

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

Continuous vibration monitoring on Satsunai Seiryu Bridge for structural health diagnostics

北見工業大学工学部土木開発工学科 ○正員 宮森 保紀 (Yasunori MIYAMORI)
 北見工業大学工学部土木開発工学科 正員 坪田 豊 (Yutaka TSUBOTA)
 北見工業大学工学部土木開発工学科 学生員 内田 喜大 (Yoshihiro UCHIDA)
 北見工業大学工学部土木開発工学科 フェロー 大島 俊之 (Toshiyuki OSHIMA)

1. まえがき

我が国は 1954 年の第一次道路整備五ヵ年計画を契機に本格的な道路整備が開始され、1960 年代から 1970 年代にかけて非常に多くの道路橋が架設された。したがって 2010 年頃以降には、橋齢 50 年を超過する橋梁が急速に増加するため、これらに対して効率的に信頼できる手法で構造物の健全度を診断し、これに基づいた適切な維持管理によって保有性能を維持することが極めて重要な課題となっている¹⁾。この健全度診断手法の一つとして、構造物の振動特性の変化から剛性や境界条件の変化を検知しようとする方法は、振動計測が比較的容易であるため、これまで多くの研究がなされている。

振動計測による健全度診断は、構造特性の時間的な変化に基づくものであるから常時あるいは定期的な振動計測が不可欠であり、効率的な運用のためには遠隔モニタ

リングが望ましい。橋梁の常時遠隔モニタリングにおいては測定と診断にかかる時間的、経済的なコストの問題がしばしば指摘される。さらに構造特性の変化を判断するためには、建設当初の健全状態の初期値あるいは時刻や季節変化による外気温の影響などを、定量的に把握しておく必要がある。また、振動実験などで得られる固有振動数や減衰定数は加振方法によって異なることが良く知られており、常時遠隔モニタリングにおいても、地震や風、通行車両など加振源によって振動応答が異なることが予想される。

著者らは 2002 年に竣工した札内清柳大橋の常時遠隔モニタリングを実施している²⁾。現在は、健全状態の初期値として、加振源や時間に応じて振動応答を計測するシステムを構築しており、上記のような外部要因の変化も考慮して構造特性を推定し健全度診断ができるシステ

