

東北地方太平洋沖地震の余震による 鶴見つばさ橋の地震応答の再現

庄司 学¹・三浦 壽美花²

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元 筑波大学理工学群 工学システム学類（同上）

Email: s1720977@u.tsukuba.ac.jp

1. はじめに

免震橋梁および吊形式橋梁は、1 次の固有周期が1.5秒から1秒後半以上となり、長周期型橋梁に位置づけられる。これらが長周期地震動の作用を受けると動的応答が増大する可能性があるため、地震観測記録に基づき免震橋梁および吊形式橋梁の地震時挙動を明らかにすることは極めて重要である。先行研究の中でも例えば、山本¹⁾は、2004年新潟県中越地震で観測された実観測記録を基に、斜張橋である横浜ベイブリッジなどを対象として主要な振動モード形を推定している。藤川・庄司²⁾は、東北地方太平洋沖地震の実観測記録を基に免震橋梁である東扇島高架橋における振動特性を明らかにし、橋梁全体系における地震応答の特徴を分析している。また、庄司³⁾は、斜張橋である鶴見つばさ橋を対象として、東北地方太平洋沖地震の余震観測記録を基に鶴見つばさ橋の振動モードを同様に明らかにし、東北地方太平洋沖地震の際には、支配的なモードである遊動円木モードを長周期地震動が刺激した可能性は低いことを明らかにしている。

本研究では、これらの先行研究によって得られた結果を参考にしながら、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)の実観測記録を基に、同じく鶴見つばさ橋を対象として、動的モデルによる数値解析により地震応答の検証を行なうこととする。

2. 対象橋梁と動的解析モデル

鶴見つばさ橋は、図-1³⁾に示すように、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。図-2には、対象橋梁の3次元フレームモデルを示す。モデル化にあ

たっては、文献 1)、4)および文献 5)に示された方法を参考とした。なお、構造軸は橋軸方向を x 軸、橋軸直角方向を y 軸、鉛直方向を z 軸と定義する。

本解析では、余震による 10cm/s^2 オーダーの低レベルの振幅の弾性応答を再現するという観点から、主桁や主塔の各構造要素はすべて弾性梁要素でモデル化した。構造要素の座標(x, y, z)、自由度、節点荷重、断面2次モーメントおよびねじり慣性モーメントについては断面図および文献 1)に基づき設定した。基礎および地盤に関しては、文献 1)および 6)に基づき、並進、回転およびそれらの連成を考慮したバネ要素で基礎バネとしてモデル化した。主桁の断面は節点番号1141番を中心に線対称になっており、その質量に関しては、主桁の橋長1m当たりの等分布重量 W_d をそれぞれ求め、1径間当たり2分割とした。その際、1径間当たりの重量の2分の1を径間中央に付与し、両端に重量の4分の1ずつをそれぞれ付与させた。下部構造においては、文献 7)における鉄筋コンクリートの比重 $2.5[\text{tf/m}^3]$ を用いて、分割した節点に重量を付与させた。橋脚と主桁の接合部に関しては、例えば、節点番号1121番から2221番の部材を剛部材とし、剛部材の剛性は他の部材の3乗から4乗程度の剛性となるように部材断面定数を設定した。

P2とP3に設置された鉛直支承およびP1とP4に設置されたペンデル支承はトラス要素でモデル化し、鉛直支承については断面積を十分大きくすることで鉛直方向の固定条件を表した。P1からP4のすべてに設置されている水平支承はバネ要素でモデル化し、バネ定数を十分大きくすることで橋軸直角方向が固定されていることを表した。

