

大地震時における横浜ベイブリッジのウインド沓-タング間の衝突現象の三次元骨組みモデルによる分析

武田智信¹・水谷司²・長山智則³・藤野陽三⁴

¹学生会員 工修 東京大学大学院 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）

²正会員 工博 東京大学助教 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）

³正会員 Ph.D 東京大学准教授 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）

⁴フェロー Ph.D 横浜国立大学上席特別教授 先端科学高等研究院（〒240-8501 神奈川県横浜市保土ヶ谷区常磐大79-5）

1. はじめに

長大橋は平時には経済を支える物流ネットワークの要であり、非常時には避難経路や緊急車両の交通網として重要である。災害時に橋梁が損傷し、このような機能が失われた場合、甚大な損失が発生することが予想される。兵庫県南部地震においてある長大橋で図-1に示すような周期的なパルス状の応答が観測されており、衝突現象が発生したことが示唆されている。さらに、2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震においても、横浜ベイブリッジで橋軸直角方向の変位を制限する機構であるウインド沓-タング間の衝突現象が観測された。ウインド沓-タング間の遊間は5mmと非常に小さく、設計時には一体となって挙動すると仮定していたため、衝突力については考慮されてこなかった。ウインドタングが損傷した場合にはタワーリンクの脱落やケーブルの破断が連鎖的に発生すると考えられているため、衝突時の応答を評価し、ウインドタングの安全性を検討する必要がある。これまでにも観測された衝突応答を再現可能な簡易な線形の骨組みモデルを構築し、実際に発生した衝突力の評価が行われてきた。さらに、将来の大地震を想定した分析により、レベル2地震動でウインドタングが損傷する可能性があることが指摘されている¹⁾。しかし、大地震時のウインド沓の安全性については、ケーブルや主塔を簡略化した簡易なモデルを用いた線形解析の検討であるため、レベル2地震動で予想される部材の非線形性を考慮した衝突力や他の部材への影響については明らかになっていない。

本研究ではケーブルや主塔を考慮した骨組みモデルを用いてレベル2地震時のウインド沓-ウインドタング間の衝突力を推定し、衝突が他の部材に与える影響を明らかにする。

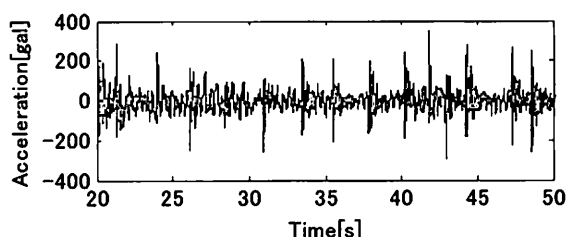


図-1 兵庫県南部地震において観測された衝突応答

なお、本研究の解析には東京大学橋梁研究室で開発を行っている三次元動的非線形骨組み構造解析プログラムISAS (Interactive Simulator and Analyzer for Structure) を用いている。

2. 対象橋梁の概要と計測データ

横浜ベイブリッジには中央径間460m、側径間200mの3径間連続斜張橋である。主桁はダブルデッキトラス構造であり、上弦材は上フランジが鋼床版と一体化した箱断面となっている。上層には横浜高速湾岸線が6車線で通り、下層には2004年に暫定的に供用が開始された国道357号線が2車線で通っている。主塔はH型のラーメン構造であり、高さ172m、幅29.25mとなっている。

本橋梁には図-2に示すように加速度計が36か所設置されており、合計85chで計測されている。計測システムのサンプリング周波数は100Hzとなっている。

東北地方太平洋沖地震時には表-1に示すように本震および余震9波の合計10波の地震動が観測された。このうち、本震および余震1では図-3のように周期的なスパイク応答が発生していることが確認された。さらに、主塔と主桁を接続するタワーリンクにおいて橋軸直角方向に過度な変位が発生したことにより