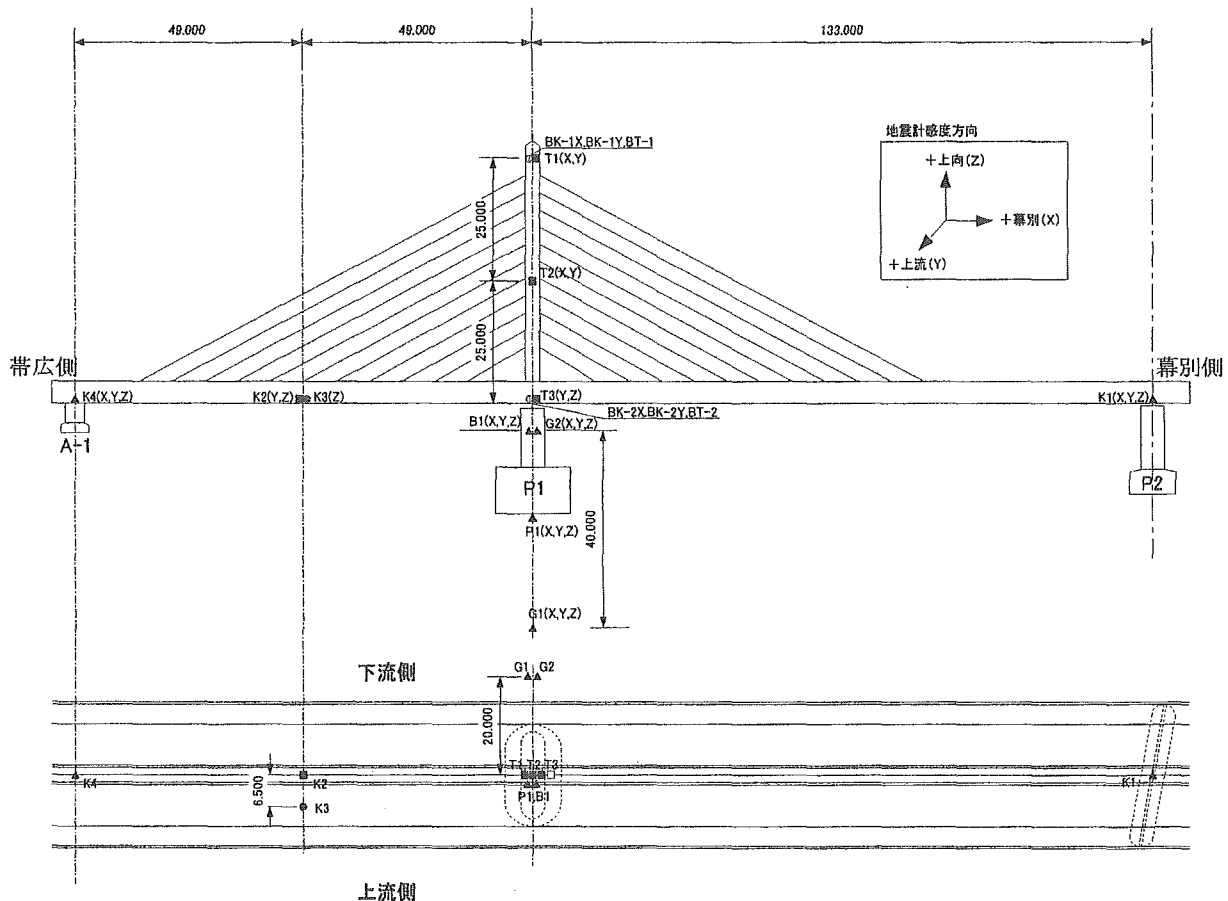


図-1 札内清柳大橋

ムを構築することを目的としている。本稿では、この常時遠隔モニタリングシステムとこれまでに計測された結果について報告する。

2. 計測対象橋梁の概要

札内清柳大橋は帯広市と幕別町を結ぶ支間長 97.7m + 132.0m、全長 229.7m、主塔高さ 50m の非対称支間を有する2径間連続鋼斜張橋である。主塔は単一の鋼製タワーから構成され、耐風安定性と景観を考慮して橋上部分は八角形断面、塔基部は矩形断面であり、基部は補剛桁に剛結されることで支持されている。補剛桁は車道4車線、両歩道が配置された逆台形鋼床版3室箱桁となっている。ケーブル配置は1面吊り11段のハープ形式マルチケーブルシステムである。2002年3月に供用開始されており、2003年9月の平成15年十勝沖地震などによる異常は確認されていない。

3. 測定方法

3.1 センサの配置と計測方法

対象橋梁には図-1および表-1のように、加速度計(地震計)11個(27ch)、傾斜計4個(4ch)、温度計2個(2ch)を設置し、橋梁各部と地盤の加速度、主塔の傾斜角、主塔内部の温度を測定している。加速度計はシグナルコンディショナーを介してICカード収録装置に接続されており、サンプリング周波数は100Hzである。図-1のG-1加速度計はN値50以上の地表下40mに設置されており、耐震設計上の工学的基盤と考えることができることから、地表面近くの堆積層における地震動の増幅について検討することができる。また、傾斜計と温度計はいずれも主塔内部に設置され、データロガーに接続されている。シグナルコンディショナーやデータロガーなどは通信制御部と共に地震観測装置としてシステム化され、計測橋梁近傍の観測局舎に収納されている。地震観測装置はINS回線を介して大学内に設置したコンピュータと遠隔通信が行われる。本研究の常時遠隔モニタリングシステムの概要を図-2に示す。

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。閾値は橋梁の加振源に対応して表-2のように設定した。さらに、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、時間変化や季節変動の影響を含めて計測を実