支承に支持された主桁部分(節点番号1101, 1121, 1161および1181番)の境界条件については、橋軸方

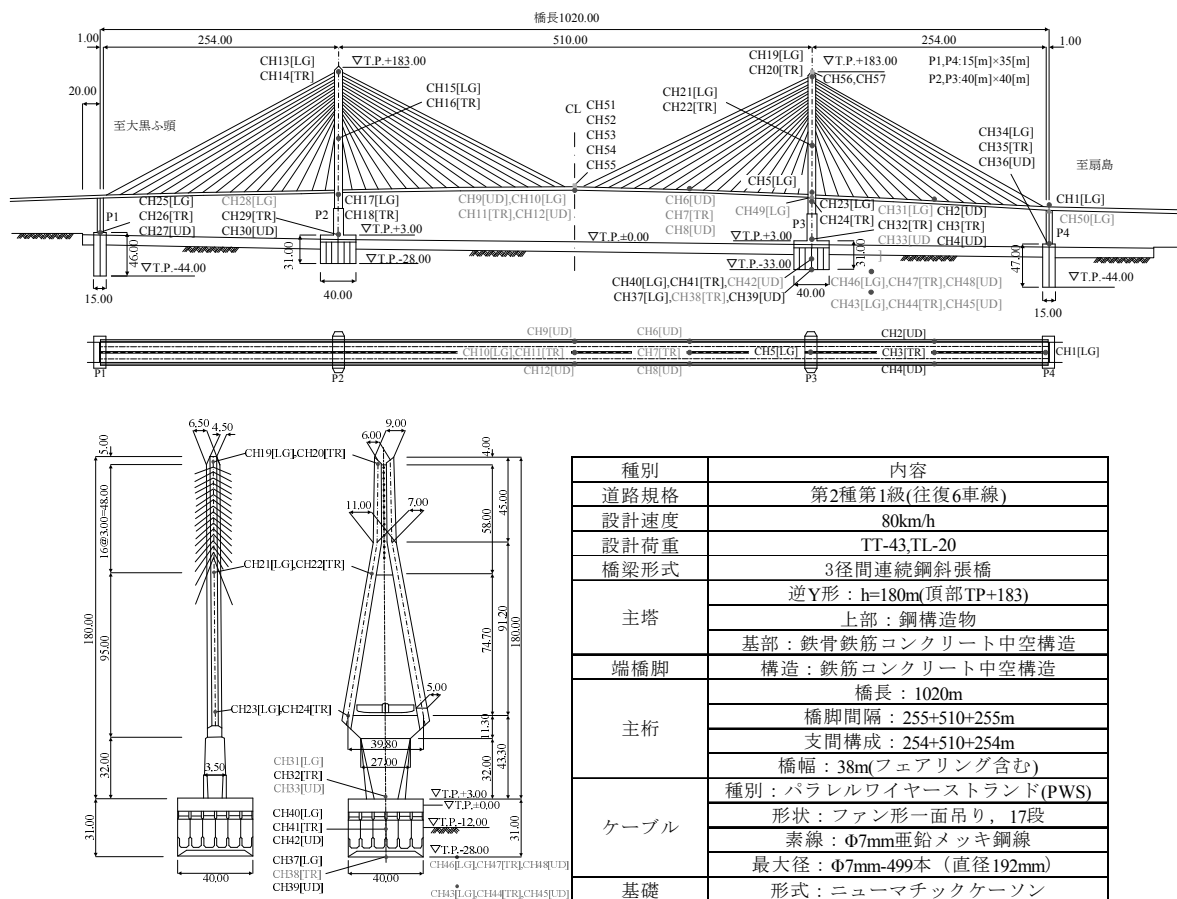


図-1 鶴見つばさ橋 (灰色の観測点データは精度の観点から本分析では使用していない。数値は m 単位) ³⁾

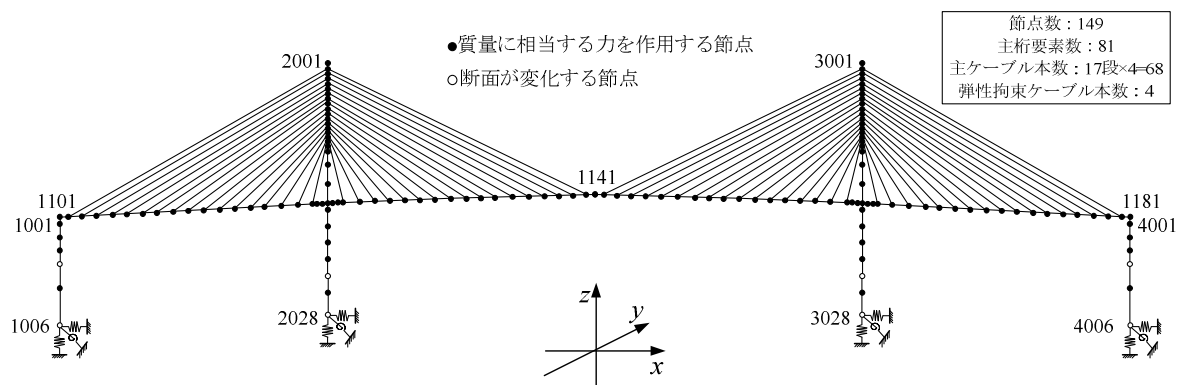


図-2 鶴見つばさ橋の3次元フレームモデル

向 (x 方向) の並進および橋軸直角方向 (y 方向) の回転を自由とし、その他の y 方向および鉛直方向 (z 方向) の並進、および、x, z 方向の回転は固定とした。

なお、主塔基部に設置されているバーン型オイルダンパーは、非線形特性を有する減衰要素としてモデル化が可能であるが、ここでは考慮していない。

主塔と主桁を繋ぐ弾性拘束ケーブルおよび主ケーブルは共に引張方向の軸力のみを伝達するトラス要素でモデル化した。

主ケーブル材の断面積は、1 主塔あたり両側 34 段において、それぞれ異なる断面積のケーブルが配置されており、文献 1) に基づき設定した。主ケーブルの初期張力について、完成時張力 N_{d+ps} は、死荷重によって生じる張力 N_d と導入プレストレス力による張力 N_{ps} によってケーブルに生じた張力であるため、導入プレストレス力による張力 N_{ps} を解析モデルに入力する必要がある。このため、まずは主ケーブルに初期張力を与えず死荷重のみを作用させて解析を行い、死荷重によって生じる張力 N_d を求め、これと

完成時張力 N_{d+ps} との差をとり，導入プレストレス力による張力 N_{ps} を算出しモデルに導入した．

弾性拘束ケーブルにおいては，主ケーブルと同じ素材で断面積 $141[\text{cm}^2]$ のケーブルが x 方向に対して 2 本接続されているが，本解析ではケーブル断面積を 2 倍にし，1 本のケーブルとしてモデル化した．ケーブルの質量に関しては，ケーブル要素の両端部の結合部に 2 分の 1 ずつ振り分けて付与した．

