

橋梁振動実験に基づく斜橋の固有振動数の同定と部材の損傷が 振動特性に及ぼす影響に関する基礎的研究

Health monitoring and identification of dynamic characteristic of a skewed bridge
based on the vibration test using a moving vehicle

渡邊学歩*・友廣郁也**・後藤悟史***・江本久雄*

Gakuho Watanabe, Fumiya Tomohiro, Satoshi Goto and Hisao Emoto

* 博士(工) 山口大学大学院 理工学研究科社会建設工学専攻 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台 2 丁目 16-1)

gakuho.w@yamaguchi-u.ac.jp

** 修士(工) 山口大学大学院 理工学研究科社会建設工学専攻 (同上)

*** 博士(工) 宇部興産機械株式会社 橋梁・鉄構部 (〒755-8633 山口県宇部市大字小串字沖ノ山 1980 番地)

The paper presents the monitoring of bridge response based on dynamic vibration tests of a skewed bridge using a moving vehicle and its verification by numerical simulation. The plural major natural frequencies of a skewed bridge in the narrow frequency band can be verified by the smoothed power spectra of the measured acceleration responses. Because of the good correlation of the natural frequency between measurements and simulation results, the better understanding of the dynamic characteristic of the skewed bridge can be obtained. Due to the parametric studies, the effect of the traffic lane of the moving vehicle, the roughness of the road surface and the deterioration of the superstructure elements can be verified.

Key Words: vibration test, skewed bridge, moving vehicle, dynamic, damage detection

1. 始めに

高度経済成長期に建設された社会基盤施設が建設から 50 年近くが経過し、構造物の老朽化・経年劣化とそれに伴う機能損失により、社会基盤施設の維持・管理・更新が問題になっている^{1),2)}。道路構造物の維持管理を行う上で、構造物の機能および保有性能の状況把握が必要であり、目視点検・モニタリング・詳細検査による構造物の性能評価が行われている一方で、こうした検査手法の精度向上に関する研究も続けられている^{3)~5)}。本研究でも行っている、加速度センサーを用いた上部構造のモニタリングによる性能評価については、橋梁の健全性を固有振動数の変化を用いて定量的に評価できると考えられてきたため、多くの研究者達により行われてきている。しかし、構造部材の損傷に伴う剛性の変化に対して、固有振動数の変化が鈍感であること⁶⁾や、固有振動モード系を特定化するために多点による同時計測が必要であることから、必ずしも目視点検以上の効果を上げているとはいえない。ところが、近年、列車や車などの移動走行荷重を用いた載荷実験と再現解析による損傷同定や構造性能の評価に関する研究が盛んに行われている^{例えば、7)}。この背景としては、車両と構造物の相互作用を考慮した動的構造解析技術は古くから行わ

れてきたが、汎用構造解析ソフトの普及と PC の高性能化によって、こうした動的構造解析技術が一部の研究者達だけのものでは無くなり、土木技術者にも利用されるようになってきたためである。また、移動走行荷重を用いた損傷評価実験は、主として鉄道構造物の軌道の異常を見つけるために行われて来たが⁸⁾、計測機器を移動車両に集中させることで、計測コストが削減できるなどのメリットがあり、再現解析とセットで実施する事により、構造物自体の損傷を評価できる手法として認識されるようになってきた。橋梁上部構造のモニタリング手法として大いに期待される検査手法の一つである⁹⁾。

本研究では、山口県および宇部興産の協力を得て、宇部興産道路上の撤去が決定している斜橋を対象に、前述の移動走行荷重による振動実験を用いた上部構造のモニタリングを実施した。斜橋は、河川や鉄道橋を跨ぐ道路橋、都市域内での高架橋などに多く見られ、斜橋の振動特性は古くから研究がなされており、ねじれとたわみの振動モードが狭帯域で隣接するため、複雑な振動形態を示すことが知られている¹⁰⁾。最近では、地震の際に生じる斜橋と橋台間での衝突によって、斜橋が鉛直軸周りに回転するという特異な震動特性を有することから¹¹⁾、地震により桁の落下や残留変形が生じるなどの被害が観測されており^{12)~14)}、

落橋防止構造の設計や、補修・補強においても今後特別な配慮が必要となる^{15), 16)}。こうした斜橋の動的挙動に関する研究や設計においては、その基本的な振動特性を解析によって再現できるかどうかは重要な鍵となる。さらに振動モニタリングを実施する上では、部材の損傷に伴う固有振動数の変動をとらえるために、健全時の固有振動数を精度良く再現しておくことが必要となる。