表-1 センサー配置状況

名称	計器名	計測座標	設置位置
地震計	T1	X,Y	主塔部 50m
	T2	X,Y	主塔部 25m
	T3	Y,Z	主塔部 2.5m
	K1	X,Y,Z	桁内P2橋脚(幕別側)
	K2	Y,Z	桁内A-1~P1径間中央部
	K3	Z	桁内A-1~P1径間中央部(上流部)
	K4	X,Y,Z	桁内A-1橋脚(帯広側)
	B1	X,Y,Z	橋脚頭部
	P1	X,Y,Z	ケーソン底部
	G1	X,Y,Z	GL40m底部
	G2	X,Y,Z	地表面
傾斜計	BK-1	X,Y	主塔部 50m
	BK-2	X,Y	主塔部 2.5m
温度計	BT-1	-	主塔部 50m
	BT-2	-	主塔部 2.5m

施する。

観測加速度が表-2の閾値を超過した場合は、超過前10秒間を含む60秒間の加速度応答が測定され、60秒間経過後においても測定加速度が閾値を超えている場合はさらに60秒間継続して測定する。加速度の測定と同時に傾斜計と温度計の値も記録される。測定終了後に現場の地震観測装置から大学内のコンピュータに測定データが自動的に転送され保存される。また、指定した時刻には、大学側コンピュータから地震観測装置に測定とデータ転送を命令し、加速度、主塔傾斜角、温度を保存する。地震観測装置の制御とデータ伝送は大学側コンピュータで常時作動している専用ソフトウェアで行っている。

大学内コンピュータのハードディスクは、データ処理プログラムにより常に監視されている。地震観測装置から新しいデータが転送されるとデータ処理が開始される。まず、専用ソフトウェアが作成したバイナリファイルを読み込み、測定チャンネルごとの最大値から、表-2のいずれに該当するかを判断する。データはアスキー形式に変換し保存する。次に加速度のパワースペクトルを算出し、それらをグラフ化して画像を保存する。保存したアスキーファイルと画像ファイルは保存・公開用サーバに転送する。なお、加速度が閾値を超過して測定開始した場合は、あらかじめ登録したメールアドレスに最大加速度を送信する機能が組み込んであり、防災対策としても活用できる。今後はこのデータ処理プログラムに、固

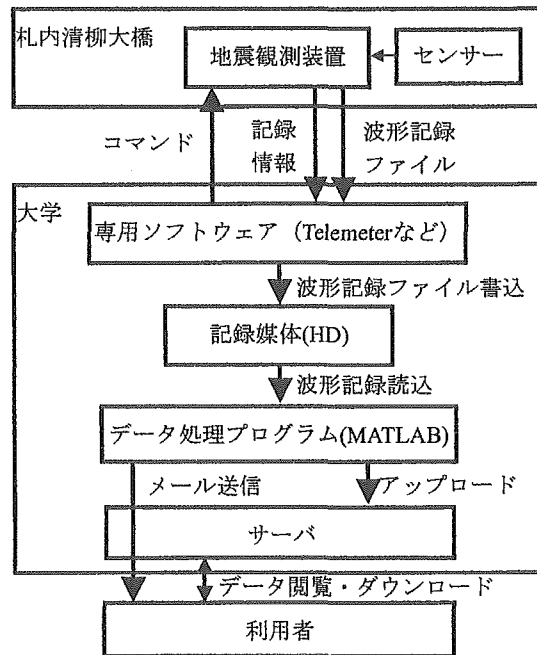


図-2 常時遠隔モニタリングシステム

表-2 計測パターン

加振源	閾値観測点/測定時刻	閾値
通過車両	K2 (Z), K3 (Z)	5gal
風	T1 (X, Y, Z)	10gal
地震	G2 (X, Y, Z)	1gal
常時微動	各日 2:00, 14:00	-
	各月 15日 毎正時	-

