

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

藤野 陽三¹・シリゴリンゴ ディオンシウス²・並川 賢治³・矢部 正明⁴

¹フェロー会員 東京大学特任教授 大学院工学系研究科社会基盤学専攻
(〒113-8656 東京都文京区本郷7-3-1)
E-mail: fujino@bridge.t.u-tokyo.ac.jp

²正会員 東京大学特任助教 大学院工学系研究科社会基盤学専攻(同上)
E-mail: dion@bridge.t.u-tokyo.ac.jp

³正会員 首都高速道路株式会社 技術部技術推進課 課長(〒100-8930 東京都千代田区霞が関1-4-1)
E-mail: k.namikawa610@shutoko.jp

⁴正会員 株式会社長大 構造事業本部 副技師長(〒305-0812 茨城県つくば市東平塚730)
E-mail: yabe-m@chodai.co.jp

高密度地震応答計測システムを有する横浜ベイブリッジでは、2011年3月11日東北地方太平洋沖地震 M_w 9.0の本震と余震による周辺地盤の地震動と地震応答の記録が収録された。本論文はその記録を多面的に解析し1) 主桁の振動は橋軸直角方向の応答が卓越した(最大応答変位62cm)、2) 橋軸方向の主桁と主塔および端部橋脚の応答記録から、主塔と端部橋脚位置のリンク支承が所要の免震性能を発揮した、3) 主塔と端部橋脚のウィンドサは橋軸直角方向に衝突していた形跡がある、4) 本震時の大振幅応答時には、主桁の橋軸直角方向水平たわみ1次モードや主桁の鉛直方向たわみ1次モードの固有振動数が変化しただけでなく、それぞれのモード形において、小振幅時には見られない連成挙動が同定されたことを明らかにしている。

Key Words : cable-stayed bridge, seismic response, system identification, visual inspection, 2011East Japan Earthquake

1. はじめに

地震活動度が高い地点に建設される長大吊構造系橋梁では大地震時の構造応答の特性を把握するため地震計が設置される例がある。例えば、米国カリフォルニア州のVincent Thomas吊橋¹⁾、ミズリー州のCape Girardeau橋²⁾、北海道の十勝大橋³⁾、神戸の東神戸大橋⁴⁾、東京近辺ではかつしかハープ橋⁵⁾、横浜ベイブリッジ⁶⁾、レインボーブリッジおよび鶴見つばさ橋⁷⁾などが挙げられる。Vincent Thomas橋では1987年のWhittier Narrows地震や1994年のNorthridge地震において、また東神戸大橋では1995年の兵庫県南部地震⁸⁾において、横浜ベイブリッジでは1990年伊豆大島近海地震⁹⁾や2004年新潟県中越地震¹⁰⁾において地震応答記録が得られ、地震時の非線形応答¹⁾や地盤と上部構造との相互作用⁴⁾、構造連結部の性能⁷⁾、動的解析モデルによる地震応答の再現性⁹⁾などに関する理解を深めることに貢献している。

横浜ベイブリッジは橋長860m、最大支間長460mを有するダブルデッキ形式の長大斜張橋であり、また、世界的にも極めて充実した地震応答計測システムを有している橋である。2011年3月11日14時46分に東北地方を襲い、壊滅的な津波被害をもたらした M_w 9.0の東北地方太平洋沖地震は世界で4位の規模の歴史的巨大地震と言えるものであった¹⁰⁾。震源は北緯38.103°、東経142.860°で、本橋の架橋地点から398km離れた地点の深度24kmにあたり、震源地はかなり離れていたが、東北地方の南北500km、幅200kmの広範囲にわたって断層破壊が生じたため、本橋は断層破壊端から200kmに位置することになった。そのため、架橋地点でも気象庁震度階級JMAで震度5強が観測された。

橋梁本体には損傷は無かったが、下路の一般国道部では、伸縮装置であるフィンガージョイントが損傷し、また、下路を走行中のトレーラ車が横転した。橋梁の揺れによる自動車の横転はこれまで報告例がなく、桁の揺れ

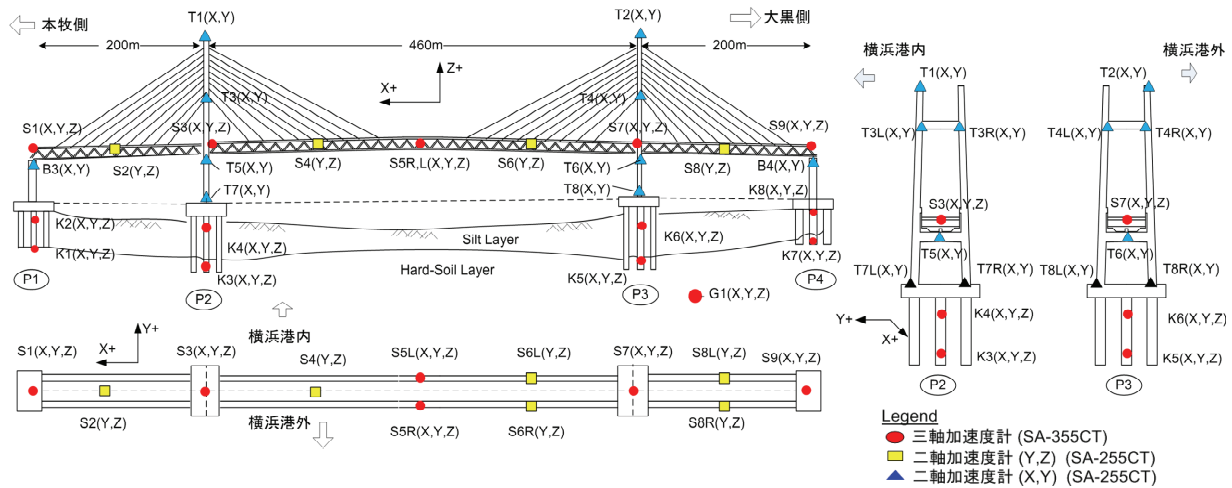


図-1 横浜ベイブリッジの構造概要と地震計（加速度計）の設置概要

が大きかったことを窺わせている。

本論文では、2011年東北地方太平洋沖地震時の横浜ベイブリッジの地震応答に関する解析結果について述べる。本震と引続き発生した数多くの余震により長支間斜張橋の地震応答に関する一連のデータを収集することができた。長支間斜張橋ではこれまでに経験した最大規模の地震動によるものであり、設置されていた地震計の数も他の斜張橋と比較して類のない数であることを考えると、貴重で有益な情報を与えるものである。

本論文では、以下の項目に着目した解析を行った。1) 地震動の特性、2) 主桁の応答特性、特に大振幅応答時の非線形応答特性、3) 地震応答記録からのシステム同定、4) 端部橋脚と主塔におけるリンク支承の性能評価、5) 地震後の現地観察結果との対比。

2. 横浜ベイブリッジの耐震構造

横浜ベイブリッジは1989年9月に開通した、中央径間長460m、側径間長200m、橋長860mの3径間連続斜張橋である（図-1参照）。主桁の上層部は鋼箱桁、下層部は鋼トラス桁のダブルデッキトラスであり、上層部は6車線の首都高速道路東京－横浜高速湾岸線が通り、下層部には往復2車線の一般国道用下路桁が2004年に暫定的に供用されている。また、主塔は高さ172m、幅29.25mの内傾H型の鋼ラーメン構造である。

同橋の耐震設計は、過去の地震の履歴や1923年関東大震災のような巨大地震の再発性、地盤の軟弱性や桁位置が海面から55mという高さに位置することなどを考慮して特別な対策が講じられた。たとえば、主桁と主塔の間と主桁と端部橋脚の間をそれぞれリンク支承で吊ることにより、地震中の橋軸方向の固有周期を約7.7秒程度に

保持し、下部構造に伝達される上部構造の慣性力を低減している¹¹⁾¹²⁾。このような長周期化による対策は、桁の地震時慣性力の低下は期待できるが、地震時の変位は大きくなる。そのため、地震時の橋軸方向変位を抑えるため、桁と主塔の連結には長さ2mの短いリンク支承を用い、その非線形効果を利用して変位を抑える策がとられた。

1995年の兵庫県南部地震による橋梁の多大な被害に鑑み、1996年に道路橋示方書耐震設計編が大幅に改定され、レベル2地震動に対する耐震設計が全面的に導入された。本橋では、それに対応し、2000年から耐震補強を検討したが、その時の課題はレベル2地震動に対する安全性の担保であった¹⁴⁾。耐震補強設計においては、道路橋示方書にならって2つのタイプのレベル2地震が考慮されている。太平洋プレート沈み込みにより生じるマグニチュード8クラスの大地震による地震動に相当するタイプI地震動と、架橋地点近傍の直下で生じるマグニチュード7クラスの地震による地震動に相当するタイプII地震動である¹³⁾¹⁴⁾。タイプI地震動に関しては1923年関東大震災の断層モデルを想定しつつも、断層の破壊としては架橋地点にとって厳しいパターンを仮定し、地震学的手法により地震動の推定が行われた。タイプII地震動については、架橋地点付近で観測された既往の地震データがないため、道路橋示方書耐震設計編に規定される設計地震動を想定した。2つのタイプの地震動に対して非線形地震応答解析を行い、端部橋脚と主塔および支承に損傷が発生する可能性が高いことが判明した。橋軸方向の最大応答変位が約2.4mとなるなど、橋軸方向の地震応答はタイプI地震動によるものの方が厳しく、橋軸直角方向の地震応答はタイプII地震動によるものの方が厳しいことが分った。主要な構造要素の大きな損傷を防止するために、

表-1 2011.3.11 東北地方太平洋沖地震の本震と余震において横浜ベイブリッジで観測された地震記録の概要

地震	発生時刻	M _w	震源位置 緯度 経度 (深度)	震央から 橋梁までの距離 (km)	JMA 震度	データ長 (秒)	最大入力加速度 (主塔基部, cm/s ²)
本震	3月11日 14:47	9.0	38.10N 142.86E (24Km)	398	5+	600	83.32
余震1	3月11日 15:16	7.7	36.11 N, 141.26 E (43Km)	192	4	400	35.27
余震2	3月11日 15:27	7.5	37.84N, 144.89E (D:34km)	192	3	200	6.06
余震3	3月11日 16:29	6.5	39.06N, 142.28E (D:36km)	603	2	60	3.84
余震4	3月11日 17:20	6.1	37.42N, 141.32E (D:27km)	295	3	150	7.16
余震5	3月12日 04:00	6.7	36.98N, 138.6E (D:8km)	205	3	120	3.11
余震6	3月13日 10:24	6.4	35.8N, 141.9E (D:10km)	233	3	120	3.82
余震7	3月14日 10:03	6.2	36.46N, 141.12E (D:10km)	204	4	60	5.31
余震8	3月15日 22:32	6.4	35.31N, 138.71E (D:14km)	63.78	4	120	16.65
余震9	3月16日 12:52	6.1	35.8N, 140.9E (D:10km)	147.6	3	120	5.62

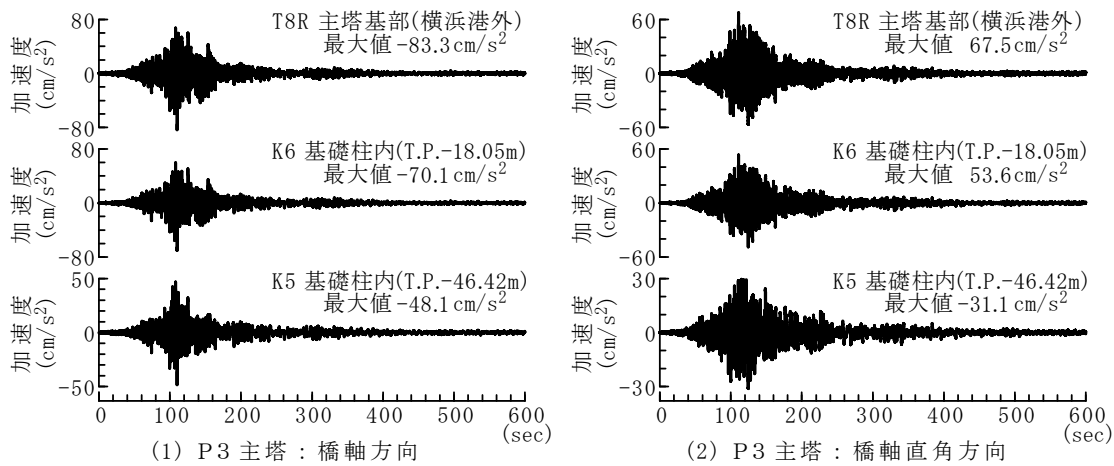


図-2 横浜ベイブリッジの主塔基部と主塔基礎構造躯体における加速度応答

以下の耐震補強を行った^{13),15)}。

- 1) 主桁が隣接する橋梁の桁と衝突(pounding)した場合、アプローチ桁の落橋を防止するために桁かかり長を延長する。
- 2) 2つの端部橋脚と主桁のリンク連結が橋軸直角方向の振動により破損しても、フェールセーフが成り立つように端部橋脚と桁の間に桁の浮きあがりを防止するケーブルを設置する。
- 3) 橋軸直角方向の振動により端部橋脚柱基部が大きな損傷を受ける場合を想定し、強度と靱性を増加するため橋脚の内部補剛材を追加する。
- 4) 橋軸直角方向の振動によりタワーリンクが破損する可能性があり、破損が生じた場合には主塔近傍のケーブルが破断して主桁の落下により大きな鉛直荷重が横梁に作用することが考えられた。このような場合に備え、フェールセーフの考え方から主桁からの大きな衝撃荷重を回避するため主桁下の横梁に桁の台座を追加する。
- 5) 下層トラス部の損傷が大きいと予想された部位の補強を行う。

