実測データに基づく鋼斜張橋モデルの構築と大地震時応答解析

A simulation model of a steel cable-stayed bridge based on monitoring data and its seismic response analysis

北見工業大学大学院　○学生員　池田憲俊（Noritoshi Ikeda）
北見工業大学　正会員　宮森保紀（Yasunori Miyamori）
北見工業大学　Ｆ会員　大島俊之（Toshiyuki Oshima）
北見工業大学　正会員　三上修一（Shuichi Mikami）
北見工業大学　学生員　挾間　藍（Ai Hasama）

1.　はじめに

近年、長大橋の設計などにおいて、3 次元解析モデルを用いた大地震時非線形解析が広く用いられるようになってきている [1]。しかし、上記の解析モデルは設計計算書に即して構築されているものの、完成後に比較的高次のモードまでを含めて実橋梁の固有振動特性と比較した例は少ない。そのため、動的応答解析結果において、実橋の地震時挙動を解析モデルが正確に反映し得るかどうかを充分に検討した例も少ない。

また、一般的に吊橋、斜張橋などの複雑な長大橋は、数 Hz 程度の比較的低い振動数領域に複数の振動モードがあり、またモードパラメータが振幅や部材の温度に依存するため、振動実験によっても高次モードを含む固有振動特性の正確な把握は容易ではない。したがって、実橋梁の地震時挙動を正確に算定することは、計測による固有振動特性の把握と解析モデルの構築との両面で困難さを有する。

本研究では、実橋梁の振動計測結果に基づいて、地震時挙動を正確に把握し得る斜張橋解析モデルの構築を目的とする。対象橋梁は、2002 年 3 月の供用開始以降、主塔や桁、地盤の地震時や常時の加速度応答を継続して測定している札内清柳大橋とする。具体的には、まず多数の常時微動データに対して ERA（Eigensystem Realization Algorithm）[2]を適用することで固有振動特性を比較的高次のモードまでより正確に把握する。次に ERA によって得られた固有振動特性と合致するような線形解析モデルを構築し、測定された中小地震波形の地表面での応答を入力地震波形とする線形時刻歴応答解析を行う。そして、線形時刻歴応答解析結果を実橋の計測結果と比較することによって、構築した解析モデルの妥当性を検討する。最後に、構築した解析モデルの橋脚と橋台、主塔基部に対して非線形部材を適用し、道路橋示方書（以下、道示と称する）の標準地震波形や、2003 年 9 月に発生した十勝沖地震の観測波形を用いて非線形領域での時刻歴応答解析を行い、非線形領域における動的応答量を算定する。

2.　対象橋梁と ERA による固有振動特性

本研究で対象とした鋼斜張橋は、図-1 に示すように主塔高さ 50m、支間長 97.7m+132m の非対称支間で、ケーブルは 1 面吊り 11 段ハープ型マルチケーブルを有し、主塔基部と補剛桁は剛結構造となっている。振動測定装置は全 10 箇所に設置してあり、橋軸、橋軸直角、鉛直の 3 方向の加速度を測定している。測定点の設置位置を図-1 の赤色で示す。

測定は特定の加速度計で設定した閾値を超過した場合と指定した時刻に開始される [3]。閾値は橋梁の加振源に対応して設定し、また常時微動観測として各日の 2:00 と 14:00、各月 15 日の毎正時に測定を行い、合計 1308 回測定を実施した（2006 年 3 月末現在）。測定したデータに ERA を適用して得られた主要なモードの固有振動数と減衰定数を表-1 に示す。