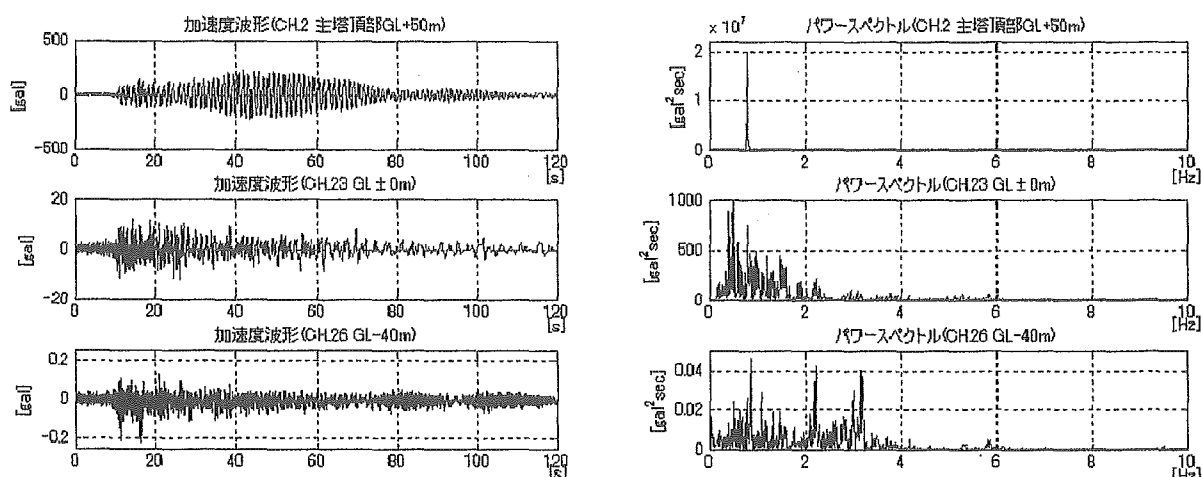


図-3 地震時測定結果 (2004.11.29)

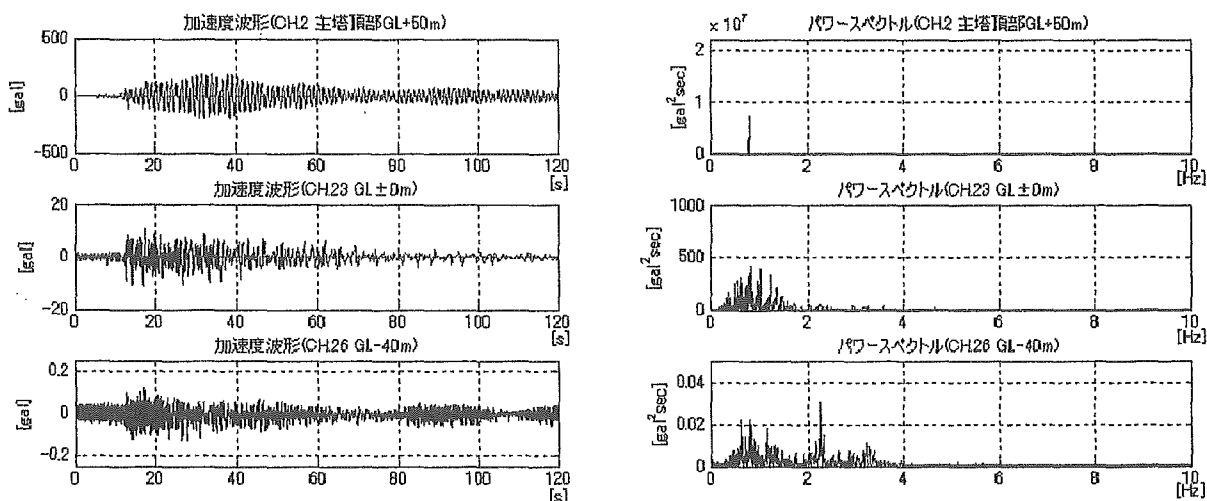


図-4 地震時測定結果 (2004.12.6)