3. 地震応答記録

本橋には36箇所において加速度を計測するため85個のセンサ（東京測振製）が建設当初から設置されている（図-1参照）。主桁には図に示すように115m間隔で12箇所において、そのほか主塔、端部橋脚、地中（基礎構造、地中（土丹層、工学的基盤面））にも配置され、様々な場所で応答が計測されるようになっている。工学的基盤面の加速度があらかじめ設定したトリガレベルを超すと橋梁の応答が計測され、有線でコントローラに収録されるが、地震のあとでその都度、回収するシステムとなっている。

論文では、2011年3月11日14時47分に発生した本震とその後発生した余震に関する事象を対象とする。対象とした余震は、2011年3月11日16時29分を除けばJMA震度3以上である。本震による応答は約10分間継続し、記録された地震データ中最長であった。表-1に地震記録の概要を示す。

表-2 主要な計測点における最大地震応答（加速度・変位）：2011.3.11 東北地方太平洋沖地震本震時

センサ名（設置位置）	方向	最大加速度 RMS(cm/s/s)	最大変位 (cm)
S5R (主桁, 中央径間支間中央)	橋軸方向(S5RX)	51.14 [5.2]	19.60
	橋軸直角方向(S5RY)	299.17 [39.4]	61.80
	鉛直方向(S5RZ)	194.25 [19.6]	19.50
S4 (主桁, 中央径間 1/4 点)	橋軸直角方向(S4Y)	250.78 [32.9]	47.15
	鉛直方向(S4Z)	163.58 [18.9]	11.32
S2 (主桁, 側径間支間中央)	橋軸直角方向(S2Y)	335.77 [34.4]	20.50
	鉛直方向(S2Z)	165.80 [19.6]	6.94
T1 (主塔, 塔頂)	面外(T1X)	252.99 [26.6]	25.00
	面内(T1Y)	635.94 [78.6]	54.60
T2 (主塔, 塔頂)	面外(T2X)	418.67 [30.1]	24.28
	面内(T2Y)	656.87 [70.3]	48.36
T3 (主塔, 1/2 高さ)	橋軸方向(T3X)	124.37 [15.6]	23.40
	橋軸直角方向(T3Y)	344.41 [47.2]	43.40
T4 (主塔, 1/2 高さ)	橋軸方向(T4X)	138.80 [16.2]	22.50
	橋軸直角方向(T4Y)	411.73 [41.1]	42.70
T8L (主塔基部, フーチング床版) (横浜港内)	橋軸方向(T8X)	71.38 [7.4]	17.50
	橋軸直角方向(T8Y)	67.27 [4.5]	18.00

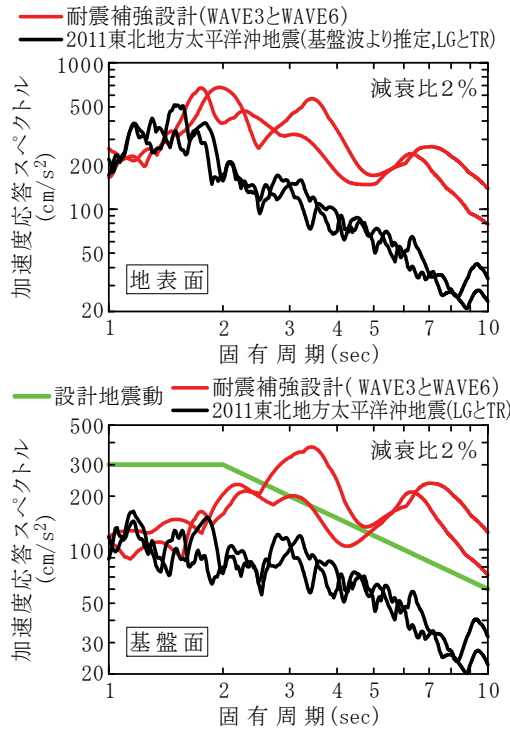


図-3 工学的基盤面（土丹層）と地表面上（動的解析結果）の加速度応答スペクトルの比較

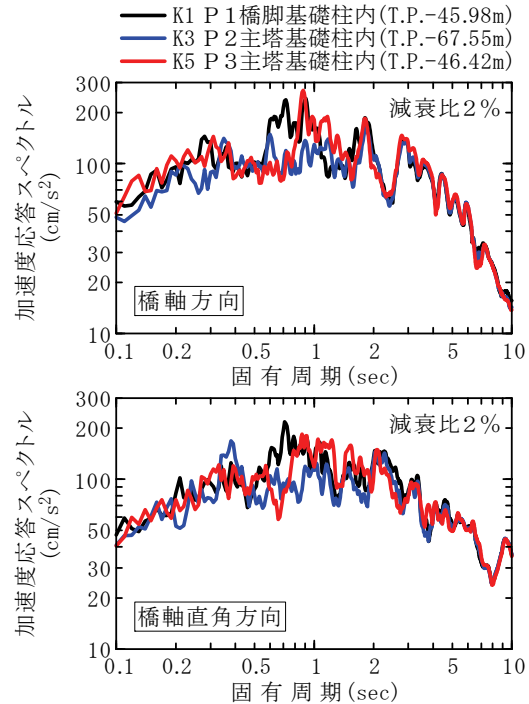


図-4 端部橋脚と主塔の基礎構造中間レベルの加速度記録の加速度応答スペクトルによる比較

4. 基礎部における震動の特徴

図-2に、主塔基礎(P3)の支持層レベル(-46.42m)、基礎の中間レベル(-18.05m)および主塔基部における本震時の加速度記録を示す。なお、基礎における加速度記録であり、地表に近い記録には橋梁構造体の影響が含まれ、地震動そのものではないことに注意されたい。この時系列

データから橋軸方向および橋軸直角方向の加速度振幅はほぼ同程度であり、シルト層にあたる基礎中間レベルでは支持層レベルの地震動振幅の約2倍に増幅されていることがわかる。表-2には、主桁と主塔および主塔基部における本震の最大加速度を示す。図-3には、工学的基盤面である土丹層で観測された地震動の水平2成分より求めた応答加速度スペクトルを示す。なお、同図には、原

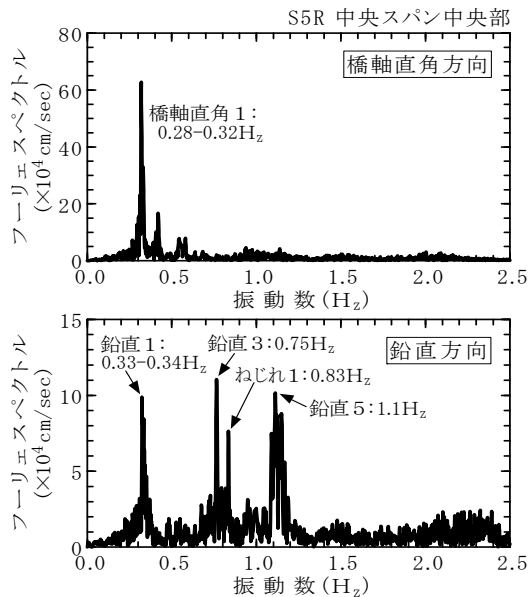


図-5 主桁の中央径間中央位置における加速度応答のフーリエスペクトル

設計に用いた構造減衰比2%の上部構造用の応答加速度スペクトルと耐震補強設計に用いた2種類の合成地震動(WAVE3とWAVE6)から計算された応答加速度スペクトル¹⁴⁾も比較のため示した。図から分るように、本震のスペクトルは、耐震補強設計スペクトルと比較すると短周期領域(2秒未満)で同レベルかやや大きな振幅を示し、2秒より長い長周期領域では小さな振幅を示す。横浜ベイブリッジの10次までの固有周期が1秒以上である¹⁴⁾ことを考慮すると、それらに対応するスペクトル振幅はもともとの設計地震動のスペクトル振幅よりも小さく、今回の地震動が橋梁に大きな損傷を与えるレベルにはなかったことを示唆している。なお、図には、工学的基盤面の地震動を入力地震動として求めた地表面上の地震動も示してあるが、耐震補強設計に用いた合成地震動と観測地震動の地震応答に対する大小関係は基盤面の地震動と同じである。

地震動の空間変動は長支間橋梁の耐震設計において重要な課題である。地質条件の相違や地震動の到達時刻の相違により、構造体への入力地震動は一樣ではない。橋脚基礎と主塔基礎の中間レベル(シルト層)で観測された加速度記録から各基礎位置での水平二方向の地震動に対する応答加速度スペクトルを図-4に比較して示す。図から、橋軸方向および橋軸直角方向において、3秒より短周期の領域においては地震動の空間変動性が認められる。この傾向は硬質土層においても観察された。

5. 主桁の応答特性

主桁の12箇所において桁の鉛直、橋軸方向、橋軸直角

方向の応答を計測するため合計30チャンネルの加速度計が設置されている。中央径間中央より大黒側の加速度計は主桁のねじれ振動を捉えるために主桁の両外側に設置してある。なお、大黒側の7つのチャンネル(S8R(Y, Z), S8L(Y, Z), S9(X, Y, Z))は地震中、作動しなかった。しかし、残りの23チャンネルは主桁の応答を捉えており、地震開始から振幅が大きくなる主要動部とその後の減衰部にかけ約10分(本震)にもおよぶ継続時間が長く、その振幅が大きい(S/N比が大きい)加速度データが収集できた。

表-2は、本震時の加速度データから求めた主要な計測点における最大地震応答値である。変化が激しい加速度は、動的現象の強度を表す実効値(RMS)を最大値とし、最大変位は、加速度データの周期成分からセンサの感度が低下し始める周期10秒よりも長い成分をフィルターカットして、2回積分を行って求めた変位波形の最大値である。

主桁の応答の特徴は、橋軸直角方向の水平振動が大きいことである。中央径間中央部の最大加速度は表-2に示すように、それぞれ橋軸直角方向 299.17cm/s^2 、橋軸方向および鉛直方向は 51.14cm/s^2 、 194.25cm/s^2 であった。この主桁の大きな水平振動は、主として図-5に示すように0.28-0.32Hz帯域の主桁の橋軸直角方向の水平1次振動モードによって生じている。一方、主桁の鉛直方向振動は0.33Hzから1.1Hzの間にある第5次までの曲げ振動モードならびにねじれ1次振動モードに支配されている。中央径間中央部での最大鉛直方向変位は約20cmであった。図に示した固有振動モード形とその固有振動数は、後述するシステム同定法によって求めた情報を参考にフーリエスペクトルから求めたものである。

過去の中小地震による応答を分析した既往の研究^{9,7)}では、本橋の鉛直方向および橋軸直角方向の1次モードの固有振動数はそれぞれ0.34Hzおよび0.28Hzであった。図-6は、主桁のスパン中央における本震中の橋軸直角方向応答、ウェーブレット変換による時間・周波数解析によりその卓越振動数の変化、区間ごとのスペクトルを示したものである。卓越振動数が振幅が大きくなるにつれ上昇し、最大加振区間(100秒~200秒)ではほぼ0.32Hzに達し、振動が低下すると0.28Hzに落ち着くことが理解できる。図-7には同様にスパン中央の鉛直応答の特性を示している。鉛直振動の卓越振動数の変化はあまり明瞭ではないが、最大加振区間(100秒~200秒)ではやや低下し、0.32Hzになり、応答終了付近で0.34Hzに増加している。すなわち、橋軸直角方向1次振動と鉛直方向1次振動の固有振動数が近接し、ほぼ約0.32Hzになることを示している。このことは大きな加振状態において構造系が非線形領域に入っている可能性を示すものである。このような現象は、最大余震1(2011年3月11日15時16分)にお