なお，ケーブルには自重によるサグが生じているため，ケーブル鋼線のヤング係数 E_c を用いて算出した伸び剛性に比べて剛性が低くなる．このことを考慮するために，次式に示す $E_{runst}^{(8)}$ の修正ヤング係数（接線弾性係数） E_t を用いて 1 主塔あたり両側 34 段におけるそれぞれのケーブルの剛性を決定する必要があるが，本解析では考慮していない．

$$E_t = \frac{E_c}{1 + \frac{(\gamma_s L_H)^2}{12\sigma_d^3} E_c} \quad (1)$$

ここで， γ_s はケーブルの単位体積重量， L_H はケーブルの水平投影長， σ_d はケーブルの死荷重による応力度をそれぞれ示す．ケーブルの単位体積重量 γ_s は文献 9) に基づき，平行線ストランドの比重 $7.85[\text{tf/m}^3]$ を採用し，ヤング係数 E_c は文献 1) より $2.1 \times 10^4 [\text{tf/m}^2]$ を用いるが，本解析では一定値 E_c としている．

運動方程式の減衰マトリックスのモデル化には Rayleigh 減衰を仮定した．その際，主塔，主桁，橋脚およびケーブルの各構造要素に対しては 0.02，ケーソン基礎の要素に対しては基礎と地盤間の逸散減衰効果を見込んで 0.20 の減衰定数を仮定し，ひずみ比例型減衰の考え方に基づき，モード減衰定数を算定した上で，減衰マトリックスのモデル化を行った．Rayleigh 減衰の定数 α_0 ， α_1 については，文献 1) の数値に基づき定めた．図-3 には，本研究の結果より式 (2) を用いて得た定数 α_0 ， α_1 を用いた場合および文献 1) の α_0 ， α_1 を用いた場合の減衰定数と振動数の関係を示す．

$$\begin{aligned} \alpha_0 &= \frac{2\omega_1\omega_2(h_1\omega_2 - h_2\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \\ \alpha_1 &= \frac{2(h_2\omega_2 - h_1\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \end{aligned} \quad (2)$$