有振動数や減衰定数を算出し、蓄積した参照データと比較して健全度診断を行う機能を組み込む予定である。

4. 測定結果と振動特性

4.1 地震時応答

図-3、図-4は2004年11月29日および12月6日の地震で測定された橋軸直角方向の加速度波形とパワースペクトルである。いずれも地中で0.1gal程度の加速度が地表面で約10galに増幅している。主塔頂部では約200galの最大応答加速度が記録されているが、11月29日の最大加速度の方が大きく継続時間が長い。表-3は本章で検討する測定結果について着目点で最も卓越した固有振動モードとその振動数ならびに減衰定数をまとめたものである。減衰定数はパワースペクトルのピークに対してハーフパワー法で算出した。地震時応答の結果では、卓越振動数はほぼ一致しているものの減衰定数は11月29日の方が30%以上大きく、振幅依存性を有することが確認できる。

4.2 風による応答

風による応答の測定例として、図-5に2004年11月27日に測定された主塔頂部橋軸直角方向の応答加速度

表-3 振動特性

加振源	着目点	観測日	固有振動モード	卓越振動数	減衰定数
地震	T1 (Y)	11/29	主塔面外 曲げ1次	0.8057	0.00829
		12/6		0.8026	0.00615
風		11/27		0.8058	0.00982
車両 常時 微動	K2 (Z)	11/3	桁鉛直 曲げ2次	1.1354	0.01109
		12/4		1.1476	0.00942
	T1 (Y)		塔面外1次	0.8058	0.01476

を示す。観測地点から約2km北にある帯広測候所で最も近い時間に観測された風向風速は西北西12.8m/secであり、ほぼ橋軸方向の風向であった³⁾。主塔頂部は10gal前後と微小ながら一定振幅で面外方向に振動している。橋軸方向の応答は最大加速度0.8gal程度でほとんど振動していないことから渦励振や低風速励振の可能性はある。減衰定数は地震時よりやや大きく、減衰定数の算出方法や他の観測結果との比較により妥当性を検討する必要があるが、いずれの場合も1%未満の非常に小さな値であることが確認された。

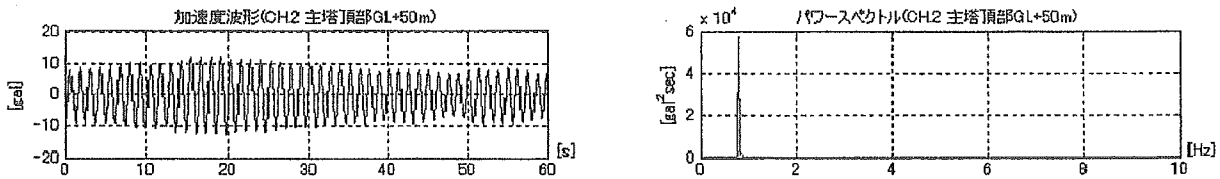


図-5 有風時測定結果 (2004.11.27)

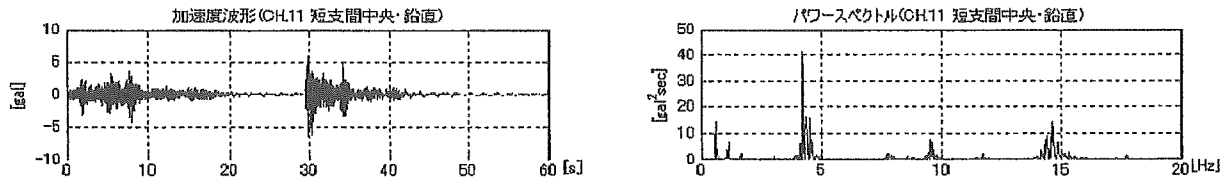


図-6 車両通行時測定結果 (2004.11.3)