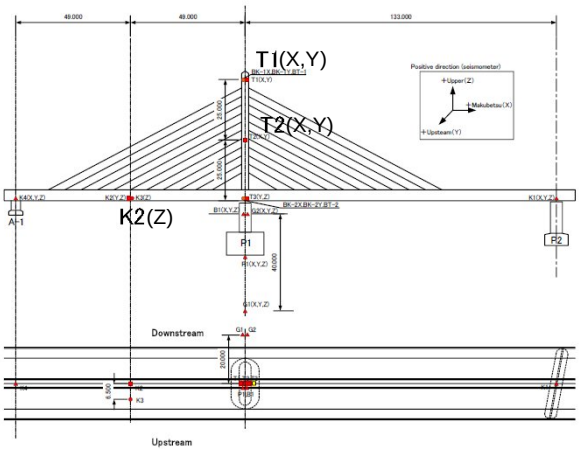

図-1　対象橋梁と地震計設置位置

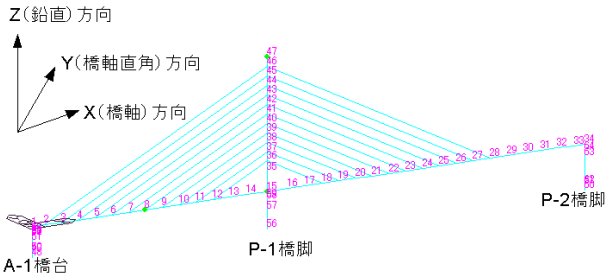

図-2　解析モデル

表-1　固有振動特性

モード	振動数（Hz）		減衰定数（%）	
	解析	測定（ERA）	解析	測定（ERA）
1	0.653	0.617	2.265	1.982
2	0.851	0.804	2.986	0.852
3	1.215	1.141	1.540	0.151
4	1.740	1.712	1.913	1.797
5	4.912	5.000	2.865	1.257
6	5.523	5.981	2.186	1.983
7	9.842	9.179	3.165	1.501

3.　解析モデルの詳細と固有振動解析

解析モデルは設計図書 [4),5)]を参考に、節点数 64、要素数 82 の 3 次元骨組みモデルを、ERA によって得られた固有振動特性と合致するように構築した。図-2 に解析モデルの概要を示す。また、上部構造と下部構造は鋼製支承を想定したばね部材を用いて結合され、下部構造と地盤は地盤ばねを設定して結合されている。非線形部材として想定したのは 2 つの橋脚と橋台（RC 部材）、主塔基部（鋼部材）である。非線形復元力特性には、RC 部材に対して比較的良く用いられるトリリニア武田モデル（RC 部材）、トリリニアモデル（鋼部材）を用いた。表-2 に適用した非線形部材の M-ϕ関係を示し、表中の M は曲げモーメント、ϕは曲率、添え字の 1 はひび割れ（1 次降伏）、2 は降伏（2 次降伏）、3 は終局をそれぞれ表している。図-3 は表-2 の M-ϕ関係を図示したものであり、原点対称であるため負側は省略している。減衰は道示に基づき要素減衰定数を適用し、固有振動解析結果から各モードの減衰定数を求め、その減衰定数と固有振動数から解析に用いるレイリー減衰定数（α=0.1147, β=0.0043）を算出した。

固有振動解析によって求めた固有振動数と減衰定数を表-1 に示し、固有振動モード形状を図-4 に示す。固有振動解析結果と計測結果とを比較すると、主要なモードでは減衰定数に若干ばらつきがあるものの、固有振動数の違いが約 5%程度であるため、本解析モデルは対象橋梁の固有振動特性を再現できていると考えられる。

表-2　非線形部材の M-ϕ関係（面内）

	P-1 橋脚	P-2 橋脚	A-1 橋脚	主塔基部
M_1(MN.m)	181.7	164.7	120.1	333.1
M_2(MN.m)	280.8	164.7	120.1	333.1
M_3(MN.m)	339.2	192.5	126.0	409.3
ϕ_1(rad/m)	4.705 $\times 10^{-5}$	4.37106 $\times 10^{-5}$	4.97880 $\times 10^{-5}$	1.09804 $\times 10^{-3}$
ϕ_2(rad/m)	5.297 $\times 10^{-4}$	3.732 $\times 10^{-4}$	4.818 $\times 10^{-4}$	1.098 $\times 10^{-3}$
ϕ_3(rad/m)	4.342 $\times 10^{-3}$	8.631 $\times 10^{-2}$	3.580 $\times 10^{-2}$	5.711 $\times 10^{-3}$