ここで， ω_1 ， ω_2 および h_1 ， h_2 は Rayleigh 減衰の設定に関わる固有角振動数および減衰定数である．なお，解析条件として数値積分には，Newmark β 法 ($\beta = 0.25$) を用い，積分時間間隔は 0.01 秒とした．

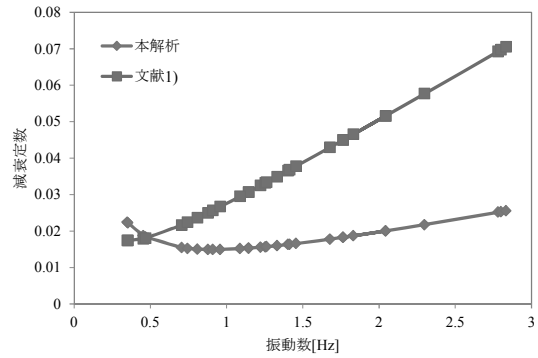


図-3 Rayleigh 型の減衰定数と振動数

本解析における地震動は多点入力であり，その入力方向として，EW，NS，UD 成分の地震波にはそれぞれ橋軸方向，橋軸直角方向および鉛直方向の観測波を作用させた．

一般に，多点異入力問題の振動方程式は，文献 10)，11) および 12) より，次式に示す式 (3) で与えられる．

$$M\ddot{U} + CU + KU = P_p - K_0 U_0 \quad (3)$$

ここで， M は質量マトリックス， C は粘性減衰マトリックス， K は剛性マトリックス， U は節点変位ベクトル， P_p は節点に作用する外力を要素とするベクトル， U_0 は既知の支点変位， K_0 は絶対座標系での剛性マトリックスの部分マトリックスである．

地表面での地震観測記録が得られなかったために P1 近傍(節点番号 1001~1006 番および 1101~1111 番)においては，P1 端橋脚基礎天端位置の CH25(LG)，CH26(TR)および CH27(UD)における観測波を入力地震動とした．P2 近傍(節点番号 2001~2028 番および 1112~1141 番)においては P2 橋脚基礎天端位置の CH28(LG)の信頼性が低いため CH25(LG)と P2 橋脚基礎天端位置の CH29(TR)および CH30(UD)における観測波を入力地震動とした．P3 近傍(節点番号 3001~3028 番および 1142~1161 番)においては P3 基礎底面位置の CH38(TR)の信頼性が低いため，P3 基礎底面位置の CH37(LG)および CH39(UD)と P3 基礎重心位置の CH41(TR)における観測波を入力地震動とした．P4 近傍(節点番号 4001~4006 番および 1162~1181 番)においては P4 端橋脚基礎天端位置の CH34(LG)，CH35(TR)および CH36(UD)における観測波を入力地震動とした．

これらの加速度観測波にバンドパスバター型フィルタをかけて積分し，算出した速度波形，変位波形にも再度同様のフィルタをかけ，それぞれの位置での加速度波形，速度波形，変位波形を算定した．

