

既設橋梁の構造ヘルスマニタリングに関する研究

建設構造研究室 田澤雅人

指導教員 長井正嗣

1. はじめに

2007 年米国ミネアポリスの橋崩落事故に見られるように社会基盤構造物の経年劣化に伴う損傷・事故が近年多発しており、維持管理の重要性が認識されている。既設構造物の維持管理における点検手法としては、主に目視・打音検査が行われている。しかし、これらの手法は経験を要する手法であり、客観的な方法とは言いがたい。そのため、構造物の健全性を客観的かつ合理的に評価することが可能な構造ヘルスマニタリング手法の確立が求められている。供用状態にある既設橋梁の健全性診断手法を確立するためには、まず、モニタリングから健全性を判断するための指標値が必要であり、そのためにはモニタリングから現況把握する必要がある。本研究では、指標値作成を目指し、振動計測から既設橋梁の現況動特性を把握することを目的とした。

2. 計測概要

既設橋梁のモニタリングでは、長岡市にある長生橋を対象とした。はじめに、無線 LAN 加速度計とサーボ型加速度計を用いて振動計測を行い、長生橋の現況動特性を把握する。

次に、無線 LAN 加速度計は計測が簡便であるものの、衝撃的な力が作用したときの加速度振幅に信憑性がもてない片振れ波形が現れてしまったため、高精度なサーボ型加速度計を用いて各径間の動特性を比較することとした。具体的には、各径間中央の垂直材に加速度計を取り付け、振動計測を行った。また、長生橋の動特性と比較するため、長岡市にあるトラス形式の橋梁 4 橋（与板橋、昭和橋、小坂橋、鷺之島橋）の振動計測を実施した。

最後に、局所的な損傷を検出することが可能な動特性を特定するために、実橋（小坂橋）のトラス橋モデルを作成し、擬似的な損傷を与え、解析を実施した。具体的には、断面欠損による局所的な損傷が、全体系の固有振動数に与える影響を検討した。

3. 計測結果

橋梁は老朽化とともに剛性の低下や継手部の損傷等により、一般に固有振動数の低下をもたらすことから、固有振動数の変化に着目した。8 連のトラス（A1～P8）において、鉛直方向 1 次固有振動数は表 1 のように同定された。島田らによって集められた統計データ¹⁾では、支間 65.0m のトラス橋の 1 次固有振動数は 2.35Hz であることから、吊径間部では一般的なトラス橋と同程度の結果を示し、1 次固有振動数は島田の式から予測可能であることがわかった。しかし、定着径間部においては、計算値より小さい値を示した。この原因として、定着径間部では、定着径間と複定着径間を合わせた支間 100.0m（図 1）として振動しているためと考えられる。長生橋では腐食や変状が確認されているが、1 次固有振動数には大きな変化が見られず、鉛直方向の 1 次固有振動数は算出が容易であるものの局所的な損傷や腐食の影響が反映されにくいことが確認された。そこで、各計測箇所での時刻歴波形に着目した。縦桁支承部で無線 LAN 加速度計により計測された鉛直方向の時刻歴波形の一例を図 2 に示す。支承部では減

衰波形は現れず、片方にのみ振れている特徴的な波形（以後、片振れ）が現れた。片振れの原因は、無線 LAN 加速度計内の MEMS センサが静電容量型であり、衝撃が加わった後、静電容量が一定になるまでに要する時間が長いこととを屋内実験により確認している。片振れにおいては振幅の大きさは不明な点が残るものの衝撃が加わっていることがわかる。また、P6 支承のように片振れが発生しやすい箇所があることも確認された。実際、P6 支承付近には段差の大きな伸縮装置（図 3）があり、P6 支承では伸縮装置の段差に基づく衝撃的な力が作用していると言える。しかし、片振れ時の加速度振幅の値には信憑性がなく各径間の動特性を比較することができない。そこで、高精度なサーボ型加速度計を用いて各径間の動特性を比較することを目的に長生橋の振動計測を行った。長生橋各径間での加速度応答の最大値を比較すると、P5-P6 径間が最大となった（図 4）。これは、P5-P6 径間にある段差の大きな伸縮装置を車両が通過するときに大きな加速度が発生するためである。また、図 5 は計測時間内における 40gal 以上の加速度の発生頻度を表したものであるが、P5-P6 径間には大きな加速度が繰り返し発生していることがわかる。そこで、段差の大きな長生橋 P6 伸縮装置付近の垂直材にサーボ型加速度計を取り付けて振動計測を行った。その結果 2000gal を超える加速度が計測された。同箇所の縦桁下フランジにはき裂（図 6）が確認されており、き裂は 2004 年 10 月に発生した中越地震により発生したものは定かではないが、伸縮装置の段差および計測された 2000gal 以上の加速度には大きな相関があるものと推察される。