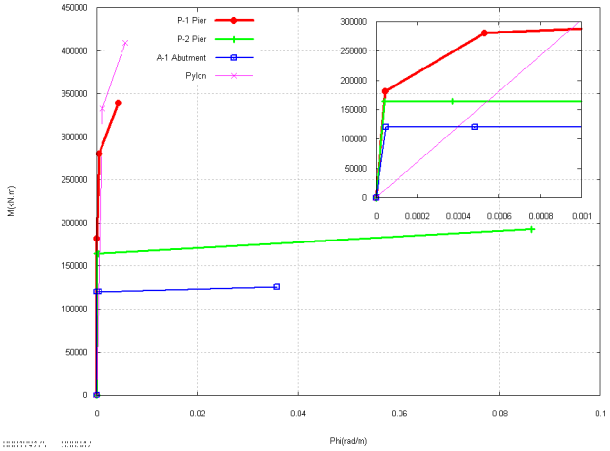

図- 3　非線形部材の履歴モデル（面内）

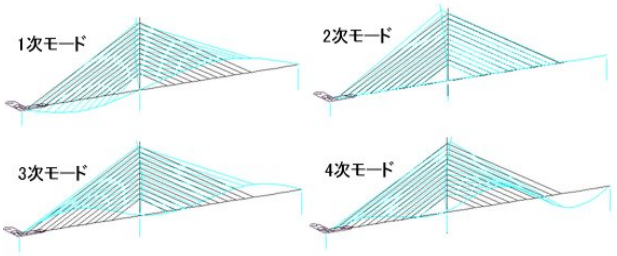

図- 4　固有振動モード形状

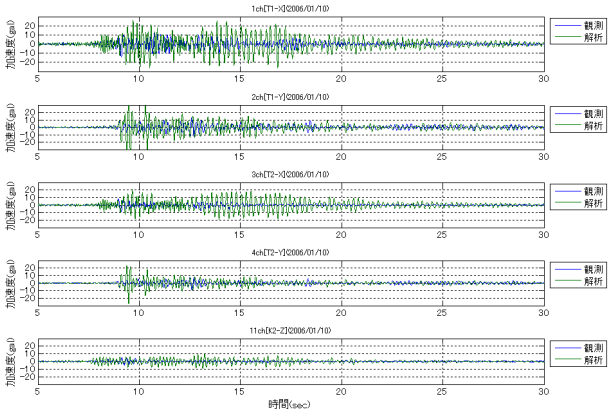

図- 5　応答加速度波形（2006/1/10 の地震波入力）

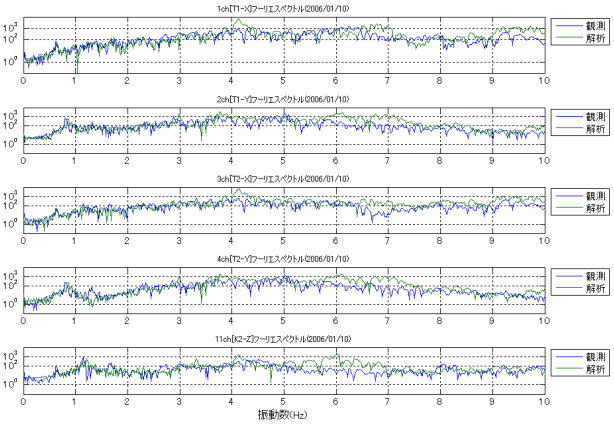

図- 6　フーリエスペクトル（2006/1/10 の地震波入力）

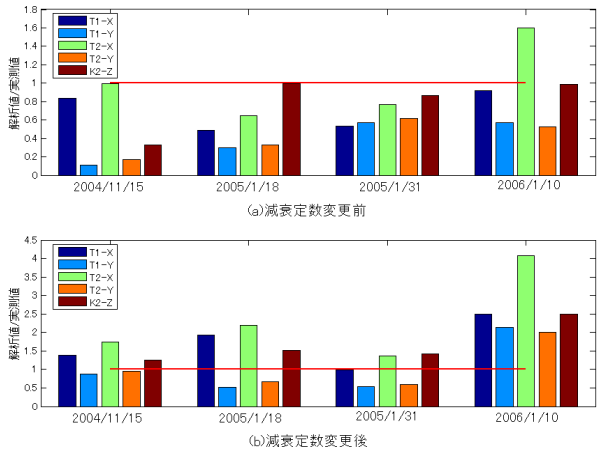

図- 7　実効値の比較（解析値／実測値）

4.　時刻歴応答解析結果とその考察

4.1 観測波形の入力による線形解析

実橋の計測結果と比較し、モデル化の妥当性を検討するため、2004 年から 2006 年にかけて測定された 4 回の中小地震波形を入力して時刻歴応答解析を行った。結果の一例として、2006 年 1 月 10 日に発生した地震を入力して得られた主塔と短支間中央部の時刻歴応答加速度を図-5 に、フーリエスペクトルを図-6 に示す。青線が測定結果、緑線が解析結果をそれぞれ表す。図-6 においては、一般的に卓越しやすく応答変位が大きくなりやすい低次モードでは、実験と解析のピーク値がほぼ同程度となり、加速度応答が大きくなる 4-6Hz の範囲でも、両者は同様の傾向を示している。図-7 は、4 回の地震波に対する各部の応答加速度の実効値を解析値と実測値について求め、両者の比較を示す。図-7(a)は、第 3 章で説明した減衰の設定方法で解析を行った結果で、図-7(b)は、要素減衰定数を小さく設定して解析を行った結果を示す。減衰定数を低減した理由として、道示 V の部材減衰は大地震を想定したものであり、中小地震に対しては減衰が大きすぎることが挙げられる。この図では、1 に近いほど解析モデルが実橋梁に近いことを表すため、図-7(b)は図-7(a)よりも 4 波の結果を平均すれば解析値が実測値に対して整合していることが分かる。減衰を低減した解析モデルとの比較結果から、どの地震波に対してもある程度精度良く解析を行えるモデルが構築できたことが分かった。