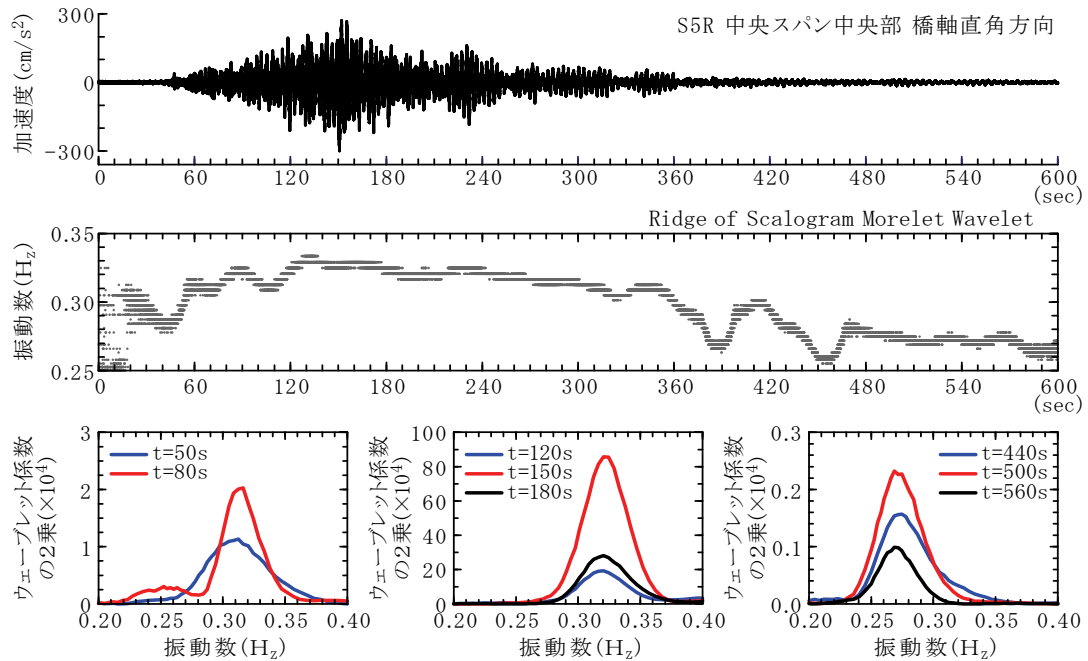


図-6 本震時における主桁の橋軸直角方向応答加速度波形とその Morlet Wavelet Scalogram および卓越振動数の時間変化

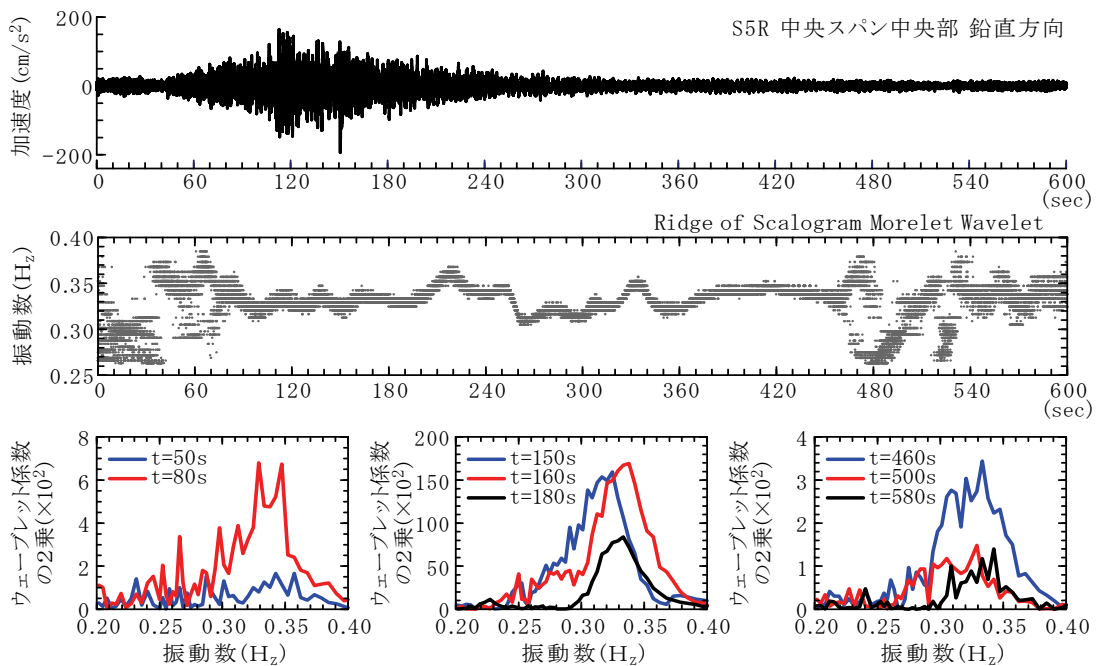


図-7 本震時における主桁の鉛直方向加速度波形とその Morlet Wavelet Scalogram および卓越振動数の時間変化

いても観察されている。

橋軸直角方向の卓越振動数が、振幅の大きさに応じて変化するの、ウインドダブと主桁の間に遊間（橋軸直角方向）があるため、振幅が大きい時は主桁とウインドダブが接触（衝突）しながら応答しているのに対して、振幅が小さい時は橋軸直角方向に拘束がない状態の応答とな

っていることから、橋軸直角方向の卓越振動数に非線形性が現れていると考えられる。また、振幅が大きい時の橋軸直角方向における主桁とウインドダブの接触（衝突）は、鉛直方向の振動にも影響を与えており、その結果鉛直方向の卓越振動数にも僅かながら非線形性が現れていると考えられる。ここに記述した事象の詳細は、主桁の

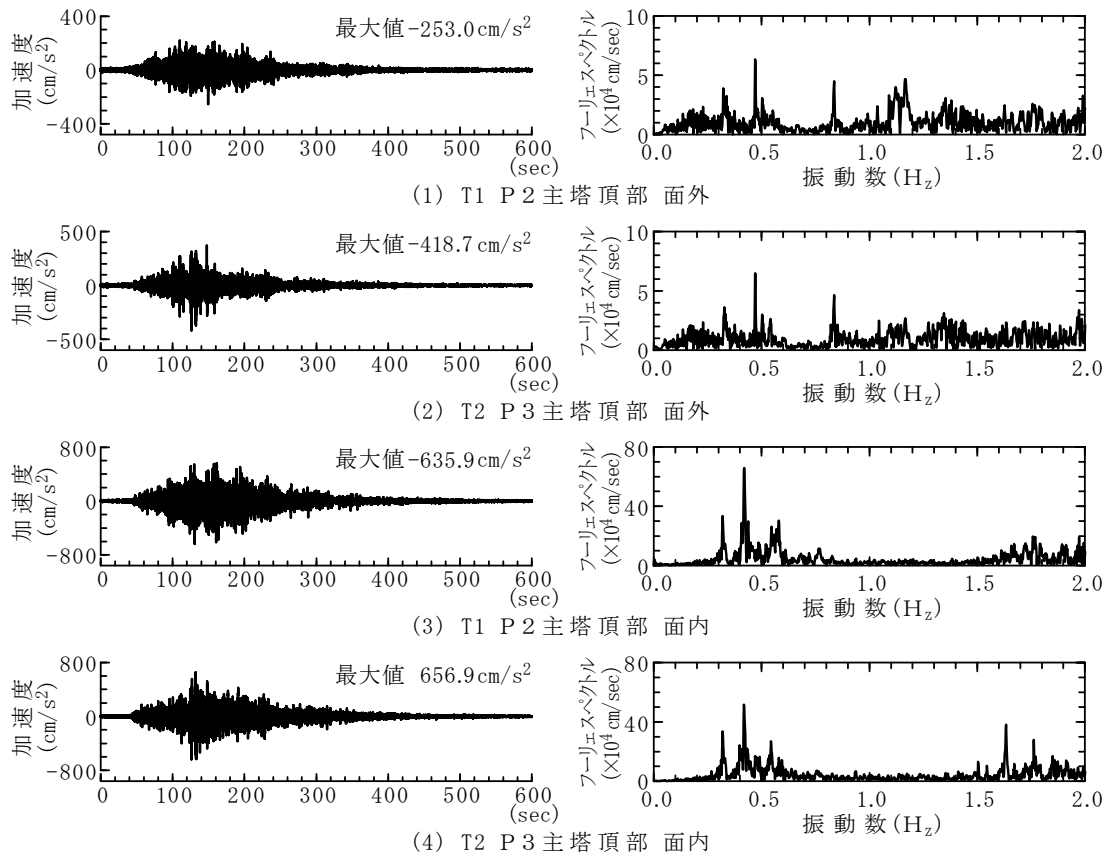


図-8 主塔頂部における本震時の応答加速度波形とそのフーリエスペクトル

橋軸直角方向水平モードと鉛直方向モードの連成について記述した9.(3)で後述する。

6. 主塔の応答特性

図-8にはP2主塔およびP3主塔の塔頂部加速度応答を示す。両主塔とも最大振幅は橋軸直角方向（ラーメン型主塔の面内方向）で生じ、主塔頂部において 600cm/s^2 を超える最大加速度が記録された。これによる主塔頂部の最大変位は 50cm を超えている（表-2参照）。主塔の橋軸直角方向の大きな面内振動は、図-8のスペクトル図から分かるように、主塔-主桁の橋軸直角方向1次水平モード（ 0.28Hz ）、主塔の面内方向の動きが卓越するモード（以下、主塔卓越面内モードと呼ぶ、固有振動数 0.42Hz ）、橋軸直角方向2次水平モード（ 0.58Hz ）が支配的で、特に主塔卓越面内モードの寄与が大きい。P2主塔およびP3主塔における橋軸方向（ラーメン型主塔の面外方向）の最大加速度はそれぞれ約 253cm/s^2 と 418cm/s^2 であった。P3主塔における最大加速度が大きいのは、応答記録波形における瞬間的なスパイクによるものである。これは余震の応答にも時折見られ、計器の問題と判断している。事実、P2主塔とP3主塔の加速度応答のRMS値はそれぞれ

26cm/s^2 および 30cm/s^2 であり、大きな差はない。主塔の面外振動は、主として橋梁全体系の振動モードによるものである。すなわち、主桁の1次鉛直曲げ振動モード（ $0.33\text{Hz}\sim 0.34\text{Hz}$ ）、1次ねじれ振動モード（ 0.83Hz ）、そして振幅の大きい2次鉛直振動モード（ $0.48\text{Hz}\sim 0.52\text{Hz}$ ）の寄与が大きい。

7. 主桁と主塔ならびに端部橋脚の連結部における応答特性

図-9には、端部橋脚と主桁および主塔と主桁における連結部の特徴を示す。エンドリンクは、上端が主桁に連結され、下端が橋脚に連結されている。タワーリンクは、下端が主桁に連結され、上端は主塔に連結されている。エンドリンクおよびタワーリンクはそれぞれ長さ 10m 、 2m の鋼棒の上下にピンを有する振子構造である。振子の上下端は円周方向にボルト接合された鋼製の円盤から構成されている。したがって、主桁の橋軸方向の動きは、主桁端部(P1, P4)に設けられたエンドリンクと主塔（P2, P3）に設けられたタワーリンクから成るリンク支承（以下、LBCと呼ぶ）を介して相対変位に追従できる構造になっている。なお、主桁の橋軸直角方向の動きは、図に