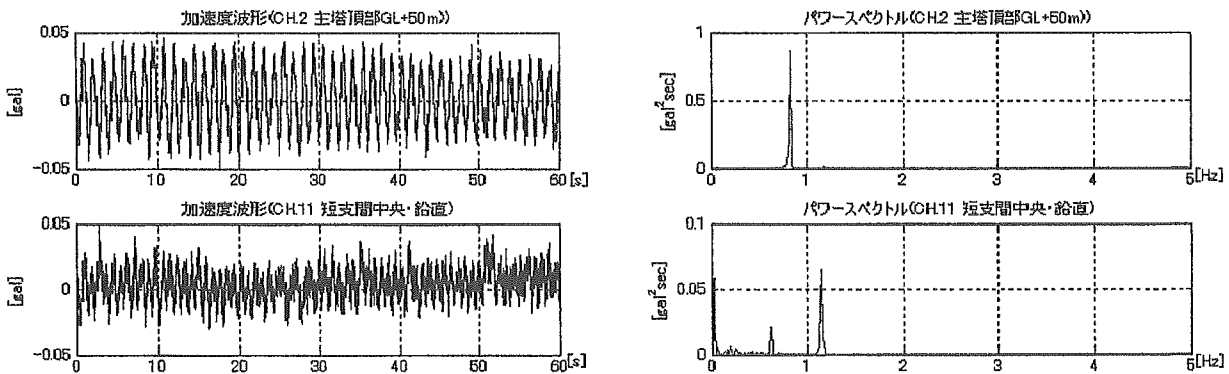


図-7 常時微動測定結果 (2004.12.4)

4.3 通行車両による応答

車両通行時の測定例として、図-6に2004年11月3日に測定された補剛桁短支間中央(図-1K2点)における鉛直方向の応答加速度を示す。加速度波形について、橋台、橋脚上の観測波形も総合すると、帯広から幕別方向に2台の車両が52km/hおよび72km/hで連行走行したものと推定される。パワースペクトルには複数のピークが出現している。補剛桁支間部に設置された加速度計は短支間側のK2,K3のみであり、直接モード形状を得ることは出来ないが、支点上の観測結果や竣工時の現場振動実験の結果⁴⁾から、長支間側が主に振動する補剛桁鉛直曲げ1次モードが0.5982Hz、短支間側が主に振動する鉛直曲げ2次モードが1.1354Hzとなる。また、4.2Hzおよび14.5Hz付近のピークは車両のばね上、ばね下の振動によるものと考えられる。

4.4 常時微動

常時微動測定の一例として、図-7に2004年12月4日深夜に測定された応答加速度を示す。主塔頂部は、地震時や風による応答と同様に、0.806Hzで面外曲げ1次モードが卓越している。卓越振動数に関しては表-2の他の測定結果ではほぼ同じだが、減衰定数は0.1476と比較的大きな値となっている。これはパワースペクトルのピークが偏りのある山形となり、ハーフパワー法でピークの1/2を得る振動数の差(Δf)を求める際に精度が低下したものに起因する。

補剛桁については、前項で述べた鉛直曲げ1次モードと鉛直曲げ2次モードが卓越し、表-2の結果となった。交通振動の観測結果との差は、車両通過時の活荷重の増

加による振動数の低下などが考えられるが、他の計測結果との比較検討が必要である。

5. あとがき

札内清柳大橋の振動応答を、加振源や時間に応じて測定する常時遠隔モニタリングを構築し、数例の計測結果を報告した。

一定の方法で継続した計測ができることから、各測定結果で数値が変動する要因を分析し、データの蓄積を進めることで、構造健全度診断が実現できると考えられる。今後の課題は、測定した大量の振動データの処理を自動化すること、減衰定数の算定など構造特性推定手法の精度を向上させること、得られた振動データや構造特性から健全度診断を行う手法の開発・導入が挙げられる。

本研究に際しては、北海道帯広土木現業所などの関係機関から設計資料などの提供をいただきました。ここに記して謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 西川和廣：道路橋の寿命と維持管理、土木学会論文集、No.501/I-29, pp.1-10, 1994.
- 2) 坪田豊、宮森保紀、大島俊之：地震防災ネットワークとしての札内清柳大橋のモニタリングについて、土木学会年次学術講演会講演概要集、Vol.59, pp.885-886, 2004.
- 3) 気象庁：電子閲覧室、www.data.kishou.go.jp
- 4) 北海道帯広土木現業所、ドーコン：第2札内橋新設工事現場振動試験(計測)業務報告書、2002.