4.2 大地震波形の入力による非線形解析

道示に記載されている標準地震波形 T-II-2、2003 年 9 月 26 日に K-NET によって帯広で測定された十勝沖地震波形 [6]をそれぞれ 3 方向（橋軸、橋軸直角、鉛直）に入力して非線形時刻歴応答解析を行った。図-8 に標準地震波形、図-9 に十勝沖地震観測波形の 3 方向成分（東西、南北、鉛直）とフーリエスペクトルをそれぞれ示す。十勝沖地震の観測点は対象橋梁から比較的近い場所に位置しており、また地盤条件も同程度と考えられたため、東西、南北方向を橋軸、橋軸直角方向へ変換を行ってから入力した。標準地震波形を入力した場合の主塔頂部の橋軸直角方向での応答加速度と応答変位を図-10 に、十勝沖地震波形を入力した場合を図-11 に示す。また、図-12 は標準地震波形と十勝沖地震波形をそれぞれ入力した場合の、P-1 橋脚と P-2 橋脚、A-1 橋台、主塔それぞれの基部の M-ϕ履歴曲線を示す。主塔は構造上ケーブルのない橋軸直角方向に振動しやすく、また標準地震波形入力の場合では、地震波形の卓越振動数が通常卓越しやすい 2 次モードと近いため、応答加速度は 53m/sec^2、応答変位は 1.74m と大きな値になっているが、図-12 では基部で塑性化は発生していないため、耐震上問題とはならないと考えられる。また、橋脚については、上部構造や地盤と高い剛性で結合されているため、地震時に大きな曲げモーメントを発生し、P-1 橋脚と P-2 橋脚基部に塑性化が見られるが、終局には至っていない。

十勝沖地震波形を入力した場合では、入力した地震波形の最大加速度が標準地震波形よりも小さいことや、卓越振動数が解析モデルの固有振動数よりも低いことによって、標準地震波形の入力よりも応答や曲げモーメントが小さくなっている。解析の結果、十勝沖地震波形の入力によって P-2 橋脚は塑性化している。P-2 橋脚は旧道示に基づいて設計されているため、降伏モーメントが低くなっているが、解析では配力鉄筋などモデルに反映していない部材もある。そのため、実際の橋梁では塑性化は発生していない。設計資料 [4),5)]や既往の研究 [7)]と比較すると、応答変位の差が 1%であることなどから、構築した解析モデルは妥当であると考えられる。