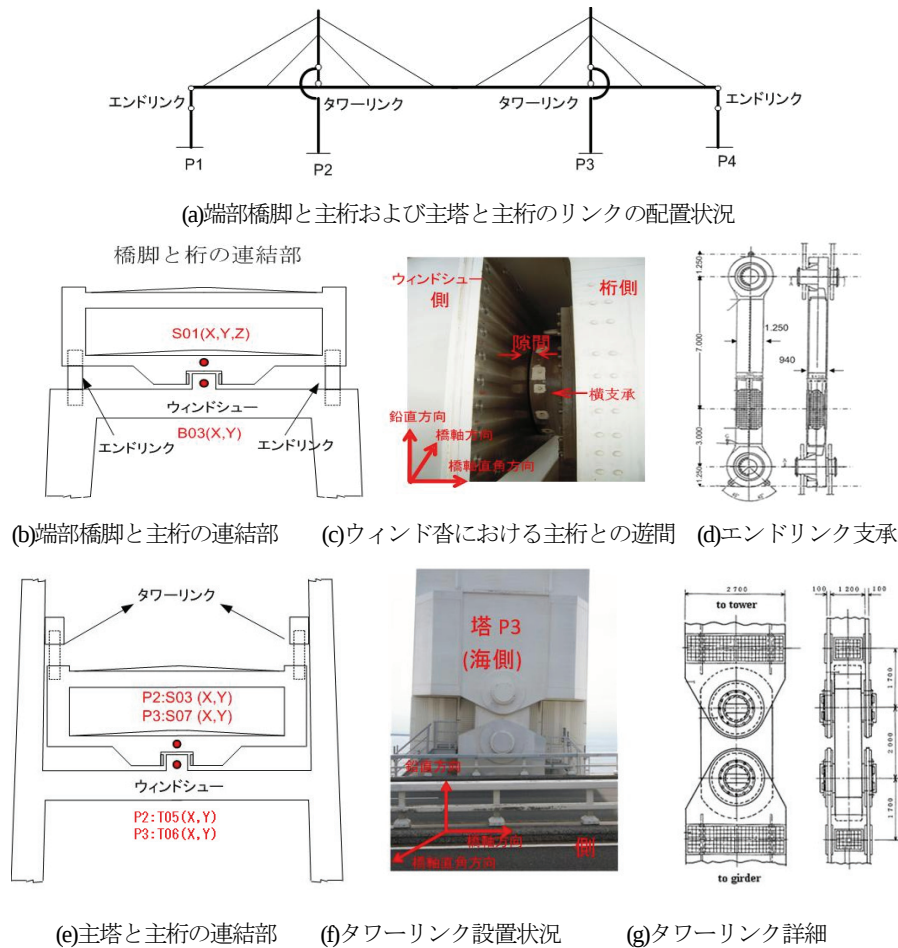


図-9 横浜ベイブリッジのリンク系支承とその周辺構造の概要

示すように、全ての端部橋脚および主塔においてウインドダクトにより拘束されている。ただし、ウインドダクトと主桁の間には、上述した端部橋脚と主桁間および主塔と主桁間の橋軸方向の相対変位を許容するために、図面に表記された値で5mmというわずかな間隙が橋軸直角方向の両側にあることに注意する必要がある。ウインドダクトの表面はステンレス製であり、ウインドダクトと接する主桁側の面にはテフロン板(PTEE)で表面を被覆した凹曲面を有する側面支承が設けられている。

端部橋脚P1, P4の頂部には加速度計が設置されている。しかし、P4端部橋脚の加速度計は一連の地震では作動せず、記録はとれていない。図-10にはP1端部橋脚上のB03ならびその直上の桁に設置されたS01加速度計の橋軸方向、橋軸直角方向の本震時加速度応答を示す。

まず、橋軸方向の主桁と端部橋脚の応答を見る。端部橋脚と主桁を連結する長さ10mのLBCにより主桁の橋軸方向への変位に対して、端部橋脚は抵抗しないため、この位置では、橋軸方向可動として挙動するように設計されており、端部橋脚から主桁には橋軸方向の振動が伝達されない、すなわち免震機能を持つことが期待されてい

る¹¹⁾¹²⁾。しかし、過去の中小地震の応答記録の解析からは、両者は固着し一体となって動くことが多く免震機能が発揮されていなかったことが懸念されてきた¹¹⁾¹²⁾。図-10の本震での応答、フーリエスペクトル図から、橋脚の最大加速度は約 656cm/s^2 であるのに対し、主桁の最大加速度が約 75cm/s^2 と大幅に低下していること、端部橋脚の応答に見られる橋脚の固有振動の寄与とみられる約1.5Hzから2Hz付近の応答が主桁では数分の一程度に低減され、主桁の遊動円木振動である0.13Hz付近の振動数成分が卓越していることが分かる。これらのことにより、橋脚から橋軸方向の振動が主桁には伝達されない、すなわち免震効果が発揮されていると理解できる。

次に、橋軸直角方向の主桁と端部橋脚の応答を見る。橋軸直角方向については、設計上はウインドダクトの存在が主桁の橋軸直角方向の動きを拘束することになっている。しかし、前述のように、実際は主桁とウインドダクトの間に小さな遊間があるため、僅かながら相対変位が生じる。大振幅時には相対変位応答が遊間量を超し、衝突が発生するとともに、橋軸直角方向の振動が橋脚から主桁に伝達されることになる。ここには示していないが、図-10

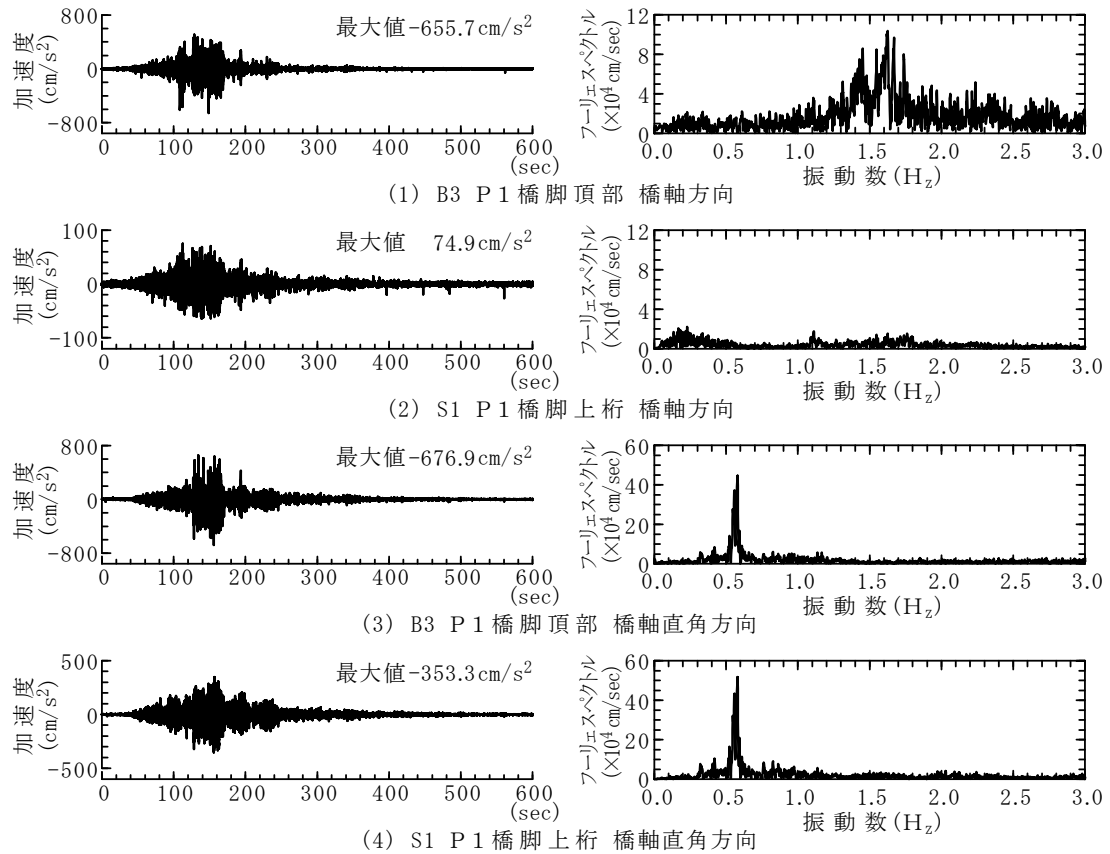


図-10 端部橋脚頂部と主桁端部における本震時応答加速度波形とそのフーリエスペクトル

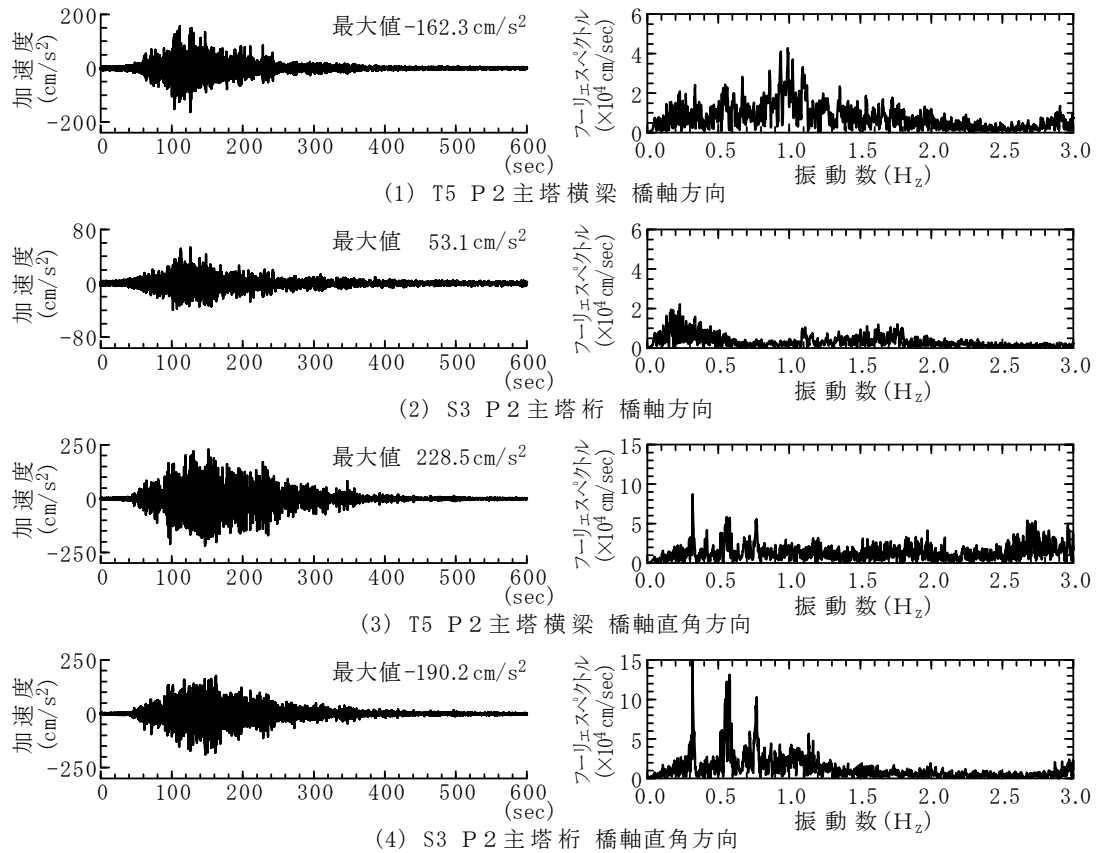


図-11 P2主塔下層横梁と同じ位置における主桁の本震時における応答加速度波形とそのフーリエスペクトル

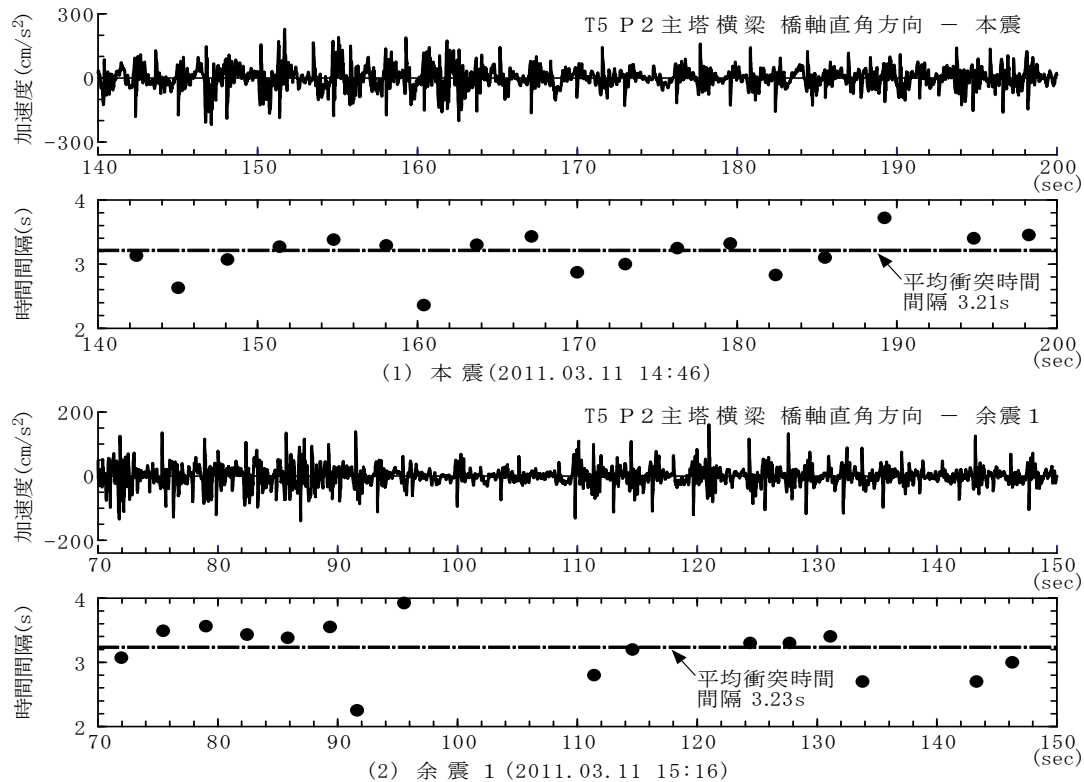


図-12 主塔と主桁連結部付近の橋軸直角方向応答加速度にみられるスパイク状振幅（衝突）とスパイク状振幅（衝突）間の時間間隔

の応答波形を拡大すると、P1端部橋脚の加速度記録には橋脚柱頭と主桁もしくは橋脚柱頭とアプローチスパン桁との衝突に起因すると思われる周期的なスパイク波形が観察されている。主桁とP1橋脚柱頭の橋軸直角方向の最大加速度に大きな違いがあるのは衝突によるスパイク波の影響であると考えられる。図-10に示す橋脚柱頭と主桁における橋軸直角方向加速度のフーリエスペクトルはともに振動数0.57Hzでピークを持つ、非常に類似した特性を示しており、桁と脚が衝突はあったもののほぼ一体となって振動したことを示している。紙数の都合で図を示すことはできないが、加速度データから推定した固有振動モード形や2回積分した変位波形とそれから求めた変形図から橋軸直角方向に関しては、主桁と端部橋脚が一体となって振動していることを確認している。