表-1 固有値解析結果

次数	減衰定数	固有角振動数[rad/s]	固有振動数[Hz]	固有周期[s]	有効質量比X	有効質量比Y	有効質量比Z
1	0.0224	2.196	0.349	2.862	0.1888%	0.0000%	0.6844%
2	0.1726	2.220	0.353	2.830	76.5092%	0.0000%	0.0023%
3	0.0200	2.854	0.454	2.202	0.0000%	3.0515%	0.0000%
4	0.0319	2.948	0.469	2.131	6.5881%	0.0000%	0.0000%
5	0.0239	4.434	0.706	1.417	0.0001%	0.0000%	2.0860%
6	0.1175	4.682	0.745	1.342	0.1645%	0.0000%	0.4887%
7	0.0203	5.084	0.809	1.236	0.0014%	0.0000%	0.0011%
8	0.1402	5.515	0.878	1.139	0.0512%	0.0000%	0.5747%
9	0.0828	5.719	0.910	1.099	0.3933%	0.0000%	2.1658%
10	0.1409	6.022	0.958	1.043	1.2399%	0.0000%	0.4195%
11	0.0200	7.192	1.145	0.874	0.0000%	0.6254%	0.0000%
12	0.0200	7.192	1.145	0.874	0.0000%	0.6257%	0.0000%
13	0.0487	6.842	1.089	0.918	3.3950%	0.0000%	0.0020%
14	0.0893	7.693	1.224	0.817	7.1215%	0.0000%	0.0012%
15	0.0200	7.885	1.255	0.797	0.0000%	0.0000%	0.0000%
16	0.0226	7.929	1.262	0.792	0.0028%	0.0000%	0.1293%
17	0.0697	8.367	1.332	0.751	4.2190%	0.0000%	0.0000%
18	0.1137	8.815	1.403	0.713	0.0000%	12.0672%	0.0000%
19	0.1144	8.878	1.413	0.708	0.0000%	12.0683%	0.0000%
20	0.0205	9.153	1.457	0.686	0.0016%	0.0000%	0.4415%
21	0.0893	10.547	1.679	0.596	0.0125%	0.0000%	0.0067%
22	0.0210	11.514	1.832	0.546	0.0388%	0.0000%	0.0000%
23	0.0201	12.840	2.044	0.489	0.0026%	0.0000%	0.0357%
24	0.0200	11.090	1.765	0.567	0.0000%	1.5557%	0.0000%
25	0.0200	11.091	1.765	0.567	0.0000%	1.5551%	0.0000%
26	0.0200	12.841	2.044	0.489	0.0002%	0.0000%	0.5612%
27	0.0214	14.445	2.299	0.435	0.0002%	0.0000%	0.2350%
28	0.0252	17.478	2.782	0.359	0.0367%	0.0000%	0.0002%
29	0.0244	17.597	2.801	0.357	0.0135%	0.0000%	0.0010%
30	0.0202	17.802	2.833	0.353	0.0008%	0.0000%	0.0000%

