2次(0.531[Hz])、主桁曲げ逆対称1次(0.299[Hz])並びに2次(0.610[Hz])、及び主桁ねじれ対称1次(0.573[Hz])が現れていることが確認できる。吊形式橋梁の特徴である橋桁の面内剛性が低いことに起因して、UD方向のフーリエスペクトルのピークがLG方向及びTR方向に比べて明確に現れていることから、鶴見つばさ橋に関しては非定常な外乱に対しても精度良く動特性を読み取

表-1 先行研究による鶴見つばさ橋の固有振動数の推定

主要な固有振動モード	解析値[Hz] 文献4)	実験値[Hz] 文献4)		文献5)によって推定された固有振動数[Hz]	観測記録から推定される固有振動数[Hz]
		常時微動	定常加振		
主桁遊動円木	-	-	-	0.345	0.330
主桁鉛直曲げ対称1次	0.210	0.224	0.213	0.207	0.226
主桁鉛直曲げ逆対称1次	0.290	0.316	0.293	0.285	0.299
主桁水平曲げ対称1次	0.253	0.304	-	0.299	0.317
主桁ねじれ対称1次	0.501	0.558	0.544	-	0.573
主桁鉛直曲げ対称2次	0.512	0.536	0.517	0.505	0.531
主桁鉛直曲げ逆対称2次	0.597	0.614	0.598	0.592	0.610

ることができる。

4. 地震観測記録に基づく伝達関数の算定

地震観測記録から求めた伝達関数における振幅及び位相情報より鶴見つばさ橋の振動モード形を推定する。入力地震動を $\ddot{y}$ 、質点の地表面に対する相対変位を x とする場合、任意の質点 p の出力は $\ddot{x}_p + \ddot{y}$ となる。ここで、出力 $\ddot{x}_p + \ddot{y}$ の入力 $\ddot{y}$ に対する伝達関数 $\bar{H}_p^{N'}(f_j)$ を求める。その際には、出力 $\ddot{x}_p + \ddot{y}$ 及び入力 $\ddot{y}$ のデータ数を N' とし、時系列データにおける j 番目の振動数を

$$f_j = \left(\frac{1}{N' \cdot \Delta t} \right) \cdot j \quad (1)$$

と定義する。なお、 Δt は観測記録の時間刻みである。これより、伝達関数 $\bar{H}_p^{N'}(f_j)$ はクロススペクトルの形から以下の式で表される。

$$\bar{H}_p^{N'}(f_j) = \frac{F_{\ddot{y}}(f_j) \cdot F_{\ddot{x}_p + \ddot{y}}(f_j)^*}{|F_{\ddot{y}}(f_j)|^2} \quad (2)$$

ここで、 $F_{\ddot{x}_p + \ddot{y}}(f_j)$ 、 $F_{\ddot{y}}(f_j)$ は $\ddot{x}_p + \ddot{y}$ 及び $\ddot{y}$ のフーリエ変換、 $F_{\ddot{x}_p + \ddot{y}}(f_j)^*$ は $F_{\ddot{x}_p + \ddot{y}}(f_j)$ の複素共役である。

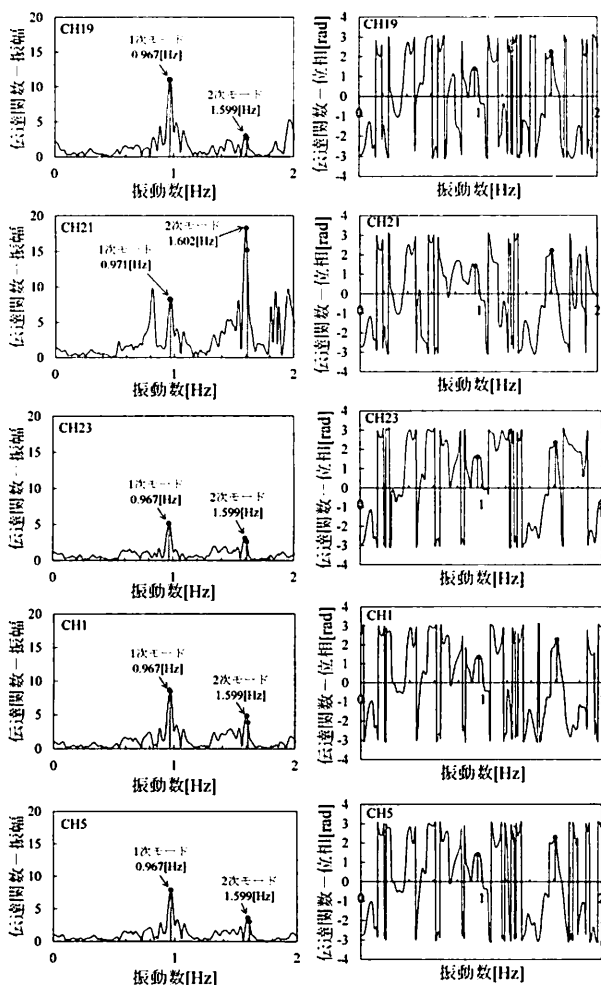


図-4 P3橋脚基礎重心位置(CH40)を入力とし、上から順にP3主塔頂部(CH19), P3主塔中間部(CH21), P3主塔基部(CH23), P4主桁(CH1), P3主桁(CH5)をそれぞれ出力とした場合のLG方向における観測記録の伝達関数の振幅及び位相(赤印は5章で振動モード形を推定する際に適用した1次モード及び2次モードの振動数で、 $f^1=0.967[\text{Hz}]$, $f^2=1.611[\text{Hz}]$ である)