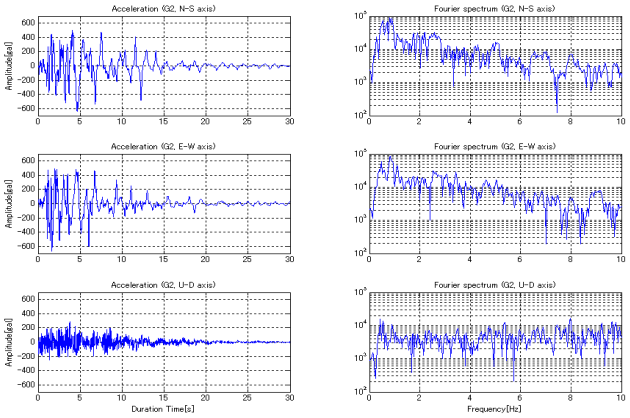

図- 8　入力地震波形（標準地震波）

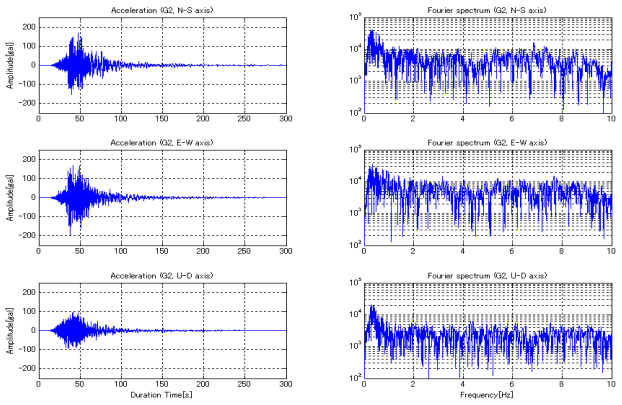

図- 9　入力地震波形（十勝沖地震波）

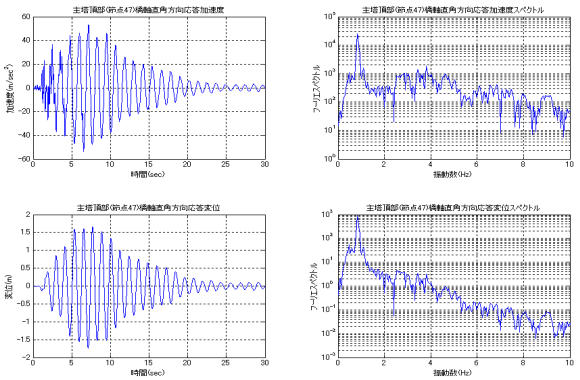

図- 10　主塔頂部の橋軸直角方向の応答（標準地震波）

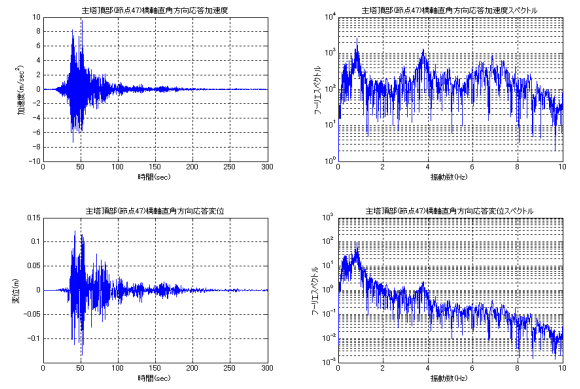

図- 11　主塔頂部の橋軸直角方向の応答（十勝沖地震波）

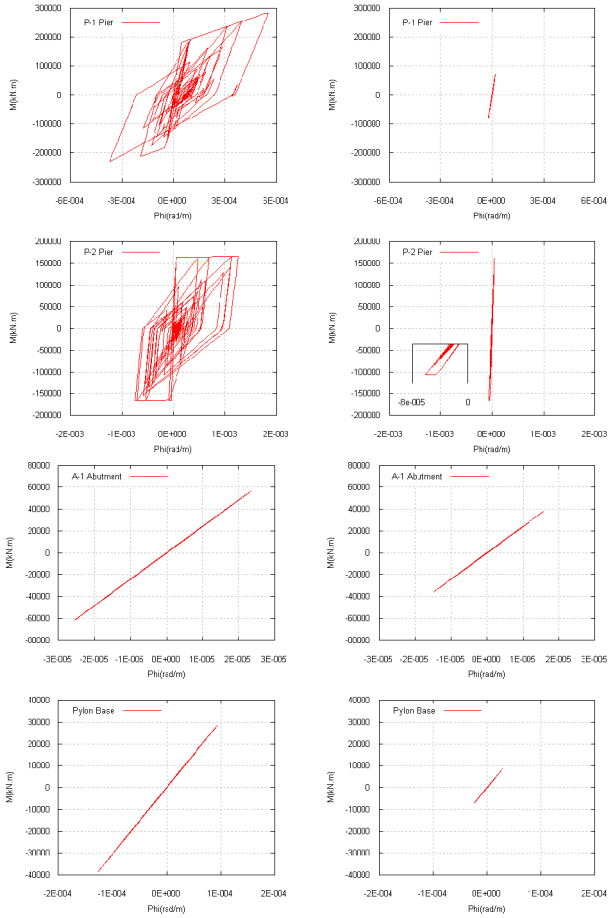

図- 12 *M*-φ履歴曲線（左：標準地震波、右：十勝沖地震波）

5.　おわりに

本研究では、解析対象とする鋼斜張橋の測定データを基にして ERA の適用によって固有振動特性を比較的高いモードまで把握し、その特性に合致するような解析モデルを構築した。そして、解析モデルに対して固有振動解析と測定した複数の中小地震波形を用いた地震応答解析を行った。また、減衰を低減したモデルも作成し、同様に解析を行った。その結果、特に低次モードにおいて固有振動特性や主塔と短支間中央部における解析結果が測定結果と整合し、本研究で構築した解析モデルは実橋の地震時動的応答をより正確に把握し得ることが分かった。

非線形時刻歴応答解析を行った結果、標準地震波形や十勝沖地震波形を入力してもどの非線形部材も終局には至っておらず、旧道示に基づいて設計された P-2 橋脚も、実際の耐震性に問題はないことが分かった。また、設計資料や既往の研究と比較しても、本研究で構築した解析モデルの妥当性が検証されたと考えられる。