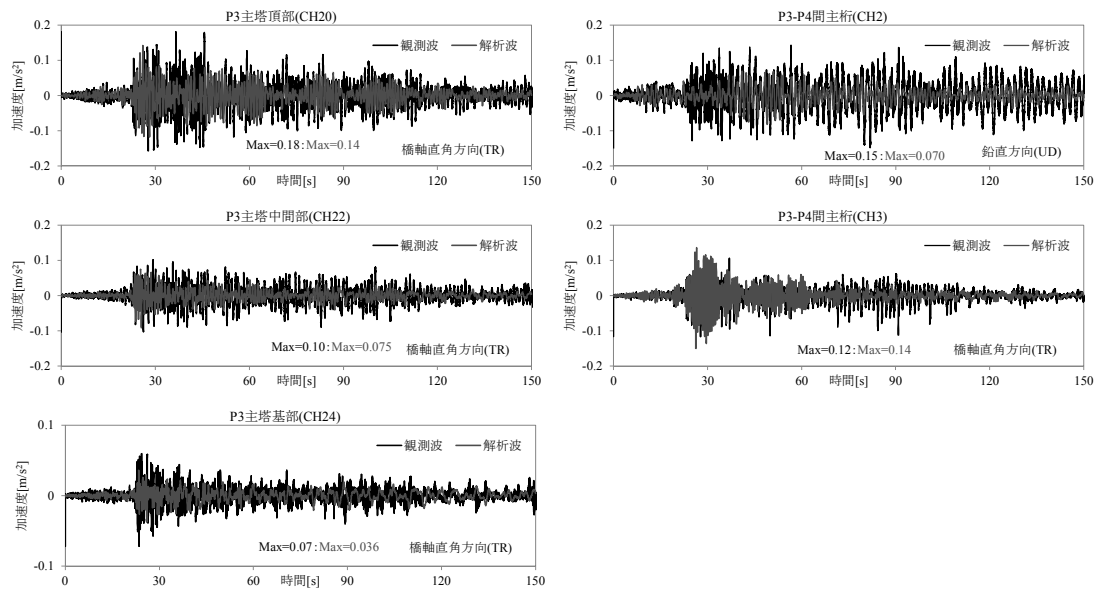


図-4 P3主塔およびP3-P4間主桁における観測波と解析波の比較

なお本解析では、入力地震動を地表面から入力し3次元フレームモデル全体に作用させるのではなく、モデル中の各節点に入力地震動を直接作用させた。

3. 解析結果に対する考察

前章で構築したモデルに基づき固有値解析を行った結果を表-1に示す。表-1より、橋軸方向(x方向)、橋軸直角方向(y方向)および鉛直方向(z方向)の、それぞれ卓越する振動モードは、有効質量比Xが

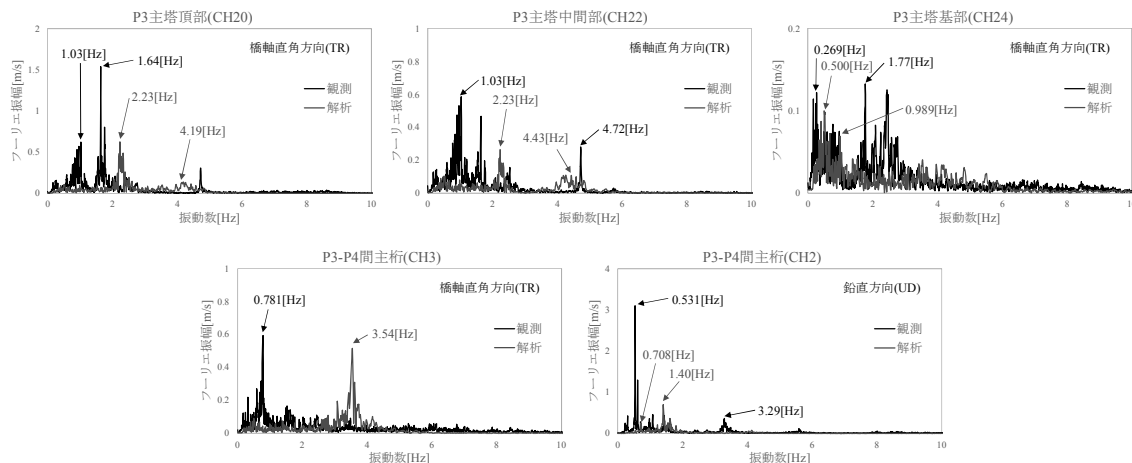


図-5 P3主塔およびP3-P4間主桁の応答波形のフーリエスペクトルの比較

76.5092%で固有周期 2.830[s]の2次モード、有効質量比 Y が 12.0683%で固有周期 0.708[s]の19次モード、および有効質量比 Z が 2.1658%で固有周期 1.099[s]の9次モードであった。

各観測点での応答加速度と動的解析による結果との比較を図-4に示す。

図-4における橋軸直角方向P3主塔頂部のCH20では、観測波と解析波の最大応答値がそれぞれ $0.18[\text{m/s}^2]$ 、 $0.14[\text{m/s}^2]$ であり、双方は近い値を示している。また、120[s]付近までの観測波が示す応答に対して、解析波においては調和的な良い一致がみられない。橋軸直角方向P3主塔中間部のCH22では、観測波と解析波の最大応答値がそれぞれ $0.10[\text{m/s}^2]$ 、 $0.075[\text{m/s}^2]$ であり、双方は近い値を示している。しかし、30[s]以降では解析波の振幅が減衰している。また、橋軸直角方向P3主塔基部のCH24では、観測波と解析波の最大応答値がそれぞれ $0.07[\text{m/s}^2]$ 、 $0.036[\text{m/s}^2]$ であり、解析波の最大応答値が観測波の最大応答値の0.514倍小さくなっている。また、橋軸直角方向P3-P4間主桁のCH3では、観測波と解析波の最大応答値がそれぞれ $0.12[\text{m/s}^2]$ 、 $0.14[\text{m/s}^2]$ であり、双方は近い値を示しているが、60[s]以降では解析波の振幅が減衰し、解析波と観測波の位相にずれが生じている。鉛直方向P3-P4間主桁CH2の地震応答に着目すると、全時系列にわたって解析波は観測波よりも振幅が小さくなっており、鉛直方向に振動しやすい桁の特徴を再現できていない。なお、橋軸方向(CH1, 5, 19, 21, 23)の解析波においては、全時系列にわたって振幅および位相の応答を適切に再現できなかった。この点に関しては、主ケーブルの修正ヤング係数を正確に導入できなかったことが原因の1つとして考えられる。