これらに基づき、図-4には、P3橋脚基礎重心位置(CH40)を入力として、P3主塔及びP4主桁の各点を出力とした場合のLG方向における観測記録の伝達関数の振幅及び位相情報を示す。同様にTR方向についても、P3橋脚基礎天端(CH32)を入力として、P3主塔各点を出力とした場合の観測記録の伝達関数の振幅及び位相情報を図-5に示す。なお、伝達関数を求める際の時系列データの継続時間は302.08[sec]とし、バンド幅0.05[Hz]のParzen windowによってスムージングをほどこした。これより、P3主塔のLG方向の1次モードが0.967~0.971[Hz], 2次モードが1.599~1.611[Hz]と推定され、TR方向の1次モードが0.885~0.891[Hz], 2次モードが1.642~

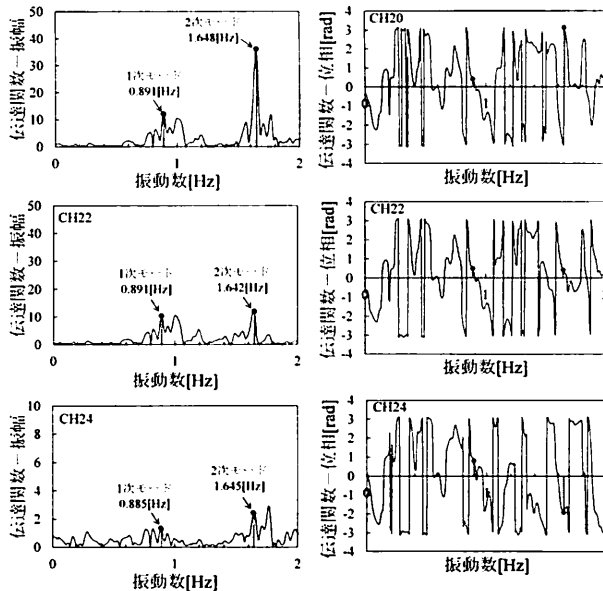


図-5 P3橋脚基礎天端(CH32)を入力とし、上から順にP3主塔頂部(CH20), P3主塔中間部(CH22), P3主塔基部(CH24)をそれぞれ出力とした場合のTR方向における観測記録の伝達関数の振幅及び位相(赤印は5章で振動モード形を推定する際に適用した1次モード及び2次モードの振動数で、 $f^1=0.891[\text{Hz}]$, $f^2=1.648[\text{Hz}]$ である)

1.648[Hz]とそれぞれ推定された。

5. 振動モード形の推定

図-4及び図-5から推定した固有振動数 f' の情報と観測記録の伝達関数の振幅及び位相情報を用い、文献6)の考え方にに基づき振動モード形を以下のように推定する。観測点の中で基準点 k における入力を $\ddot{y}_k$ とし、他の任意観測点 p における出力を $\ddot{x}_p + \ddot{y}_k$ とした場合の伝達関数は式(2)で表されるが、改めて $\phi_{rp} \equiv \bar{H}_p^{N'}$ と定義する。 ϕ_{rp} は任意の観測点 p における第 r 次の振動モード形を表している。なお、 ϕ_{rp} は以下に示すような複素数となる。

$$\phi_{rp} = \text{Re}(\phi_{rp}) + \text{Im}(\phi_{rp}) \cdot i \quad (3)$$

ここで、 i は虚数単位で、 Re は伝達関数の実部、 Im は虚部をそれぞれ示す。これより、観測記録による伝達関数の振幅 ϕ_{rp} 及び位相 θ_{rp} は、以下の式となる。

$$\phi_{rp} = \sqrt{(\text{Re}(\phi_{rp}))^2 + (\text{Im}(\phi_{rp}))^2} \quad (4a)$$

$$\theta_{rp} = \tan^{-1} \left(\frac{\text{Im}(\phi_{rp})}{\text{Re}(\phi_{rp})} \right) \quad (4b)$$

