FEM による実橋梁のモデル化の検討と維持管理への適用

Examination of modeling of real bridge by FEM and application to control of maintenance

(Takanori Kadota)	峰典	門田	○学生員	北見工業大学大学院
(Toshiyuki Oshima)	俊之	大島	フェロー	北見工業大学
(Shuichi Mikami)	修一	三上	正会員	北見工業大学
(Yasunori Miyamori)	保紀	宮森	正会員	北見工業大学
(Tomoyuki Yamazaki)	智之	山崎	正会員	北見工業大学

<u>1. はじめに</u>

本研究が対象としている東陵大橋は,供用開始直後に 車両走行実験が行われ,初期の振動データが保存されて いる.そして供用開始から7年後には,損傷の進行段階に おける振動特性の変化を検討するため,点検¹⁾と車両走 行実験が行われている.その結果,7年という短期間の損 傷では,両実験で求められた固有振動数に影響が現れて いなく,損傷状態の把握が難しいことが判った.

一般的に,得られた振動特性の変化から損傷状況を判定しようとするには,低次の振動では劣化や損傷による 影響を把握することは極めて困難であり,高次の振動に 着目する必要がある^{2),3)}.

そこで本研究では,損傷が生じた場合による応答加速 度の時間的な変化に着目することで,損傷の傾向を判断 した.損傷を仮定した動的応答解析を行い,着目位置の 応答変化をランニングスペクトルを用いて検討を行った. 解析モデルは3次元FEMとし,車両走行実験との比較, そして,常時微動データや車両走行による卓越振動数か ら同定した固有振動数との比較を行うことで,実橋梁の 振動特性を再現できるモデルを構築した.

2. 対象橋梁

対象とした東陵大橋(図-1)の概要を示す.

供用開始: 1998 年 12 月 路線名: 道道北見環状線東陵大橋 構造形式: 3 径間連続鋼鈑桁 7 主桁直線橋 橋 長: 80.5m 支 間: 26.5+26.5+26.5m 幅 員: 全幅 18.8m 縦断勾配: 4.2% 床版形式: コンクリート床版(非合成) 支 承: 橋台上(すべりゴム支承) 橋脚上(反力分散ゴム支承)

2.1 目視点検の結果(図-2)

2005 年に行った目視点検では、床版下面には最大 0.08mmから 0.05mmのひび割れが発生しており、ひび割 れ間隔は 50cm 以下の所も存在していることが判った. また 4%の縦断勾配の下側(A1 側)には主桁上フランジ 付近から発生した床版のひび割れから遊離石灰が発生し ている箇所があった.さらに、A1 側の伸縮装置付近に遊 離石灰が発達する様子が見られ、下側の支承付近に腐食 損傷が見られた.この他の損傷としては、支承付近の連 結部に路面からの漏水による腐食が一部発生している. 点検はG-3とG-4間にある点検路を渡って点検が実施さ れたため、確認したのは直上の床版下面である.上りの 車両走行においては、右車輪の直下であることと、床版 支間中央であるため、曲げによる影響が顕著な箇所であ るが、他面においても同様なひびが発生していると考え られる.

現在における A1 端部の床版下面の損傷状態を簡易的 に確認したところ,最大 0.3mm 程のひび割れ(図-3) まで拡大し,遊離石灰(図-4)が発生していた.



図-1 東陵大橋



図-2 上部構造の損傷図



図-3 床版ひび割れ

図-4 遊離石灰

3. 車両走行実験の概要

実橋梁の振動特性の把握を目的とし,供用開始直後 (1999年)と供用開始7年後(2005年)に車両走行実験 が行われている.(以下,初期実験を「実験1」,7年目の 実験を「実験2」と表記することとする.)

実験条件として,走行速度は時速 60km/h と同じでは あるが,実験1では98KN,実験2では196KN とダンプ トラックの重量が異なっている.また,図-5 に示す通 り,実験1では中間支点上,実験2ではA1-P1支間,P1-P2 支間の中央に段差(100×25×3700の木材)を配置した. 加速度計設置位置は,各支間中央のG4桁下フランジと, A1-P1支間中央G3-G4間の床版下面である.データの収 録はLab VIEWを用いて行い,サンプリング周波数200Hz で 60 秒間である.