各観測点でのフーリエスペクトルと動的解析に

よる結果との比較を図-5に示す。

図-5の橋軸直角方向のフーリエスペクトルにおいて、CH22の解析波はピークが4.43[Hz]であるのに対し、観測波は4.72[Hz]であり、本解析における他のフーリエスペクトルと比較して近い値を示した。しかし最も卓越しているピークは解析および観測がそれぞれ2.23[Hz]および1.03[Hz]であり、相違がみられる。CH20の解析では、1.03[Hz]および1.64[Hz]のような2.0[Hz]未満における低振動数領域のピークを適切に再現できていない。また、CH24のフーリエスペクトルにおいて、解析波はピークが0.500[Hz]であるのに対し、観測波は1.77[Hz]であり、観測におけるピークを再現できていない。P3-P4間主桁についても同様に、橋軸直角方向のCH3および鉛直方向のCH2におけるそれぞれ0.781[Hz]および0.531[Hz]の卓越が再現されていない。これらについては、主桁と主塔を繋ぐ接合部や支承の境界条件を検討し直す必要がある。

4. まとめ

本研究では、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)を受けた鶴見つばさ橋の地震観測波形に基づき、3次元フレームモデルによる地震応答の再現を試みた。得られた知見と今後の課題を以下に示す。

- (1) 橋軸直角方向 P3 主塔頂部の CH20 のように観測波と解析波の最大応答値が近い値を示し、一部の時間において調和的な一致が見られる結果が得られたが、全時系列にわたって観測波と調和的な良い一致がみられる解析波を再現するには至らなかった。また、そのフーリエスペクトル

の観点から解析と観測を比較することで、地震応答の再現性を検証したが、同様に観測におけるフーリエスペクトルを再現するには至らなかった。

- (2) ケーブルのサグによる非線形性や支承の境界条件など、解析において再現が至らなかった理由を検討した上で、モデルの精度を今後高めていく予定である。

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。株式会社長大の矢部正明博士からは、モデル化の細部にわたり、高度な知見および的確な助言を多々賜りました。ここに全ての関係各位に対して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 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.738-757，2009.8.
- 2) 藤川昌也，庄司学：東北地方太平洋沖地震の作用を受けた免震橋梁の動特性に関する分析，土木学会論文集A1(構造・地震工学)，Vol.71，No.4(地震工学論文集第34巻)，pp.I_293-I_307，2015.
- 3) 庄司学，針谷諒大，三浦壽美花：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の検証，土木学会論文集A1(構造・地震工学)，Vol.73，No.4(地震工学論文集第36巻)，2017(掲載決定).
- 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) 庄司学，渋井拓也：長周期地震動に対するPC斜張橋の地震応答特性とその制震対策，土木学会論文集A1(構造・地震工学)，Vol.65，No.1(地震工学論文集第30巻)，pp.291-305，2009.
- 6) 高野晴夫，小笠原政文，黒川誠司：鶴見つばさ橋下部工の設計概要，土木技術資料，50巻3号，pp.88-98，2008.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I共通編 IV下部構造編，2014.
- 8) Erunst, H. : The modulus of elasticity of cable taking into account of catenary action, *Der bauingenieur*, Vol.40, No.2, pp.52-55, 1965.
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説I共通編 II鋼橋編，2013.
- 10) 星谷勝：確率論手法による振動解析，鹿島出版会，pp.113-139，1974.8.
- 11) 青柳史郎：地震動の位相差を考慮した長大吊橋の地震応答解析について，土木学会論文集，第190号，pp.37-48，1971.6.
- 12) Mindlin, R. D. and Goodman, L. E. : Beam vibrations with time-dependent boundary conditions, *Journal of Applied Mechanics*, pp.377-380, 1950.12.