次に、各橋梁間での車種別の加速度分布を比較した（図 6）。乗用車（1.5ton）通過時の加速度振幅には大きな違いはないが、ダンプ（満載時 20ton）通過時の加速度振幅には大きな違いが確認される。長生橋と各橋梁の加速度の絶対値を比較すると、長生橋 P6 伸縮装置付近では、他の橋梁には見られない加速度振幅（2000gal）を示している。

最後に、損傷を検出することが可能な動特性を特定するために解析的検討を行った。表 2 に解析結果を示す。10Hz 以下の振動数は、断面 2 次モーメントの減少による固有振動数の低下は確認できず、逆に固有振動数が増加する傾向が見られた。これは、低次の固有振動数では、剛性低下の影響よりも質量減少の影響の方が大きかったからである。また、10Hz 以上の振動数は、剛性の低下に伴い固有振動数も低下していることが確認された。特に、20Hz 程度（対称 5 次モード）では、断面 2 次モーメントが 50% になると固有振動数は約 5%（16.8Hz/17.5Hz）低下する。

4. まとめ

本研究では、既設橋梁の構造ヘルスマニタリングのための指標値作成を目指し、長岡市にある橋梁群を対象として、まず、動特性を把握することとした。具体的には、計測が容易な加速度による振動計測モニタリングを実施した。得られた知見をまとめると以下ようになる。

1) 構造ヘルスマニタリングの分野において指標値とされやすい固有振動数に関しては、各橋梁における計測結果から、鉛直方向の 1 次固有振動数が島田の式から予測可能であること、鉛直方向の 1 次固有振動数は算出が容易であるものの局所的な損傷や腐食の影響が反映されにくいことが確認された。局所的な影響を評価するためには、高次の固有振動数・振動モード形の利用が考えられ、そのためには空間的に高密度なモニタリングが必要である。

2) 各橋梁スパン中央の垂直材で計測された鉛直方向の最大加速度を比較すると、長生橋の吊径間

部にて、応答が約2～13倍大きくなっていることがわかった。また、車両重量が大きなダンプカーの通過による影響が顕著であり、乗用車通過時と比較すると応答が約3～13倍となっている。

3) 長生橋の支承部には、伸縮装置の段差を車両が通過することに伴い、衝撃的な力が繰り返し作用している。実際、長生橋 P6伸縮装置付近では2000gal 以上の加速度が計測された。同箇所の縦桁下フランジではき裂の発生が確認されており、加速度と大きな相関があるものと推察される。設計時に想定された以上の衝撃荷重が作用していることになるため、耐久性への影響が懸念される。

4) 本研究では、計測が容易な加速度応答から既設橋梁の健全性診断のための指標値作成を試みた。現時点では、計測されたデータから、直接、構造物の健全性を診断する段階までは至っていない。しかし、既設道路橋の加速度応答には、設計時には想定していない路面の段差による影響が大きく反映されることが確認できた。そのため、大きな加速度が検出された部位を継続的にモニタリングすることにより、構造物の変状を早期に検知できることが期待される。

5) 健全性診断に向けた今後の課題としては、構造物の状態評価に直接結びつく応力が指標値として加速度よりも有効と思われる。しかし、応力の計測は容易ではない。そのため、解析モデルを作成し、計測が容易な加速度応答を利用してモデルをアップデートさせて応力状態を評価することや、加速度と応力の同時計測により相関を把握することが必要になると考える。

6) 局所的な損傷を検出することが可能な動特性の特定を目的として解析を実施した結果、10Hz以下の固有振動数では、損傷に伴う剛性低下の影響よりも、むしろ質量減少の影響を受けやすく、固有振動数が増加する傾向が見られた。10Hz以上の固有振動数では、剛性低下による固有振動数の低下が見られた。特に、20Hz程度(対称5次モード)では、断面2次モーメントが50%になると固有振動数は約5%低下することを確認した。

参考文献

1) 加藤雅史, 島田静雄: 橋梁実測振動特性の統計解析, 土木学会論文報告集, No.311, pp.49~58, 1981.7.

