

モニタリングデータに基づく地震時応答解析のための鋼斜張橋モデルの構築

北見工業大学大学院 学生員 ○池田憲俊
 北見工業大学 正会員 宮森保紀
 北見工業大学 F 会員 大島俊之
 北見工業大学 正会員 三上修一
 北見工業大学大学院 学生員 挟間 藍

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。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、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十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) ¹⁾ 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

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時刻歴応答解析を行った。最後に、これらの解析結果を実橋の計測結果と比較することで、本研究で構築した解析モデルの妥当性を検討した。

2. 対象橋梁と固有振動特性

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、主塔下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点している。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²⁾。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。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。

3. 解析モデルと動的応答解析

解析モデルは設計図書^{3),4)}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。また、上部構造と下部構造は鋼製支承を想定した部材を用いて、下部構造と地盤は地盤ばねを設定して結合されている。解析に用いた減衰はレイリー減衰で、定数は $\alpha = 0.858$, $\beta = 0.0038$ とした。

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に示す。固有振動解析結果と計測結果を比較すると、主要なモードでは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。

4. 地震応答解析結果

2004 年から 2006 年にかけて測定された 4 回の中小地震波を入力して地震応答解析を行った。結果の一例として、2006 年 1 月 10 日に発生した地震に関する主塔と短支間中央部の時刻歴応答加速度とフーリエスペクトルを図-2 と図-3 に示す。青線が測定結果、緑線が解析結果をそれぞれ表す。また、4 回の地震波に対する応答加速度の実効値を表-2 に示す。図-3 では、一般的に卓越しやす

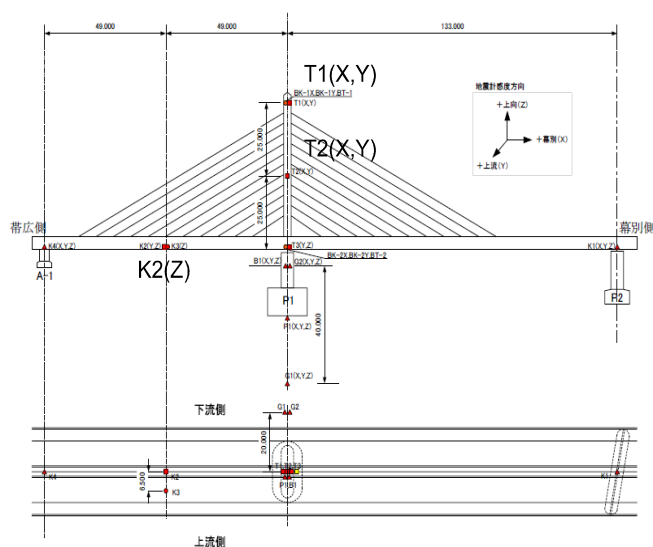


図-1 対象橋梁と地震計設置位置

キーワード：ERA、固有振動特性、動的応答解析

連絡先：〒090-8507 北海道北見市公園町 165 番地 TEL 0157-26-9472 FAX 0157-23-9472

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。表-2の実効値の比較では、入力地震波や測定点によってばらつきがある。これは、応答加速度が大きくなる高次モードで、解析結果と計測結果が十分に整合していなかったためと考えられる。したがって、時間領域における応答量もより正確に求めるためには、固有振動数のみならず減衰定数や有効質量比においても解析モデルと実橋のモード特性を対応させる必要がある。

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線形地震応答解析を行った。その結果、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、特に低次モードにおいて測定結果と整合し、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。

今後の課題としては、固有振動数以外のモード特性をより高い振動モードでも整合させるため、ケーブルを含む構造系全体でモデルの構築手法を再検討することや、非線形部材を導入することで大規模地震動に対する動的応答を求めることが挙げられる。

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すものである。

【参考文献】

1)Jer-Nan Juang: Applied System Identification, pp.121-173, 1994.
2)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幌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、1-31,2004.
3)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：幕別帯広茅室線 第二札内橋新設工事 上部工修正設計報告書、1997.
4)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.