次に、主塔と主桁との連結部回りの振動を見る。図-1に示すように、P2主塔とP3主塔には、主塔と主桁連結部のウインドウ中央部にそれぞれT5、T6の加速度計が配置されている。ウインドウと同じ位置の主桁にはそれぞれ加速度計S3とS7が設置されている。

図-11に示す両主塔と主桁の連結部の加速度応答の特徴を以下に述べる。橋軸方向については、図-8の主塔頂部とは少し異なり、1Hz付近にピークが見られるが比較的フラットなスペクトルとなっている。主塔付近の主桁

の動きは、橋軸方向には剛体的に動くので図-10の橋脚と主桁の連結部とほぼ同じであるが、0.5Hzから上の高周波が消え、主桁と同様、鉛直曲げ1次振動(0.32-34Hz)が卓越している。ここでも、低周波数成分が支配的であり、高周波数成分の振幅が減少していることから、主塔からの振動はリンク連結によりここでも直接的には伝達されていないことが分る。

橋軸直角方向については、主塔および主桁の加速度ともに非常に類似した周波数特性を示しており、後述(図-18参照)するようにほぼ一体となって動いたことがわかる。主桁と主塔は、ウインドウに遊間があるため、主塔の橋軸直角方向加速度波形には、桁端の応答と同じように、100秒から300秒の大加振区間では、衝撃によるものと思われる周期的なスパイク波形が多く見られた。図-12の(1)には、主塔と主桁間の橋軸直角方向の衝突による周期的なスパイク波形を含む加速度応答波形の拡大図を示す。スパイク波形の間隔も併せて示してある。本震の他では、図-12の(2)に示すように余震1(3月11日15時16分)においてのみ同様の周期的スパイク波形が見られた。最大加振中の連続するスパイク波形の時間間隔から、衝突の引き金となった振動モードを推定することができる。

図-12の(1)と(2)の下段に示すように、連続する衝撃波

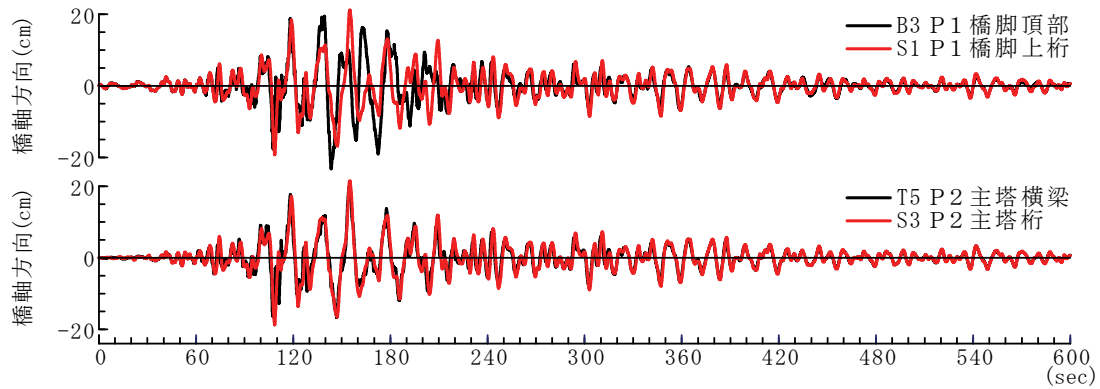


図-13 本震時における端部橋脚と主桁端部および主塔横梁と主塔位置主桁の橋軸方向地震応答変位

表-3 フレーム4の応答記録から同定された横浜ベイブリッジの固有モード特性

固有振動モード		振動数(Hz)	減衰比(%)	FEM解析 (Hz)	モード形の特徴
橋軸	1次	0.11	2.08	0.14	橋軸方向スウェイモード(遊動円木振動)
鉛直	1次	0.33	4.20	0.34	鉛直曲げ1次(対称1次), 水平連成
	2次	0.51	1.21	0.49	鉛直曲げ2(非対称1次), 水平連成なし
	3次	0.75	3.49	0.77	鉛直曲げ3次(対称2次), 水平連成全くなし
	4次	0.94	0.84	1.01	鉛直曲げ4次(非対称2次), 水平連成
	5次	1.10	1.34	1.21	鉛直曲げ5次(対称3次), 水平連成なし
振り	1次	0.83	0.59	0.86	ねじり1次
	2次	1.41	2.59	1.38	ねじり2次
	3次	2.41	1.80	2.45	ねじり3次
橋軸直角	1次	0.32	0.47	0.28	主桁水平曲げ1次(対称1次,)主桁鉛直と連成
	2次	0.53	2.63	N/A	主塔水平(P2,P3面外), 主桁鉛直と連成
	3次	0.42	1.34	0.42	主塔水平(P2,P3面内), 主桁鉛直・水平と連成なし
	4次	0.57	1.16	N/A	端部橋脚(P1), 主桁と連成した水平変位
	5次	1.10	1.34	1.08	主桁水平曲げ2次(非対称1次)若干の鉛直との連成

形の平均時間間隔は3.2秒と読み取れる。これは、周期的運動に換算すると振動数が0.31から0.32Hzに相当する。これは、図-6に示した振幅が大きい時の卓越振動数に一致しており、この結果から、本震における最大加振中の主塔と主桁間の橋軸直角方向の衝撃は、主として固有振動数の近い主桁の橋軸直角方向水平1次モードに起因した衝突と判断される。

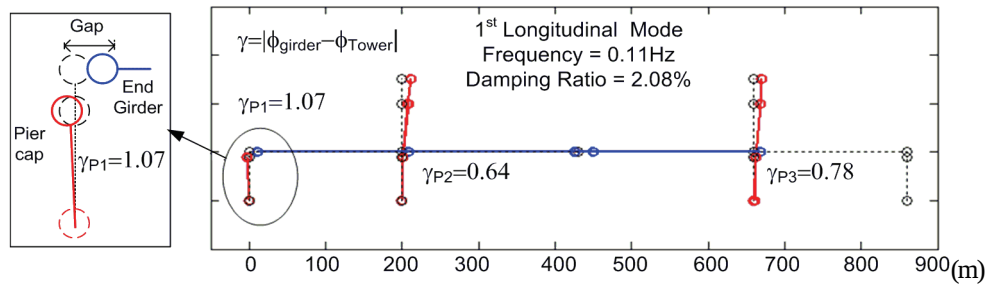
8. 主桁と主塔の応答変位

前出の表-2には、主桁、主塔、橋脚の最大変位をまとめて示している。主桁では、橋軸直角方向および鉛直方向の最大変位はそれぞれ62cm、20cmであった。主桁の橋軸直角方向変位は、主桁の橋軸方向1次振動モード(0.28-0.32Hz)により、また鉛直方向変位は鉛直曲げ1次振動モード(0.33-0.34Hz)の寄与が大きい。主桁の橋軸方向変位は、大きいとアプローチスパン桁との衝突による桁の落下、端部橋脚と主桁との連結部の損傷を引き起こす

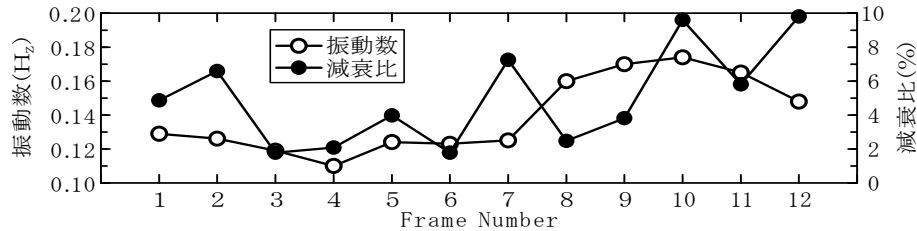
可能性があることから、耐震補強設計においても主要な関心事であった。しかし、主桁の橋軸方向変位は20cmのオーダーであり、耐震補強設計時に考慮した最大変位約2.4mよりはるかに小さい。これは主に周期7、8秒の地震動が設計で想定していたものよりも大幅に下回ったことによる(図-3参照)。

図-13に端部橋脚、主塔、主桁の橋軸方向の変位波形を示す。端部橋脚と主桁間の橋軸方向の動きには5~10cmのオーダーの比較的大きい相対変位が発生している。一方、主桁と主塔間の橋軸方向相対変位は橋脚のそれよりも小さい1~5cmであり、リンク長の長さが端部橋脚では10m、主塔では2mであることが影響していると思われる。

主塔の変位は橋軸直角方向(塔面内)が支配的である。本震時のP2主塔の最大面内変位は塔頂部で約55cm、最大面外変位の約2倍にあたる。主塔の大きな橋軸直角方向変位は、主として主塔卓越面内モード0.42Hzによる。この振動数で、両主塔ともわずかではあるが主桁との連



(1) フレーム4におけるモード形 (とくにリンク支承部の相対変位に着目)



(2) 固有振動数と減衰比の変化

図-14 地震応答記録から同定された橋軸方向の遊動円木(スウェー)モード

成効果による面内の横方向の動きが生じる。一方、主塔の面外変位は、主桁の鉛直1次振動モード(0.32Hz)と連成した塔の動きが支配的である。

9. 入力と応答からのシステム同定

地震によって加振された橋梁構造の振動モードに関するパラメータ(固有振動数, 減衰比, モード形)同定には, 多入力多出力システム(MIMO)同定法を適用した。ここで適用した方法は, 情報行列(Information matrix)を用いたシステム実現理論(System Realization) (SRIM)¹⁰⁾で, 状態空間モデルの実現に入出力データ間の相関関係とモデルのパラメータ推定値を利用するものである。この方法は横浜ベイブリッジの地震応答記録からのシステム同定に著者らがすでに使っているものであり, その適用の詳細は文献8に示されている。

システム同定を効率的に行うために, 1組の入出力データを選択した。入力として, 端部橋脚(P1)と主塔(P2,P3)の基礎構造の中間レベルに設置されたセンサk2, k4, k6(図-1参照)における3方向の加速度波形を選んだ。これらの応答値を用いたのは, 自由地盤の応答を使うと地盤と構造系の相互作用の影響が入ってしまうため, その影響を最少化するためである。出力としては, 上部構造の41チャンネルの加速度を用いた。これらは, 主桁(23チャンネル), P1橋脚(2チャンネル), 主塔(8チャンネル×2)から成る。入力と出力データは3方向加速度から得られたものであることから, 同定されたモード形も3次元の複素モードとなる。なお, 前出した固有振

動モード形や固有振動数は, システム同定によって求めた情報を参考に, フーリエスペクトルから求めたものである。

(1) システム同定結果

前述のシステム同定手法によって, 本震による応答全体から平均的モードパラメータを求めた。その結果を表-3に示す。主桁のモード変位がモード形を支配する0.1Hzから2.5Hzまでの14モードを同定することが出来た。最低次振動数のモードは橋軸方向の遊動円木(スウェー)モードで0.11~0.13Hz, 続いて0.27~0.32Hzに主桁の橋軸直角方向対称曲げ1次モード, 0.32~0.36Hzに鉛直方向対称曲げ1次モードが得られた。鉛直方向に関しては, 5つの鉛直曲げと3つの振りモードからなる8つのモードが同定された。橋軸直角方向については, 2つの主桁卓越モードと3つの主塔および橋脚卓越モードからなる5つのモードが同定された。表-3に示す同定された固有振動数や減衰比は, 過去の中小地震記録から同定された値やFEM解析モデルによる解析値と総体的に良い整合を示している。

ここで行っているシステム同定は線形系を前提としたものであり, モードパラメータが入出力データを解析する特定の時間窓(window)では一定であるとの仮定に基づく。しかし, 加振入力が大きく橋梁が大加振中は非線形領域に入する場合もあると考えられ, この仮定は一つの地震の応答全体に対しては常に満足されるものではない。そこで, 短い時間の移動窓方式による非定常システム同定も行った。具体的には, 全時刻歴応答は入出力データ