本研究では、移動荷重（車両）を用いた走行振動実験によって得られた振動特性から固有振動数を計測すると共に、車両と構造物の相互作用を考慮できる汎用構造解析ソフトを用いた再現解析との整合性について検討を行った。実験手法や解析手法は決して新しいものではないが、前述のとおり、近接する卓越振動数の分離方法、再現解析における固定支承と可動支承のモデル化や振動数特性の解釈の仕方については、十分に議論がされていないと考えたので、その視点から検討を行った。また、部材の損傷が斜橋のねじれ振動応答に及ぼす影響についても併せてその検討結果を報告する。

2. 対象橋梁および実験概要

2.1 対象橋梁の概要

宇部興産 宇部・美祢高速道路（以後、宇部興産道路と略す）は宇部興産が所有する山間部に位置する美祢工場と沿岸部に位置する宇部工場を繋ぐ、総延長 28.27km の私設の道路である¹⁷⁾。この宇部興産道路には宇部興産大橋（1982 年田中賞受賞）を始めとして数々の橋梁が架橋されており、1970 年代に開通してから既に 40 年近い年月が経過している。また、100 トンもの重量を有する特殊車両がセメントの原材料を輸送するために往来していることから、今後、老朽化による機能の低下が進展することが十分考えられ、定期的なメンテナンス等によりその機能を適切に管理・保全していく必要がある。経年劣化に伴う橋梁構造物の機能低下を適切に評価するには、目視、打音試験、コア抜き試験や各種非破壊試験などの丁寧かつ詳細な調査が重要であるが、今回はより簡易的で定量的な評価を試みるために、車両振動による強制加振実験を用いたモニタリング手法による剛性の評価に着目して実験を行った。本研究では、架け替え工事により撤去が決定した斜橋を対象に、斜橋の特異な振動特性を明らかにすることと、振動実験の解析による再現性を確認するために本実験を行った。なお、本橋の隣には同規模の斜橋（新橋）が平行に架橋されており、双子の斜橋となっている。この実験が終了後にこの斜橋は撤去され、新たにランプ橋が架橋され、国道へのバイパスとして生まれ変わりを果たしている。

図-1 には宇部市と山陽小野田市の主要な交通ネットワークを示すが、宇部市と山陽小野田市を結ぶ路線として市内中央を県道 190 号線が、宇部市内から海岸に沿って県道 354 号線がそれぞれ横断している。宇部興産道路は沿岸部に位置する宇部工場から美祢市の工場に向けて、上記の 2 路線をまたぐ形で市内を南北に縦断している。実験で対象とした橋梁は、写真-1 に示すように、山口県道 354 号線



図-1 宇部市と山陽小野田市の主要な交通網と宇部興産道路



写真-1 宇部興産道路と県道 345 号線の交差部



写真-2 本実験で対象としている斜橋

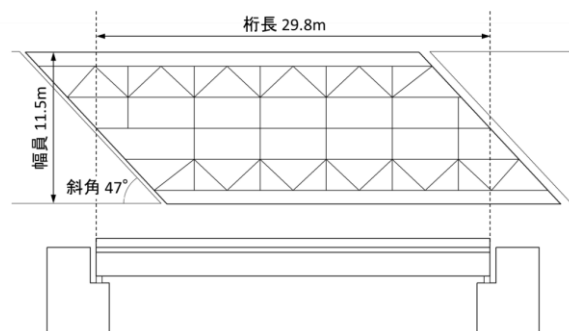


図-2 本研究で対象とした斜橋



(a) 主桁および床版下面



(1) 可動支承 (LG:可動, TR:固定)



(2) 固定支承 (LG:固定, TR:固定)

(b) 支承

写真-3 対象橋梁の主桁・床盤下面および支承の状態

と宇部興産道路の交差部に架かる跨道橋で、宇部湾岸道路の一部を国道 190 号線へのバイパス路として利用されるために撤去され（2012 年度）、ランプ橋への架け変えが行われた橋梁である。図-2 に示す通り、桁長 29.8m、幅員 11.5m、斜角 47 度のコンクリート床版を持つ 5 主桁の鈑桁橋である。両端の橋台部で鋼製支承により単純支持されている。

実験の実施前に構造物の状態を目視にて確認を行ったが、写真-3 の(a)に示すように、床版下面は比較的健全な状態にあった。一方、写真-3 の(b)に示すように、支承については省座のコンクリートが割れていたり、支承のソールプレートに腐食が見られたりしているが、金属支承部自体は、常時状態および実験時において振動している様子はなく、鉛直方向の振動数に大きな影響を与えてはいない。