表1 1次固有振動数(長生橋)

	計測値(Hz)	計算値(Hz)
A1-P1(定着)	2.0	2.29
P1-P2(吊)	2.7	2.37
P2-P3(定着)	2.0	2.37
P3-P4(吊)	2.5	2.37
P4-P5(定着)	1.8	2.37
P5-P6(吊)	2.5	2.37
P6-P7(定着)	1.9	2.37
P7-P8(吊)	2.5	2.37

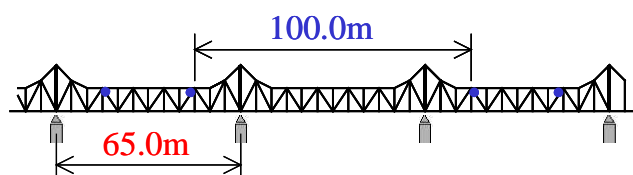


図1 支間100.0m(定着径間+複定着径間)

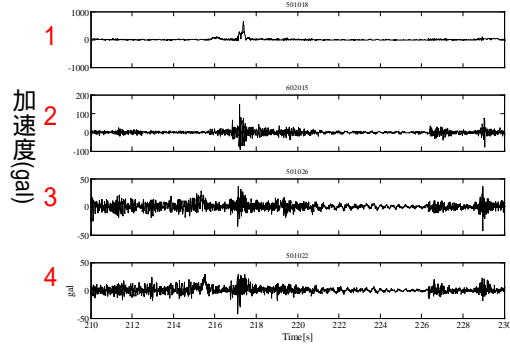


図2 計測結果例(P7 支承鉛直方向)



図3 P6 支承付近伸縮装置段差

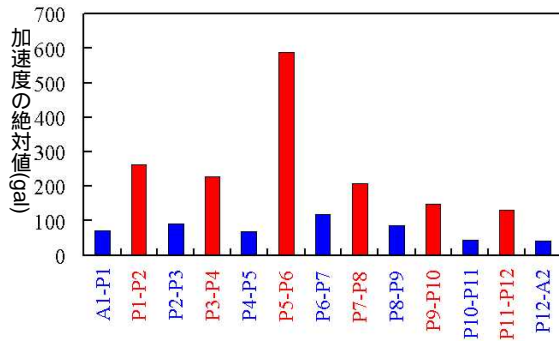


図4 各径間での最大加速度の比較

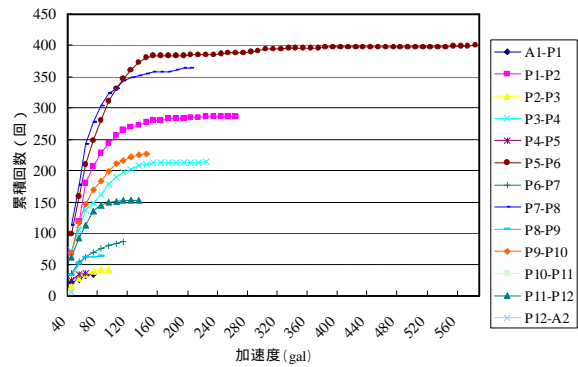


図5 40gal以上の加速度振幅の発生頻度



図6 P6 縦桁下フランジ変状の様子

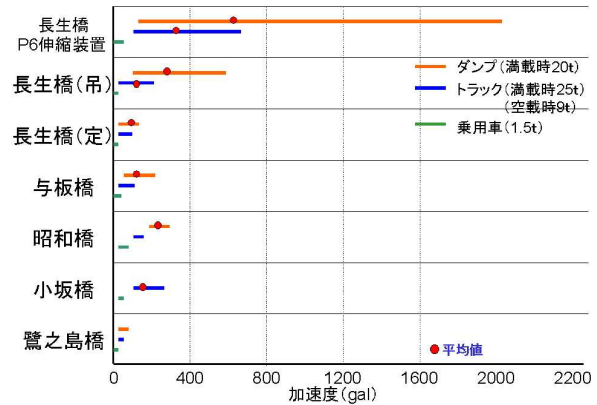


図7 各橋梁間での車種別の加速度分布の比較

表2 解析結果

	損傷なし	case1	case2	case3	case4	case5	case6
対称1次	3.54	3.55	3.55	3.55	3.55	3.55	3.56
逆対称1次	5.54	5.54	5.54	5.54	5.55	5.55	5.55
対称2次	8.89	8.89	8.90	8.90	8.90	8.90	8.90
逆対称2次	10.5	10.4	10.4	10.4	10.4	10.4	10.4
対称3次	11.9	11.9	11.9	11.9	11.9	11.9	11.8
逆対称3次	13.3	13.3	13.3	13.2	13.2	13.1	13.1
対称4次	14.7	14.7	14.6	14.5	14.5	14.4	14.3
対称5次	17.5	17.4	17.3	17.1	17.0	16.8	16.7