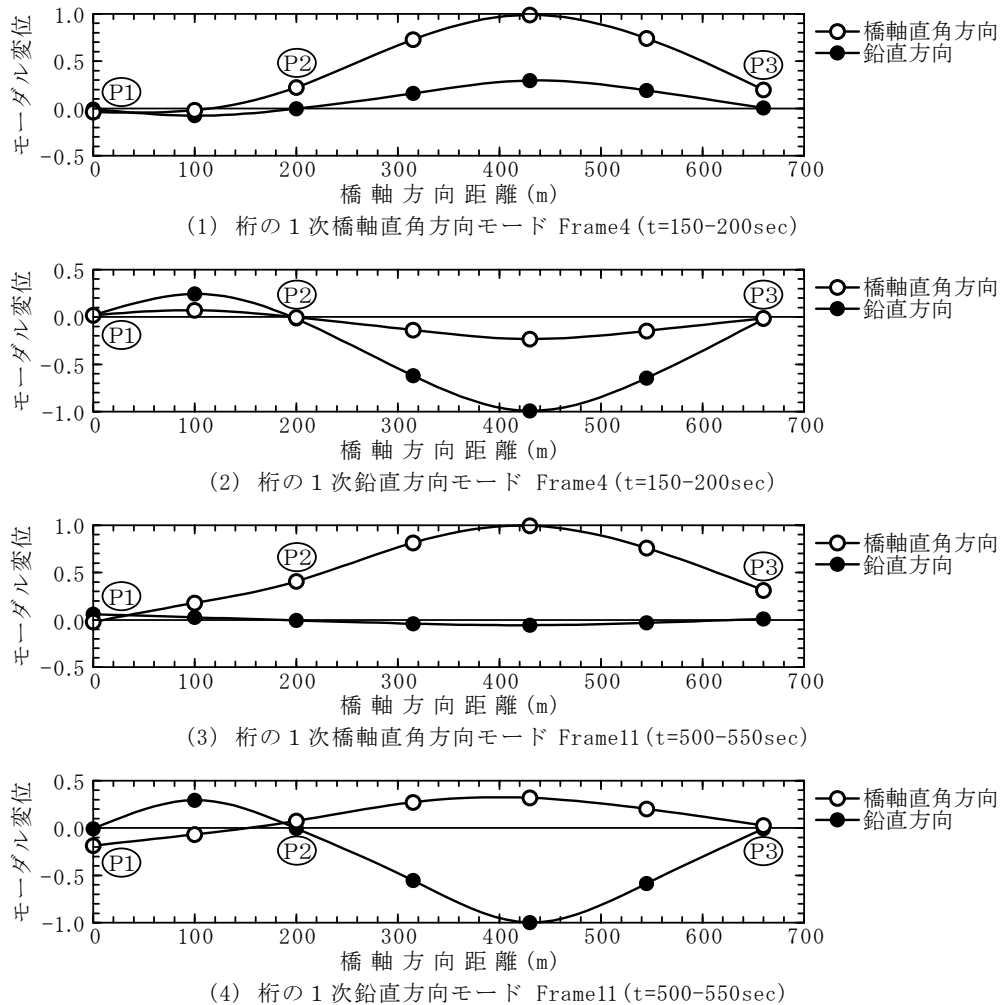


図-15 橋軸直角方向モードと鉛直方向モードの連成特性(強い連成フレーム4と弱い連成フレーム11)

を50秒ごとに分割しシフトして用いた。各時間窓から1組のモードパラメータが得られ、時間に関するパラメータの変化を評価することができる。本手順を適用することにより、600秒の本震時の応答は12の入出力データの時間窓に分割された。同じ手順を表-1に示す9の余震に対しても適用した。

(2) 橋軸方向モードの特徴

システム同定により求められた1次(最低次)モードは、橋軸方向の遊動円木(スウェイ)モードである。これは、主桁の橋軸方向の水平変位が卓越するもので、鉛直方向変位と橋軸直角水平方向との連成は少ない。このモード形と固有振動数は、端部橋脚と主塔にあるLBCの挙動に依存する。設計においては、LBCは両端ピンの軸力部材と仮定しFEMによる解析が行われている。これは、主桁と端部橋脚間の相対変位が大きいことを想定していることを意味する。このような条件での橋軸方向モード形を、著者らはスリップモード(slip mode)と呼んできている⁷⁾。既往の小規模地震での応答からのシステム同定

の結果では、端部橋脚と主桁の相対モード変位が小さく、やや高い固有振動数をもつモードが同定されることが多い。このような橋軸方向の振動モード形を、スティックモード(stick mode)と呼んでいる⁷⁾。スティックモードは、LBCが完全なピン結合状態ではないことを示しており⁹⁾、端部橋脚と主塔には設計で意図したものと異なる荷重配分が生じる。

図-14には、本震時のフレーム4(強震時)において同定された橋軸方向の遊動円木(スウェイ)モードの固有振動数、減衰ならびにそのモード形を示すとともに、1-12の各フレームにおいて同定された固有振動数と減衰比を示す。図中、主桁の固有振動モード形を示す青線と端部橋脚の赤線が大黒側で表示していないのは、前述したように大黒側の7チャンネルは地震中作動しなかったからである。図の(1)に示す同定された強震時のモード形から、端部橋脚と主桁間に大きな相対変位が生じるスリップモードであることを示している。図の(2)に示す同定された固有振動数の変化から、1)強震時(フレーム4前後)でスリップモードが卓越するため、固有振動数も

低く、2) 本震の終わりの部分では、スティックモードになるため、固有振動数が上昇している、3) 減衰比はフレームごとの変動が大きい、リンクでの滑りがスムーズと思われるスリップモードの状態のときが概して小さいことが分かる。これは、スティックモードやスリップモードが現れるのは、LBCの両端部の駆動部(図-9参照)における摩擦力の大きさに依存しており、スリップモードの状態のときは、スティックモードの状態のときより摩擦力が小さいからである。

大地震時にLBCが固着の状態を保持すれば、無視できない大きさの付加的な力が端部橋脚や主塔に作用することになる。耐震設計では、リンク系支承の地震時におけるスリップ状態からスティック状態への遷移は考慮されていないため、大地震時におけるLBCの性能を知ることが重要な課題⁹⁾であったが、今回の地震で、振幅が大きい領域では、リンク系支承は設計で想定したとおり機能していることが確認できた。

(3) 主桁の橋軸直角水平1次モードと鉛直1次モードの特徴

同定された全体モードにおける2次と3次は、それぞれ橋軸直角方向水平曲げ1次モードと鉛直方向曲げ1次モードである。この二つのモードは、図-6や図-7で示したように、振幅により固有振動数が変化する特徴が認められた。特に、橋軸直角方向のモードにその傾向が強く表れている。具体的には、強震時(100~200秒間)には、橋軸直角方向モードの固有振動数が0.27Hzから増加し、一方、鉛直方向モードの固有振動数は0.35~0.33Hzから幾分減少する。強震時(フレーム4, 150-200秒)、コーダ部分の小振幅時(フレーム11, 550-600秒)のモード形を図-15に示した。振幅が小さい時は、橋軸直角方向モードと鉛直方向モードは、図の(3), (4)に示すように、それぞれほぼ純水平、純鉛直で連成が少ないが、強震時にはおのおののモードにおいて顕著に連成が見られる(図の(1), (2))。

この連成の度合を定量的に評価するため、式(1)で表される指標 η を定義した。

$$\eta_v = \frac{|\phi_v|}{|\phi_v| + |\phi_r|} \quad (1.a)$$

$$\eta_r = \frac{|\phi_r|}{|\phi_v| + |\phi_r|} \quad (1.b)$$

ここに、 ϕ は中央支間の主桁中央部(節点S5R)のモード変位で、添字VおよびTはそれぞれ鉛直方向、橋軸直角方向を表す。連成指標は、モード形間の連成が弱い場合に η は一つの方に大きな値(ほぼ1.0)を示し、他の方向に小さな値(ほぼ0)を示すことになる。逆に強い連成の場合には η_r および η_v の両者が0.5に近い値となる。

図-16には各フレームでシステム同定された、橋軸直角方向水平モードと鉛直方向モードの固有振動数(図の(1))と、橋軸直角方向水平モード形の連成度 η (図の(2))、鉛直方向モード形の連成度 η (図の(3))の変化を示す。図の(1)においては、改めて固有振動数の変化がシステム同定の結果からも確認されるが、図の(2), (3)からは、両モードにおける橋軸直角方向水平モードと鉛直方向モードの連成が、記録の前半、特に強震時にあたるフレーム2から5付近で強く表れていることが分かる。応答の後半では、振動が小さくなるにしたがい連成が徐々に弱まっている。特に橋軸直角方向ではある時刻から連成が完全に消えている(図の(2))。

同様の状況が3月11日15時16分に発生した最大余震でも観察されたが、他の8つの余震ではこのような兆候は観察されていない。他の8つの余震は、データ長が短く加振も小さいため橋軸直角方向1次および鉛直方向1次の固有振動数は応答中に余り変化せず、本震時のようなモード形における橋軸直角方向と鉛直方向の連成は見られなかった。全記録の入力振幅に対する橋軸直角1次および鉛直方向曲げ1次の固有振動数と減衰比の変化を図-17に示す。なお、 η の値が0.4から0.6の間にある時は、振動モードに水平の動きと鉛直の動きとの連成が強いと判断し、赤印(●)で区別してある。入力振幅に対する固有振動数の変化と橋軸直角方向と鉛直方向の連成挙動は、本震時の応答が非線形領域に入っていることを示唆している。斜張橋の非線形地震応答は、材料非線形、ケーブルの大変形に伴う幾何学的非線形、橋脚と主桁の挙動、主塔と主桁の連結部、などの様々な要因で生じることが知られている。しかし、今回観測された地震時の応答による変位は、幾何学的非線形や材料非線形を生じさせるほど大きなものではないことから、主塔および端部橋脚と主桁との連結部の挙動による境界条件の変化が主因と考えられる。

図-18は、主塔と主桁位置での橋軸直角方向のモード形に着目したもので、主塔と主桁におけるモード変位振幅の変化を示している。橋軸直角方向連結部の強震時の主塔と主桁の動きを定量的に評価するために、主塔と主桁位置での橋軸直角方向モード変位から次式で計算される指標 γ を定義した。

$$\gamma = \left| \phi_{\text{girder}} - \phi_{\text{tower}} \right| \quad (2)$$

ここに、 ϕ は主塔と主桁連結位置での主桁と主塔の正規化されたモード変位を表す。橋軸直角方向の主塔と主桁の相対モード変位が大きくなると、指標 γ の値は大きくなり、逆の場合は小さな値となる。