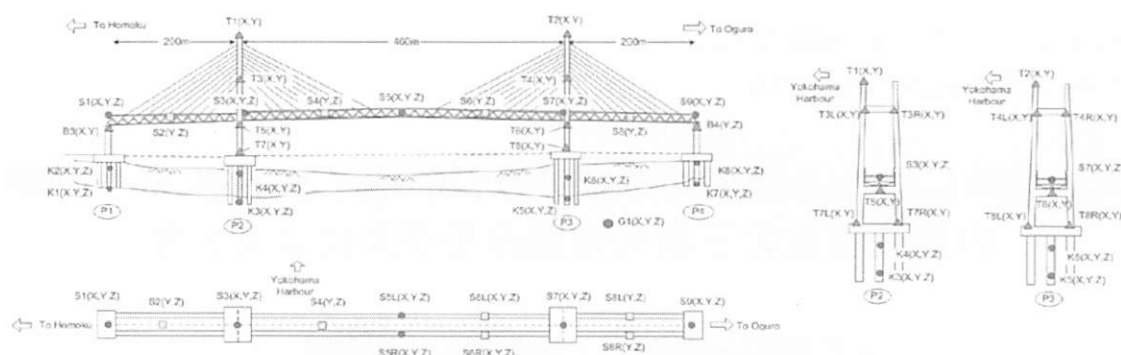


図-2 横浜ベイブリッジのセンサー配置図

表-1 観測された地震波の概要

地震	発生時刻	Mw	震央からの 距離[km]	JMA 震度	データ長 [秒]	最大入力加速度[gal] (主塔基部)
本震	2011/3/11, 14:47	9	398	5-	600	83.32
余震 1	2011/3/11, 15:16	7.7	192	4	400	35.27
余震 2	2011/3/11, 15:27	7.5	567	3	200	6.06
余震 3	2011/3/11, 16:29	6.5	603	2	60	3.84
余震 4	2011/3/11, 17:20	6.1	295	3	150	7.16
余震 5	2011/3/12, 04:00	6.7	205	3	120	3.11
余震 6	2011/3/13, 10:27	6.4	233	3	120	3.82
余震 7	2011/3/14, 10:03	6.2	204	4	60	5.31
余震 8	2011/3/15, 22:32	6.4	63.78	4	120	16.65
余震 9	2011/3/16, 12:52	6.1	147.6	3	120	5.62

ボルトの破断が生じていることが確認された(図-4)。以上の理由から、ウインドダング-タング間で衝突が発生したと考えられる。

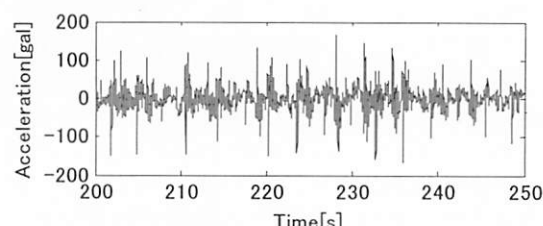
3. 解析モデルの概要と妥当性の検証

(1) 解析モデルの概要

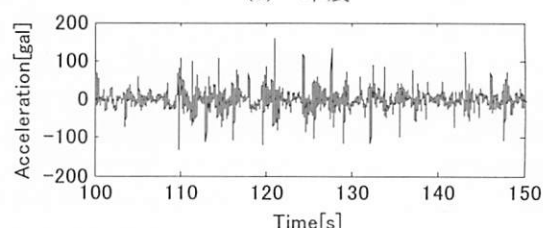
解析モデルを図-5に示す。桁を線形梁要素、橋脚および主塔を $M-\phi$ ずの非線形梁要素でモデル化している。また、ケーブルは非抗圧のトラス要素でモデル化している。橋脚基部には基礎構造の変形を表すSRパネモデルを用いている。また、ウインドダングとウインドタング間の衝突を再現するために遊間以上の変位が発生した際に剛性を持つ衝突ばねを導入した(図-6)。図-6には後述する衝突の有無の比較に用いた設計時のウインドタングの復元力特性も示している。衝突ばねのばね定数は、高本らの研究⁹⁾により実計測と整合性の確認がされているものを用いた。各要素のパラメータは耐震設計に用いられた骨組み解析モデルのものを用いた。