今後の課題としては、非線形領域における実橋梁との整合性の検討や、実測値との整合性を考慮したモデル化において、最適化手法の導入などの合理化が必要である。

最後に、設計資料などをご提供いただいた北海道帯広土木現業所に対し、深く感謝の意を表します。

【参考文献】

1) 宇佐美勉、織田博孝：鋼構造物の耐震解析法および耐震照査法に関する研究展望、土木学会論文集 I、668 巻 54 号、pp.1-16, 2001.
2) Jer-Nan Juang: Applied System Identification, pp.121-173, 1994.
3) 宮森保紀、坪田豊、内田喜大、大島俊之：構造健全度診断に向けた札内清柳大橋の常時遠隔モニタリング、平成 16 年度土木学会北海道支部論文報告集第 61 号、I-31, 2004.
4) 北海道帯広土木現業所、株式会社北海道開発コンサルタント：幕別帯広芽室線第二札内橋新設工事上部工修正設計報告書、1997.
5) 財団法人北海道建設技術センター：平成 7 年度北海道帯広土木現業所委託第二札内橋技術検討委員会第 1 回委員会資料、1995.
6) 防災科学技術研究所強震ネットワーク K-NET：http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/
7) 林川俊郎、福井啓介、安田絢一：レベル II 地震動を受ける一面吊り斜張橋の非線形動的応答解析、平成 15 年度土木学会北海道支部論文報告集第 60 号、I-14, 2003.