図の主塔と主桁の橋軸直角方向のモード形を詳細に見ると、主塔と主桁の橋軸直角方向連結部の強震時の相対

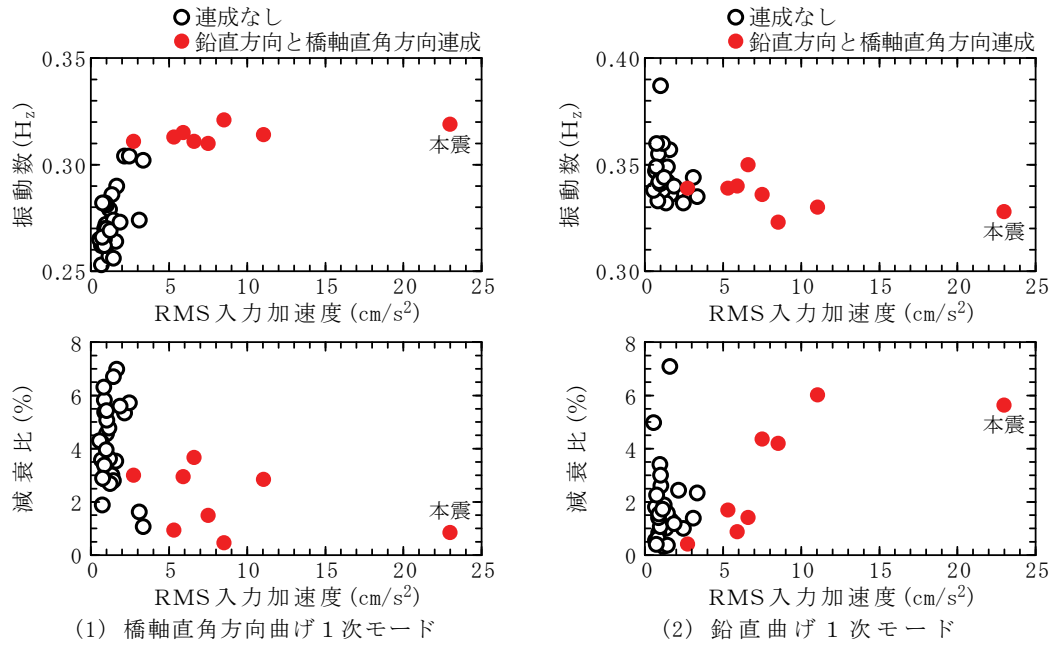
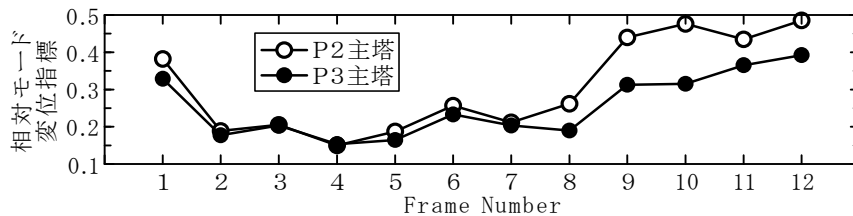
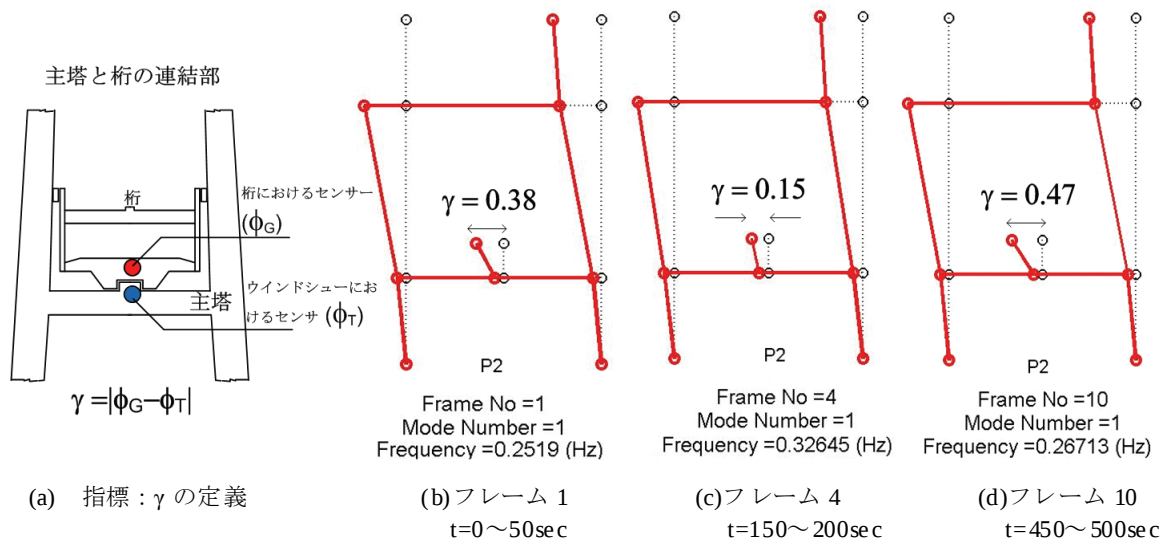


図-17 解析に用いた全ての地震記録の加速度入力に対する固有振動数と減衰比の変化


 図-18 主塔と主桁位置での橋軸直角方向モード変位を定量的に評価する指標: γ

モード変位は小さくなっているのが分る。一方、初動部および主要動後の減衰部のような弱振時には橋軸直角方向の相対モード変位は比較的大きな値となる。図

-18に示す、指標 γ の定義(図の(a))は、いくつかのフレームにおける指標 γ を示し(図の(b), (c), (d)), 図の(e)には本震における2本の主塔P2, P3の連結部における指標

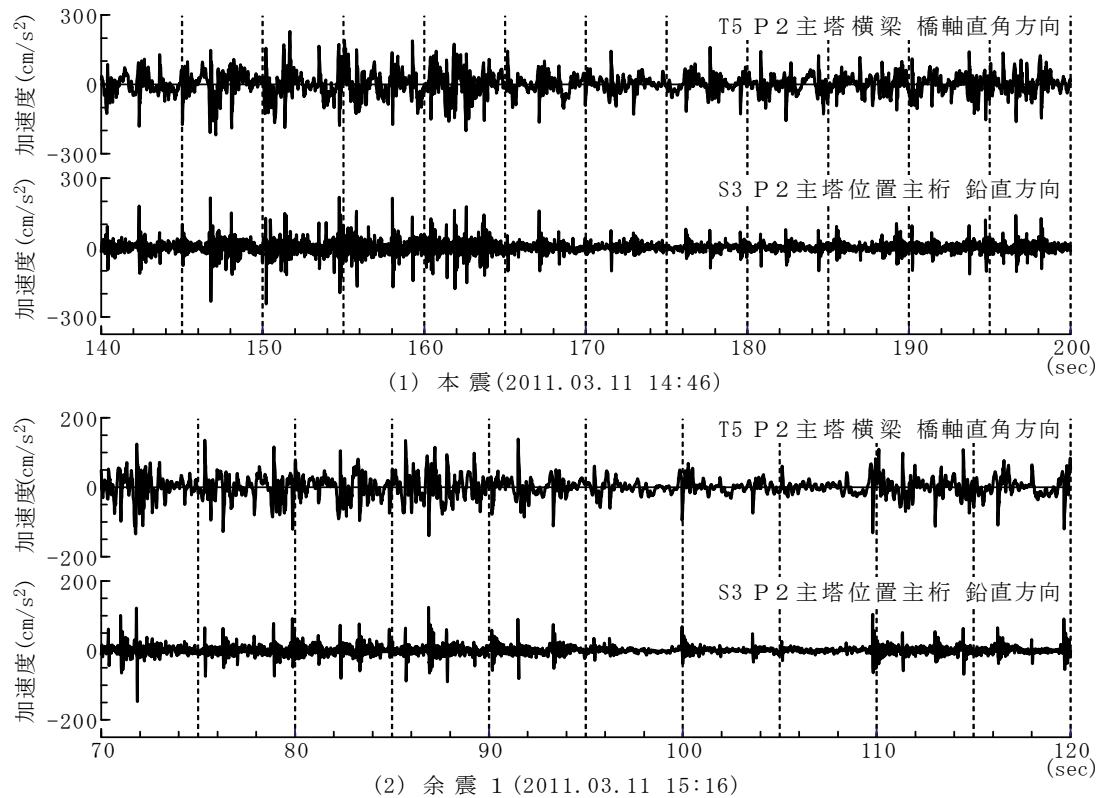


図-19 主塔横梁部の橋軸直角方向加速度と主塔位置主桁の鉛直方向加速度に見られるスパイク状振幅の同時性

γ の時間的変化を示す。強震時（フレーム2とフレーム5の間）には、指標 γ の値は0.15程度まで下がり、その後、徐々に増加し、加振終了には0.3から0.4程度に達する。この変化の傾向は、図-16に示した橋軸直角方向1次の固有振動数と逆になっている。ウインド沓と主桁に遊間があるため、小振幅振動では自由に振動出来、両者間の相対変位が大きく、指標 γ の値も大きくなる。一方、振幅が大きくなりそれが遊間以上になると、主桁とウインド沓間で橋軸直角方向の衝突が生じ、逆に相対変位が抑えられ、指標 γ の値も小さくなると考えられる。

前述したように、橋脚と主桁および主塔と主桁連結部においては、強震時の加速度記録にスパイク応答が観察されている。これは、ウインド沓と主桁が橋軸直角方向に衝突して生じたものと考えられる。この衝突が、強振時の橋軸直角方向1次モードの見かけ上の固有振動数を増加させた（図-12参照）だけでなく、モード形状にも変化を与え、その結果、連成性が生まれたものと思われる。

図-19は、本震と最大余震（余震1）における強振時の、P2主塔横梁の橋軸直角方向とP2主塔位置の主桁の鉛直方向の加速度波形を比較したものである。主塔横梁位置のスパイク状の振幅は、ウインド沓と主桁が衝突する際に生じたものである（図-12参照）が、同じ位置に相当す

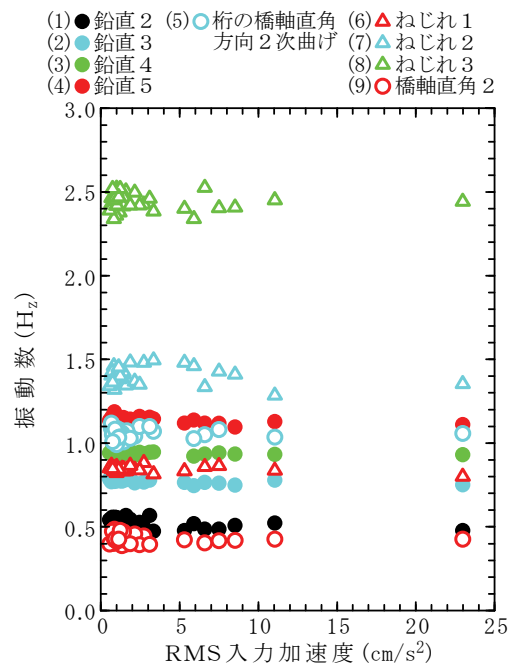


図-20 解析に用いた全地震記録の入力振幅に対する固有振動数

る主桁の鉛直方向の加速度波形にも、主塔横梁の橋軸直角方向と同時刻にスパイク状の振幅が現れていることが

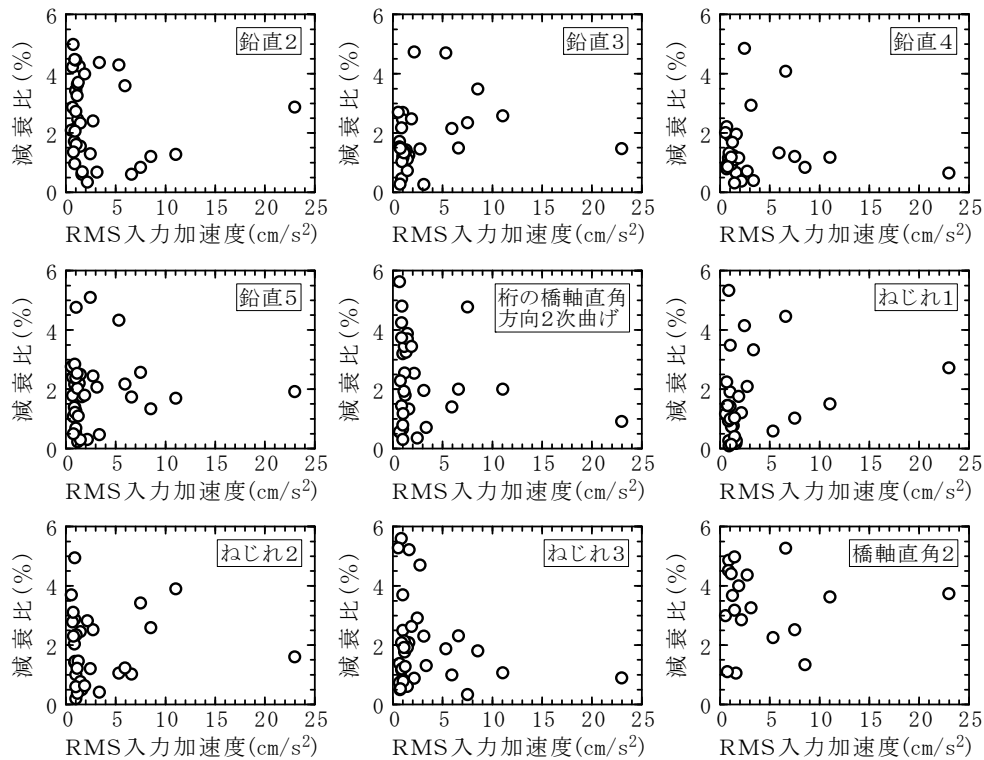


図-21 解析に用いた全ての地震記録の入力振幅に対するモード減衰比

わかる。これより、大振幅時には、主桁とウインドダブが橋軸直角方向で衝突し、その衝突は主桁の鉛直方向の地震応答にも影響を与えその結果、橋軸直角方向と鉛直方向の連成が生じていることが確認できる。その物理的メカニズムの解明は今後の課題であるが、リンク系支承のスリップモードとスティックモード間の遷移と同様に、境界条件の非線形問題であり、橋梁の耐震設計では考慮されてきていない事象である。このことが耐震設計上橋に有意な影響を与えるかを今後明らかにする必要がある。

(4) 地震レベルに対する同定モードの特徴比較

表-1の地震記録を用いて同定した入力振幅に対する低次モードの固有振動数の変化を図-20に示す。なお、橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向曲げの1次を除いてある。システム同定は、50秒の時間窓で区切られた入出力データの各々に対して行った。そのため、データ長が長い場合には、複数の50秒の時間窓に分割し用いた。P2基部の加速度のRMS値を横軸に示してある。図-20から、概して固有振動数は加振振幅の増加とともにわずかに減少する、傾向にあることがわかる。捩れモードよりも鉛直モードにおいて固有振動数のより大きな低下が見られることが理解できる。たとえば、鉛直2次モード（非対称1次）では固有振動数が入力RMS値が3cm/s以下で約0.52~0.55Hzであるのに対し、入力RMS値24cm/sでは