(2) 解析モデルの妥当性の検証

解析モデルの妥当性を検証するため、固有値解析を行い、過去の観測データから同定した固有振動数と比較することにより、モデルの妥当性の検証を行った。同定手法には、System Realization Information Matrix (SRIM)^{2), 3)}を用いた。この手法は、状態空間モデルの係数行列を入力信号と観測信号の相関から



(a) 本震



(b) 余震 1

図-3 本震時にウインドタング部(T5)で観測された観測された橋軸直角方向の加速度波形



図-4 タワーリンク(左)とボルト破断の状況(四角部)

同定し、固有振動数やモード形状などの振動特性を求めるものである。橋脚および主塔の基礎で観測されたデータを入力信号、それ以外の点で観測された

データを観測信号として用いた。解析波形には、衝突が発生していないとみなせる振幅の小さな余震2～8を用いた。表-2に主なモードの固有振動数の比較を示す。表より、水平モードである遊動円木1次モードと橋軸直角1次モードの観測結果に対する誤差は1%程度であり、再現性は高い。一方、鉛直1次モードの観測結果に対する誤差は10%程度と離れているが、これは、地震動の鉛直方向の加速度レベルが水平方向小さく、同定精度が低下したことが考えられる。

(3) 動的応答の再現性

小振幅時の地震動を用いて応答を比較することで動的応答の再現性について検討を行った。地震動には東北地方太平洋沖地震において横浜ベイブリッジで観測された地震波10波のうち、線形応答とみなせる振幅の小さい余震8波を用いた。一般的な動的解析では長大橋では各基部において作用する加速度が一樣ではなく位相差が生じることがあること、各基部における観測データが得られていることから、本研究では多点異入力問題として応答を求めた。以下に多点異入力による定式化⁴⁾を示す。

構造物の絶対変位を X_1 、地震動による境界部の絶対変位を X_2 、境界部の変位により生じた構造物の絶対変位を X_0 、 X_0 に対する構造物の相対変位を Y とすると、

$$X_1 = X_0 + Y \quad (3a)$$

と表される

構造物に作用する外力 P_1 と構造物の絶対変位 X_1 、境界に作用する反力 P_2 と境界の変位 X_2 の関係は以下の式で表される。

$$\begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_0 \\ X_2 \end{Bmatrix} \quad (3b)$$

ここで、

K_{11} ：構造物の剛性と構造物と境界間の剛性の和

$K_{12} = K_{21}$ ：構造物と境界間の剛性

K_{22} ：境界より外側の剛性

今、地動変位のみ作用し、構造物に外力が作用しないとすると、 $P_1 = 0$ であり、式(2b)から

$$X_0 = [-K_{11}^{-1}K_{12}]X_2 = SX_2 \quad (3c)$$

と表される

また、運動方程式は

$$\begin{Bmatrix} M_1 \ddot{X}_1 \\ P_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} \\ C_{21} & C_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{X}_1 \\ \dot{X}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_0 \\ X_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3d)$$

式(2c)の1行目より構造物のつり合い式は

$$M_1 \ddot{X}_1 + C_{11} \dot{X}_1 + K_{11} X_1 = -C_{12} \dot{X}_2 - K_{12} X_2 \quad (3e)$$

式(2a)の X_0 に式(2c)を代入し、さらにそれを式(2e)に代入すると、

$$M_1 \ddot{Y} + C_{11} \dot{Y} + K_{11} Y = -M_1 S \ddot{X}_2 - C_{12} S \dot{X}_2 - K_{12} S X_2 \quad (3f)$$