図-5 加速度配置位置

3.1 実験結果

実験1と実験2におけるフーリエスペクトルを比較した結果,固有振動数に変化は生じておらず,供用中の劣化による影響はないと判断した.また,実験2(段差あり)における加速度計d(床版)と加速度計b(桁)を比較すると,床版のみに13Hz近傍の卓越が見られ,これは車両のバネ下振動数と判断できる(図-6).4Hz近傍の卓越が1次モードと推測でき,8Hz~10Hz,17Hz以降の振動が卓越する結果となった.



図-6 実験2(段差あり)における床版と桁の比較

4. FEM解析

4.1 解析モデル

主部材はシェル要素,橋脚・横構・対傾構は梁要素で モデル化し,支承においてはゴム支承であるため,地盤 と同様にバネ要素でモデル化した⁵⁾.節点数15419・要素 数16118と各支間中央で要素を細かく分割している(図 -7).減衰は算出したモード減衰からレーリー減衰とし た.

図-8 は路面モデルと車両モデルである.路面モデル は、実測路面プロフィルが無いため、ISO評価基準に従 い路面性状を仮定した.実験1の路面モデルは'Very Good',実験2の路面は'Good'と仮定し、サンプル関数を 用い、モンテカルロシミュレーション^のにより推定した.

車両モデルは、バネ下を有さない2自由度系でモデル 化したが、測定する支間以外を走行した場合では、加速 度のピーク値とは相違が生じてしまったため、3 次元の4 自由度系⁶⁰でモデル化を行った.解法としては、Newmark のβ法^{7).8)} (β =1/4, Δ t=0.01)を用い、その際の加速度の収 束判定は 0.001 とした.車両重量は実験条件に従い、バ ネ上の固有振動数が 3Hz、バネ下の固有振動数が 13Hz 程度になるように各数値を決定した(**表**-1).

これら路面と車両モデルは,汎用構造解析プログラム MARC がサポートするサブルーチン FORCDT を用いて プログラミングを行った.



図-7 FEM モデル





衣一	-1	単凹粨兀

	記号	単位	実験 1	実験 2		
前輪	Ksf	N/mama	600	1200		
	Ktf	18/11111	1200	2400		
	Csf	N. s. s/mm	10	10		
	Ctf	IN * 5/11111	12	12		
後輪	Ksr	2400	4800			
	Ktr	19/11111	4800	9600		
	Csr	N•s/mm	40	40		
	Ctr		48	48		
	λf	25	00			
	λr	111111	15	00		

	b数(Hz)		
固有モード形状	解析值	実測値 ED 4	実測値
1次モード	4.093	4.133	4.102
3 次モード	5.057	4.965	5.029
5 次モード	6.940	6.974	6.836
13次モード	8.107	8.237	8.276
15 次モード	8.951	8.913	8.911
37 次モード	9.973	9.845	9.937

表-2 固有振動数同定結果

4.2 実測値との比較

(1) 固有振動解析

固有値解析を行い,実橋梁と解析モデルにおける固有 振動特性の整合性について確認した.比較に用いたデー タは,段差によって各振動モードが励起した実験 2(段 差あり)の卓越振動数と,実験2の際に同様の加速度位 置で収録した常時微動データから ERA(Eigensystem Realization Algorithm)を用いて同定した固有振動数とし た.橋梁上に設置した4測点で収録された23サンプルの 加速度波形に対して,相関関数を用いて減衰自由振動波 形を生成し,ERAを適用した.ここでは,**表**-2に10Hz までの振動モードを示す.

解析値は高欄や舗装重量を考慮し、詳細にモデル化しているため、どのモードもかなり実測値と近い値を得ている. ERA、卓越振動数、固有値解析と、3 つの手法で固有振動数を求めた結果、その差異が10%以内に収まっていることから、解析モデルは実橋梁を精度良く再現できている⁹.