0.47Hzへと約14%低下した。

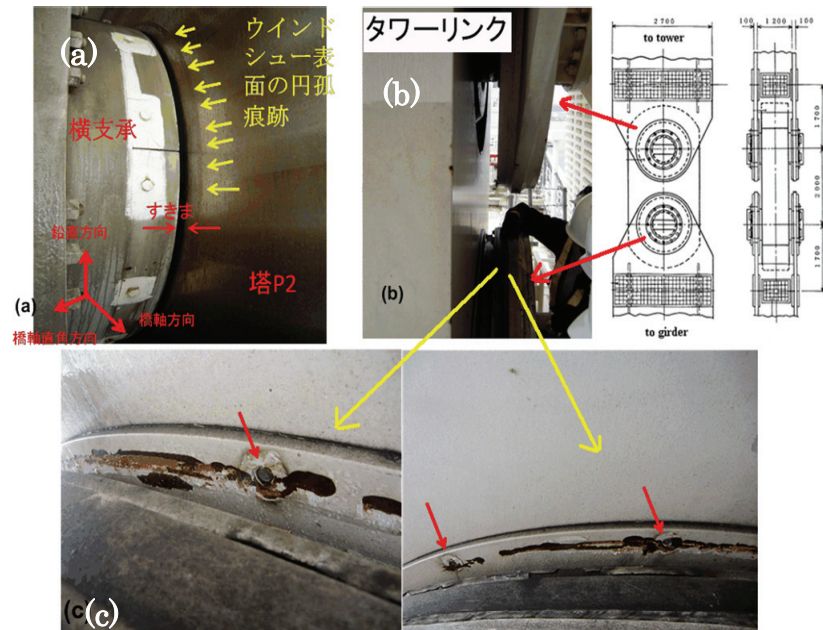
図-21には、橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向曲げの1次を除く低次モードの減衰比の同定結果を示す。同定された減衰比は0~5%の範囲で大きく変動し、入力振幅が大きくなると減衰比のばらつきが減る傾向が見られるが、一定の関係は見られない。

10. 地震後の目視観察結果

3月11日の地震発生の数週間後に、著者らと橋梁管理者とで合同目視調査を行った。調査目的は端部橋脚と主桁および主塔と主桁の連結部の状態を観察することであった。主な目視検査結果を以下に述べる。

(1) 連結部の橋軸方向の動きについて

主桁と端部橋脚の連結部の目視検査の結果、P1およびP4のウインドダブ表面には円形の痕跡が残されており主桁の橋軸方向の大きな相対変位が生じたことを示していた。図-22の(a)に示す痕跡は主桁と端部橋脚には8~10cmのオーダーの相対変位があったことを示している。また、主塔のタワーリンクを覆うカバープレートにもピンの回転に伴う数か所の塗装の剥がれが見られた。これらのことは、主桁と端部橋脚および主塔を連結するリンク支承は滑動状態にあったことを示唆するもので、応答解析結果



- (a) 主桁の橋軸方向変位を示す側面支承の変位により生じたウインド沓表面の円形の引掻き痕と側面支承据え付け位置との距離は8cm.
- (b) タワーリンク(P2)設置位置. 下端は主塔に連結されている.
- (c) 主桁の鉛直方向、橋軸方向と橋軸直角方向変位の組合せにより生じたタワーリンク下部表面の擦過傷. 矢印の点は三本の折損ボルト位置を示す.

図-22 地震後の目視観察により検出されたタワーリンクとウインド沓周辺の変状

やシステム同定から得られた橋軸方向スリップモードの存在を支持するものである。

(2) 連結部の橋軸直角方向の動きについて

図-22の(c)に示すように、P3主塔のタワーリンク支承下部に設けられているカバープレート上面円盤の取り付けボルト数本が破損し、円盤の塗装の剥離が観察され、同様の状態がP2主塔でも認められた。これら塗装の剥離やボルトの破損は、タワーリンク位置で主塔と主桁が橋軸直角方向にウインド沓を介して衝突したこと、また、ぶつかったままの状態では相対変位が生じたために起きたと考えられる。これらは、加速度記録に見られた周期的スパイク波の存在と整合するものである。

11. まとめ

2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震ならびにその余震における横浜ベイブリッジの応答記録は、震度の大きさや設置されているセンサ数の多さから、斜張橋の強震時挙動に関し極めて有用な情報を提供するものである。本橋の地震時応答の解析とシステム同定結果から得られた大きな知見は以下の通りである。

1. 本震時の橋梁の変位応答は主桁と主塔の橋軸直角方向

においてとくに大きく、主塔の最大変位は塔頂で55cm、主桁の最大変位は中央支間中央部で62cmで（いずれも橋軸直角方向変位）であった。主桁の橋軸方向最大変位は、約15cmであり、橋軸方向許容変位1.2mを大幅に下回った。

- 橋脚と主桁および主塔と主桁を連結する振り型のリンク支承があり、この連結部は、設計では地震時には滑動し主桁の大きな慣性力を橋脚と主塔に伝達しない、免震性能を発揮することになっている。しかし、中小地震を対象とした既往の調査結果によれば、リンク沓は滑動せず（固着状態）、そのため橋脚および主塔に想定していないレベルの地震力が作用する懸念があった。しかし、今回の地震においては相対変位応答、主桁の橋軸方向加速度記録のスペクトル特性、橋脚と主桁および主塔と主桁連結部の橋軸方向モードのいずれにおいても、設計で期待したリンク支承の滑動があったことを示唆していた。さらに、ウインド沓表面の円形の痕跡などの物理的な証拠もこれを裏付けるものであった。
- 本震時の主桁の加速度記録から、橋軸直角方向と鉛直方向のおおのの1次モードにおいて固有振動数が時間的に変化したことがスペクトル解析、システム同定から明らかになり、応答が非線形域に達したことが認

められた。強震時の両者のモード形には、小振動時には認められない水平方向と鉛直方向との間に連成が現れることがシステム同定により示された。

4. 本震では、主桁および主塔の橋軸直角方向の強震時の加速度応答記録において周期的なスパイク波が認められ、衝突の発生を示唆した。様々なシステム同定の結果も衝突の存在を支持した。地震後の目視調査において衝突の痕跡が観察されたこの衝突が3.のモード連成の原因になっていることが示唆された。

耐震補強設計では、主桁と主塔あるいは端部橋脚との橋軸直角方向の衝突の防止対策としてウインド杓が設置されている。今回、橋軸直角方向の衝突が生じたにも拘わらず、構造には重大な損傷は見られなかった。しかし、ウインド杓を介した主桁と主塔の橋軸直角方向の衝突が橋梁に及ぼす影響については、さらに詳細な研究が必要と考えられる。また、今後のさらに大きな地震を想定した場合には、対策が必要になる可能性も出て来るであろう。

横浜ベイブリッジでは高密度の地震モニタリングシステムが装備され、2011年東北地方太平洋沖地震関係の一連地震による応答を計測することが出来た。その結果を分析することで初めて、長径間橋梁の強震時の挙動を明らかに出来た。また、観測された応答の分析とシステム同定により構造要素の性能に関する理解を一層、深め、確認することができたと言える。その意味では、モニタリングシステムはその設置と維持管理に要した費用と時間を考慮しても十分に見返りのあるものであったと言えるであろう。

謝辞：本研究を行うにあたり、科学研究費「基盤研究」S(高密度モニタリングによる社会基盤施設の極限性能評価法、代表 藤野陽三、2008-2013年、課題番号20226011)の援助を受けました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Smyth, A. W, Jin-Song, P. and Masri, S. F. : System identification of the Vincent Thomas Suspension bridge using earthquake records, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 32, No. 3, pp. 39-367, 2003.
- 2) Celebi, M : Real-time seismic monitoring of the new Cape Girardeau Bridge and preliminary analyses of recorded data: an overview, *Engineering Spectra*, Vol. 22, pp. 609-630, 2006.
- 3) 川島一彦, 萩本英典, 渡邊学歩, 西弘明 : 強震記録に基づく PC 斜張橋の減衰特性, 土木学会論文集 A, Vol.65, No.2, pp.426-439, 2009.
- 4) Ganev, T., Yamazaki, F., Ishizaki, H. and Kitazawa, M. : Response analysis of the Higashi-Kobe Bridge and surrounding soil in the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 27, pp. 557-576, 1998.
- 5) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会 : 阪神・淡路大震災調査報告—土木構造物の被害—橋梁, 1.5.1 東神戸大橋, pp.313-324, 1996.
- 6) Siringoringo, D. M. and Fujino, Y. : Dynamic characteristics of a curved cable-stayed bridge identified from strong motion records, *Engineering Structures*, Vol. 29, No. 8, pp. 2001-2017, 2007.
- 7) Siringoringo, D. M. and Fujino, Y. : Observed dynamic performance of the Yokohama-Bay Bridge from system identification using seismic records, *Structural Control and Health Monitoring*, Vol. 13, pp. 226-244, 2006.
- 8) Siringoringo, D. M. and Fujino, Y. : System identification applied to long-span cable-supported bridges using seismic records, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 37, pp. 361-386, 2008.
- 9) 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.
- 10) Ide, S., Baltay, A. and Beroza, G. C. : Shallow Dynamic Overshoot and Energetic Deep Rupture in the 2011 Mw 9.0 Tohoku-Oki Earthquake, *Science*, Vol. 332, No. 6036, pp. 1426-1429, 2011.
- 11) 首都高速道路公団 : 横浜ベイブリッジ工事誌, 1994.
- 12) Maeda, K., Otsuka, A. and Takano, H. : The design and construction of Yokohama Bay Bridge, *Cable-Stayed Bridges Recent Developments and their Futures*, M. Ito et al. (Editors), Elsevier Science Publisher B.V., pp. 377-395, 1991.
- 13) Fujino, Y., Kikkawa, H., Namikawa, K. and Mizoguchi, T. : Seismic Retrofit Design of Long-Span Bridges on Metropolitan Expressways in Tokyo, *Proceeding of the 6th International Bridge Engineering Conference*, Transportation Research Board, Boston Mass, USA, CD-ROM, 2005.
- 14) 小森和男, 吉川博, 小田桐直幸, 木下琢雄, 溝口孝夫, 藤野陽三, 矢部正明 : 首都高速道路における長大橋耐震補強の基本方針と入力地震動, 土木学会論文集, No.794/I-72, pp.1-19, 2005.
- 15) 小森和男, 吉川博, 小田桐直幸, 木下琢雄, 溝口孝夫, 藤野陽三, 矢部正明 : 首都高速道路における長大橋耐震補強検討, 土木学会論文集, No.801/I-73, pp.1-20, 2005.
- 16) Juang, J. N. : System Realization Using Information Matrix, *Journal of Guidance, Control, and Dynamics*, Vol. 20, No. 3, pp. 492-500, 1997.

(2012.10.19 受付)

INVESTIGATION OF THE YOKOHAMA-BAY CABLE-STAYED BRIDGE SEISMIC RESPONSE CHARACTERISTICS SUBJECTED TO THE 2011 GREAT EAST-JAPAN EARTHQUAKE

Yozo FUJINO, Dionysius SIRINGORINGO, Kenji NAMIKAWA and Masaaki YABE

On March 11, 2011, the Great East-Japan earthquake with M_w 9.0, the largest ever recorded in Japan, shook northeastern part of Japan and was strongly felt in the Yokohama-Bay Bridge area with the JMA seismic intensity 5- (lower 5). Yokohama-Bay Bridge with the total span length of 860m is densely instrumented with vibration sensors that record seismic excitation during the main shock and several after-shocks. These series of seismic responses create the most comprehensive set of data on the response of long-span cable-stayed bridge subjected to multiple-support excitation. This paper describes investigation of seismic records by focusing on temporal and spectral analysis of the bridge accelerations, dynamic characteristics of the bridge and their changes throughout the excitation, investigation of response non-linearity during large excitation, performance evaluation of the seismic isolation device: link-bearing connection between girder and towers, and the post-earthquake field observation. Seismic response of the bridge is dominated by transverse vibration; where the girder transverse vibration reached the maximum displacement of 62cm. Investigation shows that link-bearing connection functioned properly during the earthquake to accommodate girder longitudinal movement, while on lateral direction pounding at the wind shoe may have occurred. Changes in natural frequencies were observed during large excitation followed by the change in vertical-transverse coupling behavior of the mode shape. Despite the strong shaking, there was no significant structural damage observed on the bridge since the ground motions experienced was still far below the design and seismic retrofit ground motions.