今、減衰 C が剛性 K に比例すると仮定すると、

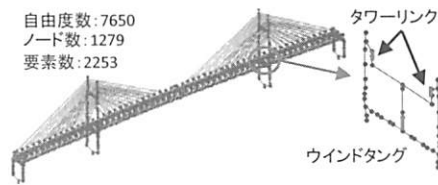


図-5 骨組み解析モデル

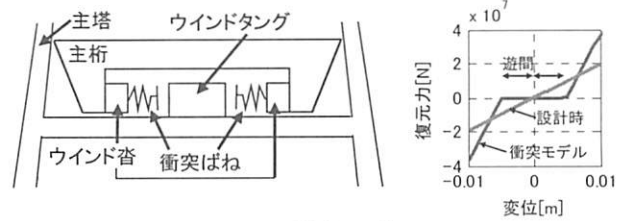
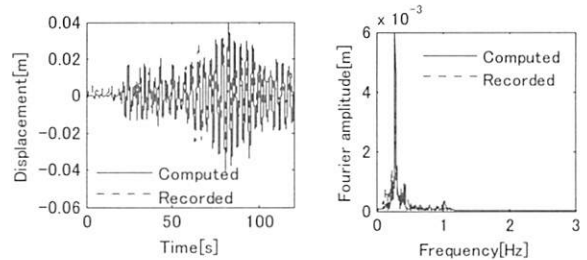


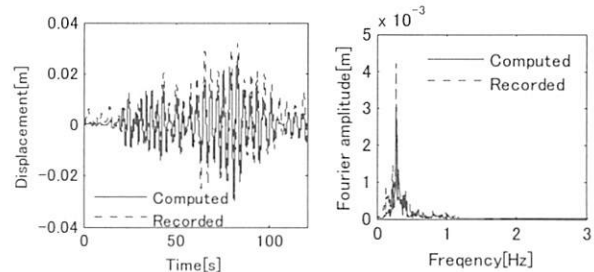
図-6 衝突モデル

表-2 主なモードの固有振動数の比較

	モデル (Hz)	観測 (Hz)
遊動円木 1 次	0.133	0.131
橋軸直角 1 次	0.290	0.289
鉛直 1 次	0.303	0.339



(a) レイリー減衰



(b) 要素別剛性比例減衰

図-7 主桁中央部の変位応答とフーリエ振幅スペクトル

$$\begin{aligned} C_{12} S \ddot{X}_2 &= -C_{11} K_{11}^{-1} K_{12} \ddot{X}_2 = \\ &= -C_{11} C_{11}^{-1} C_{12} \ddot{X}_2 = -C_{12} \ddot{X}_2 \end{aligned} \quad (3g)$$

式(2f)を式(2g)に代入すると、最終的に境界の加速度を与えたつり合い式(2h)が得られる。

$$M_1 \ddot{Y} + C_{11} \dot{Y} + K_{11} Y = -M_1 S \ddot{X}_2 \quad (3h)$$

図-7(a)に余震8を入力した時の主桁中央部における時刻歴応答とフーリエ振幅スペクトルを示す。図より、解析値は観測値に対して過大であり、フーリエ振幅スペクトルの卓越周波数における振幅比で約50%の差が生じている。横浜ベイブリッジのような短リンクを持つ橋梁では、一般的に動的解析で用いられるレイリー減衰を用いた場合、剛性が極端に大きな部材の減衰力が正しく評価出来ず、応答が再現できないことが報告されており、要素に応じて適切な減衰を定める必要がある⁵⁾。そこで、本研究では

要素別剛性比例減衰を用いて、再度動的解析を行い、解析値と観測値の比較を行った。図-7(b)に、要素別剛性比例減衰を用いた場合の主桁中央における変位の時刻歴応答とフーリエ振幅スペクトルを示す。図より卓越振動数におけるフーリエスペクトルの振幅比の誤差が30%程度まで低減されており、要素別剛性比例減衰を用いることにより、応答の再現性が向上している。図-8に全地震動の主桁中央及び中央径間における観測と解析の変位RMSの比較を示す。解析と観測における変位RMSの平均誤差は25%程度であり、モデルが実応答を概ね再現できているといえる。

5. ウインド沓-タンク間の衝突を考慮した地震応答解析

ウインド沓とウインドタングの間における衝突力を推定するため、衝突を考慮した非線形地震応答解析を行った。入力地震動には簡易モデルを用いた線形解析の結果からウインドタングの耐力を上回る衝突力が発生すると推定された道路橋示方書で規定されているレベル2設計地震動II-II-Iを用いた。地震動の入力方向は橋軸直角方向としている。