表-1 固有振動特性

モード	振動数 (Hz)		減衰定数	
	解析	測定	解析	測定
1	0.6533	0.617	0.02265	0.01982
2	0.8513	0.804	0.02986	0.008521
3	1.215	1.141	0.01540	0.001514
4	1.740	1.712	0.01913	0.01797
5	4.912	5.000	0.02865	0.01257
6	5.523	5.981	0.02186	0.01983
7	9.842	9.179	0.03165	0.01501

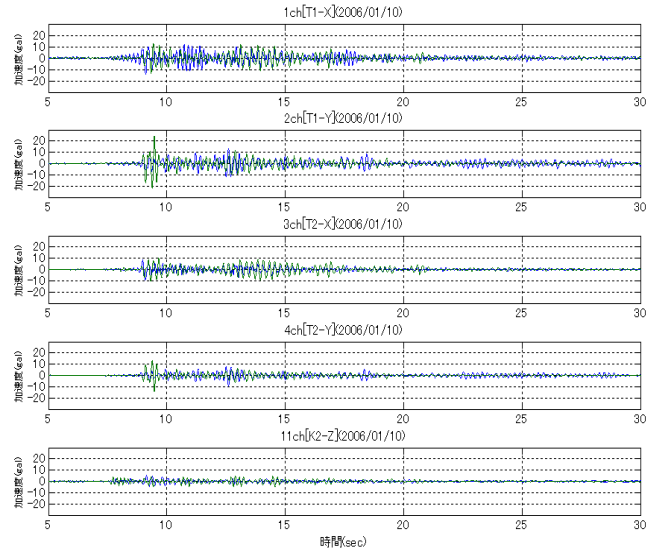


図-2 時刻歴応答解析結果

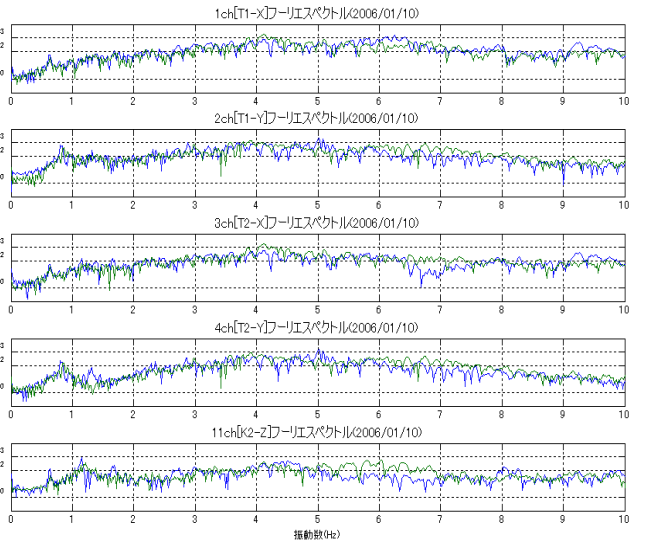


図-3 フーリエスペクトル

表-2 測定値と解析値の実効値 (gal)

日付		2004/11/15			2005/1/18			2005/1/31			2006/1/10		
測点		測定	解析	解析/測定	測定	解析	解析/測定	測定	解析	解析/測定	測定	解析	解析/測定
T1	X	1.652	1.387	0.839	5.341	2.604	0.487	1.361	0.730	0.536	1.853	1.700	0.917
	Y	10.674	1.206	0.113	31.902	9.569	0.300	10.172	5.827	0.573	1.786	1.017	0.569
T2	X	1.181	1.178	0.997	3.834	2.474	0.645	0.967	0.740	0.766	0.918	1.468	1.599
	Y	3.726	0.645	0.173	11.278	3.747	0.332	3.548	2.175	0.613	1.114	0.583	0.523
K2	Z	2.361	0.773	0.327	4.389	4.378	0.998	1.856	1.613	0.869	0.633	0.625	0.987