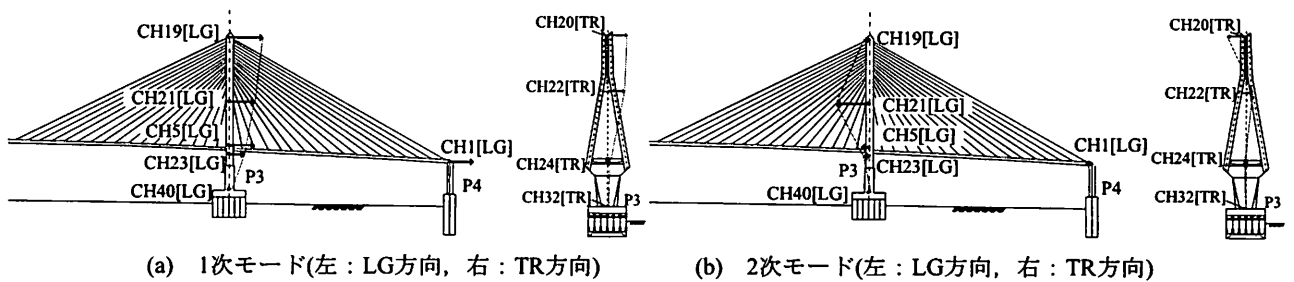


図-6 鶴見つばさ橋の振動モード形

最終的に、位相情報を考慮すると観測点 p における第 r 次モードは次式となる。

$$\phi_{rp} = \begin{cases} +\phi_{rp} & (|\theta_{rp}| \leq \pi/2) \\ -\phi_{rp} & (|\theta_{rp}| > \pi/2) \end{cases} \quad (5)$$

推測した固有振動数 f' における伝達関数の振幅を振動モード形の振幅値とする。その際には、式(5)に基づき、位相が $-\pi/2 \sim +\pi/2$ の範囲であれば同位相とし正の符号、逆位相であれば負の符号を与えるように定義した。

これらに基づき振動モード形を推定した結果が図-6である。なお、図-6の振動モード形は最大振幅点を1.0として基準化を行ない描画している。鶴見つばさ橋と同様の吊形式橋梁である横浜ベイブリッジにおいては、1990年2月20日の伊豆大島近海地震の観測記録より、主塔面内1次モードの逆位相を0.403[Hz]、同位相を0.418[Hz]と推定されている⁷⁾。また、東北地方太平洋沖地震の観測記録から、橋軸直角方向の振動モードが支配的であることが明らかとなっており、主塔面内1次モードは0.420[Hz]と推定されている⁸⁾。横浜ベイブリッジの主塔高さはT.P.175.0[m](橋長860.0[m])であり、鶴見つばさ橋の主塔高さT.P.183.0[m](橋長1020.0[m])に比べて8.0[m]低い、構造上、横浜ベイブリッジは主桁側面をケーブルで繋ぐ2面吊形式が採用されているため主塔の面内剛性が鶴見つばさ橋に比べて低いと考えられる。このため、鶴見つばさ橋の主塔面内1次モードは横浜ベイブリッジのそれと比較して高い振動数が得られており、妥当な結果であると言える。

6. まとめ

東北地方太平洋沖地震の余震を受けた鶴見つばさ橋の地震観測記録のフーリエスペクトル及び伝達関数の振幅並びに位相情報を分析した結果、今回の地震による長周期地震動のパワーが小さかったために、主桁に関しては0.330[Hz]の遊動円木モードへの刺激が弱く、また、主塔に関してはLG方向における

0.967[Hz]の面内1次モード及び1.611[Hz]の面内2次モードがそれぞれ卓越したことが明らかとなった。

謝辞：首都高速道路株式会社技術部技術推進グループの皆様方には、地震観測記録に関する貴重な資料を頂きました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 溝口孝夫，大西孝典，矢部正明，鍋島信幸：東北地方太平洋沖地震の強震記録による免震支承を有するPC箱桁橋の地震応答解析，橋梁と基礎，Vol.47，No.10，pp.30-36，2013。
- 2) 庄司学，藤川昌也：東北地方太平洋沖地震における東扇島高架橋の地震時挙動，土木学会論文集A1(構造・地震工学)，Vol.70，No.4(地震工学論文集第33-b巻)，pp.1_947-1_957，2014。
- 3) 青木敬幸，中野博文，永井啓和，山崎達朗，山野辺慎一，永谷秀樹：鶴見つばさ橋の耐震補強の設計・施工，橋梁と基礎，pp.13-20，2008.7。
- 4) 山口宏樹，高野晴夫，小笠原政文，下里哲弘，加藤真志，岡田淳：鶴見つばさ橋の振動実験による動的特性の同定，土木学会論文集，No.543/I-36，pp.247-258，1996.7。
- 5) 山本泰幹，藤野陽三，矢部正明：地震観測された長大吊構造系橋梁の動的特性と動的解析モデルによる再現性，土木学会論文集A，Vol.65，No.3，pp.738-757，2008.8。
- 6) 原田和洋，杉崎光一，貝戸清之，曾我部正道：鉄道橋の動的応答における部材振動性状の簡易同定，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.13-18，2008。
- 7) 若林登，高野晴夫，七井英子，矢部正明：地震観測記録による横浜ベイブリッジの固有振動特性，土木学会第48回年次学術講演会講演概要集第1部，pp.336-337，1993.9。
- 8) 藤野陽三，シリゴリンゴ ディオンシウス，並川賢治，矢部正明：2011年東北地方太平洋沖地震における横浜ベイブリッジの応答，土木学会論文集A1(構造・地震工学)，Vol.69，No.2，pp.372-391，2013。