図-9 加速度計a(下り走行)

(2) 動的応答解析

図-9に下り走行実験(A2からA1へ走行)における 桁の加速度(加速度計 a)の比較結果を示す.なお,図 中の破線は車両前輪の進入位置(A2)と退去位置(A1) の時刻を示している.

実験 1,実験 2(段差なし)の加速度の比較では,解析 値は実測値よりも P1-A1 間を通過した際に生じる加速度 ピーク値が若干大きいが,他支間の走行時においては同 等の値を得ている.フーリエスペクトルは実測値同様 4Hz と 8Hz の近傍で卓越が見られることから,実路面と 近い路面性状をモデル化できており,実橋梁に近い応答 を再現できている.

実験2(段差あり)との比較では,解析値と実測値は 同等なピーク値であり,支間中央に設けられた段差によ る影響を解析で再現できている.また,フーリエスペク トルは実測値と同様な振動数4Hzと8Hzの近傍,そして 17Hzでの卓越を確認できているが,4Hzではスペクトル の高さに相違が生じている.



図-10 桁(加速度計位置 a) におけるランニングスペクトル





(b) 健全状態(解析値)

(c) 剛性低下 10%



4.3 損傷による検証

点検結果から比較的 A1-P1 支間の損傷が顕著であるた め, A1-P1 支間の床版剛性を低下させた時刻歴応答解析 を行い、ランニングスペクトルから時間と振動数の関係 を検討した. 図-10, 図-11 に桁(加速度計位置 a) と 床版(加速度計位置 d)の実測値と解析値における健全 状態と、損傷による変化が見られ始めた10%床版剛性を 低下させた場合のランニングスペクトルを示す.

解析値では車両が退去した後の 5~6 秒間に 4Hz の振 動が大きく発生しているため、図-9(c)に示したスペク トルの高さの相違に影響していると考えられる. 床版の 剛性が低下すると共に、損傷位置上を通過する際(白ま るで囲った部分)の応答に相違が見られる.8Hz 近傍で は桁と床版に共通して変化が見られ、この振動は13次の 振動モードが対応しており,解析結果では床版が損傷す ることで大きく影響を受ける傾向があることが判った.

5 まとめ

供用開始直後と供用開始7年後における車両走行実験 で得られた振動特性や常時微動データから ERA を用い て同定した固有振動数との比較を行うことで、実橋梁の 振動特性を再現できる解析モデルの構築を行った.そし て、床版が損傷したとして剛性を低下させた場合の応答 加速度の時間的変化を検討した.

損傷位置上を通過する際に,8Hz 近傍に存在する振動 モードに影響を与える傾向がある.床版の損傷が桁の応 答にも現れていることから、桁での測定を行い、8Hz 近 傍の振動に着目することで床版の損傷を判断することが

可能であると考える.

謝辞

実験の御協力をいただいた網走土木現業所北見出張所 様,水元建設様には深く感謝の意を表します.

参考文献

- 1) 建設省土木研究所:橋梁点検要領(案), 1993.
- 2) 中島章典,阿部英彦,倉西茂:合成桁のずれ止め剛 度の変化およびその固有振動数に及ぼす影響、構造 工学論文集, Vol.37A, pp.957-964, 1991.
- 3) 中島章典,内川直洋,斉木功:単純な橋梁モデルの 固有振動および減衰特性に関する基礎的検討、構造 工学論文集, Vol.48, pp.319-328, 2002.
- 4) 宮武修, 脇本和昌:乱数とモンテカルロ法, 森北出 版,1978.
- 5) 北海道網走土木現業所:道道北見環状線北見東陵大 橋(上部工)設計計算書, 1996.
- 6) 橋梁振動研究会編:橋梁振動の計測と解析, 技報堂出 版.1993.10.
- 社団法人土木学会:動的解析と耐震設計第2巻動的解 析の方法,技報堂出版,1989.
- 8) 中井博,小林治俊:土木構造物の振動解析(第2版), 森北出版, 1999.
- 9) 社団法人土木学会:橋梁振動モニタリングのガイド ライン,2000.