衝突ばねの復元力からウインドタングに作用する衝突力を推定した。ウインドタングに作用する衝突力の時刻歴を図-9に示す。図より衝突を考慮した場合では衝突を考慮しない場合に比べてウインドタングに作用する荷重が約20%増加することが明らかになった。さらに、衝突を考慮した場合では衝突力がウインドタングの耐力を上回り、レベル2地震時にウインド沓が損傷する可能性があることが明らかになった。

そこで、ウインドタングの耐力を超える衝突が発生した後は、ウインドタングの剛性が働かず、ウインドタングによる拘束はないと仮定し、ウインドタング損傷後の他の部材への影響の検討を行った。ウインドタングの損傷の考慮の有無におけるケーブルの軸力変動の時刻歴の比較を図-10に示す。図よりウインドタング損傷後には橋軸直角方向の拘束力の低下により応答が長周期化するとともに、ウインド沓の損傷を無視した場合に比べて約3.4倍の軸力変動が発生することが明らかになった。

6. まとめ

本研究では、計測データを再現可能な詳細な骨組み構造モデルを構築し、ウインド沓-タンク間の衝突を考慮した動的解析によりレベル2地震時におけるウインドタングの安全性について分析を行った。その結果、衝突を考慮した場合では衝突を考慮しない場合比ウインドタングにより大きな力が作用し、ウインドタングの耐力を上回ることが明らかとなった。さらに、極端な例としてウインド沓が耐力を超えた場合に全壊すると仮定して解析を行った結果、ウインド沓の損傷を無視した場合に比べて約3.4倍

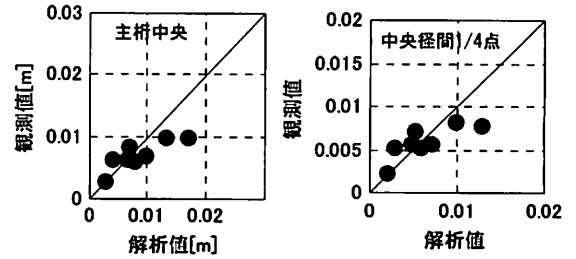


図-8 変位応答のRMSの比較

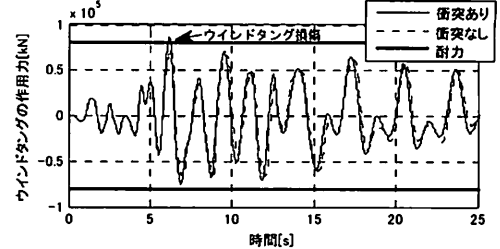


図-9 衝突の考慮の有無におけるウインドタングの作用力の比較

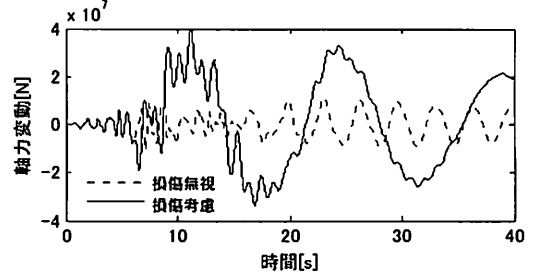


図-10 ケーブルの軸力変動の時刻歴

の軸力変動が発生することが明らかになった。今後はモデルを精緻化して、衝突や大変形を考慮した実際の耐力をシミュレーションに含めて今後検討していく必要がある。

謝辞：本研究において、貴重なご意見を頂いた首都高速道路の並川様、(株)長大の矢部様に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 高本剛太郎, 水谷司, 藤野陽三, シリングゴ デイオンシウス: 東北地方太平洋沖地震においてみられた横浜ベイブリッジの主塔主桁間の衝突とその再現による動的特性の解明, 構造工学論文集 Vol.60A, pp.242-248, 2014.
- 2) Juang JN: System realization using information matrix, Journal of Guidance, Control and Dynamics, Vol.20(3), pp.492-500, 1997.
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) 吉川博, 並川賢治, 溝口孝夫, 山口宏樹, 矢部正明: 短リンクを有する斜張橋の複合非線形地震応答に現れる飛び移り現象とその解決, 地震工学研究発表会概要集, Vol.27, pp.243, 2003.