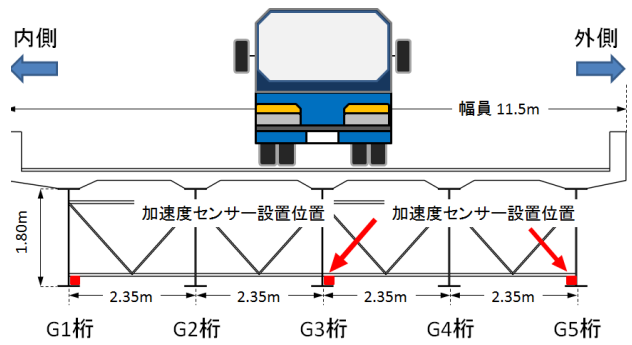


図-3 加速度センサー設置位置



(a) 加速度センサー設置位置（中央位置）



(b) 圧電素子型の加速度センサー

写真-4 計測に用いた加速度センサー

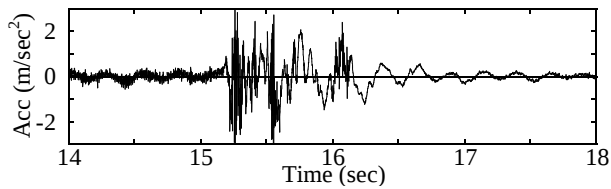
2.2 移動走行荷重による強制振動実験の概要

本実験では、上部構造上をトラックが走行する際の加速度応答を計測して周波数応答特性を評価する。計測に用いた加速度センサーは、図-3 および写真-4 示す様に、上部構造断面の各主桁（G1、G3 および G5 桁）の下フランジ位置に設置した。ただし、加速度センサーの数の限りがあったこと（2 箇所）から、主桁を移動しては加速度センサーを設置して加速度応答の計測を行い、計測装置の設置とセンサーによる計測を繰り返した。後述するように、斜橋ではねじれによる振動が卓越することから、ねじり変形モードを観測できる様に、上部構造中央位置（桁端から約 15m）だけでなく、各主桁の 1/4 点（桁端から約 7m の位置）にも加速度センサーを設置して計測を行った。なお、実験はトラック以外に走行する車両が比較的少ない時間帯を選んで行った。

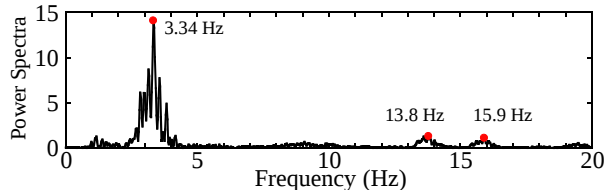
3. 走行車両を用いた橋梁の振動実験

3.1 乗り上げ試験

移動走行荷重（トラック）自体の振動特性を調べるために、車軸位置（デフ位置、ばね下）に加速度センサーを設

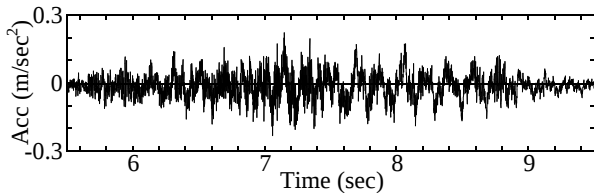


(a) 時刻歴応答

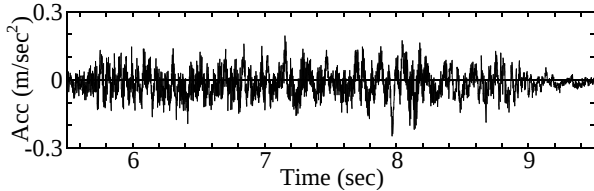


(b) 周波数応答 (パワースペクトル)

図-4 車両の乗り上げ試験結果

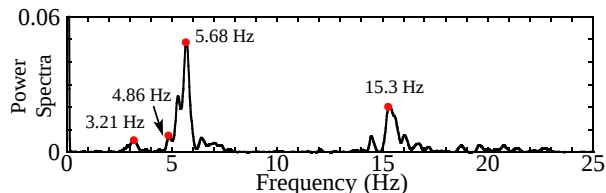


(1) 中央点 (桁端から 15m 地点)

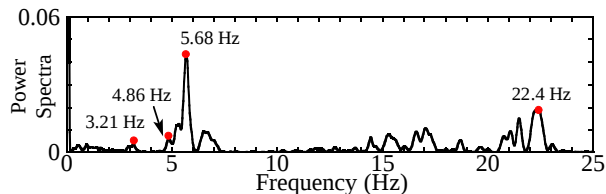


(2) 1/4 点 (桁端から 7m 地点)

(a) 時刻歴応答



(1) 中央点 (桁端から 15m 地点)

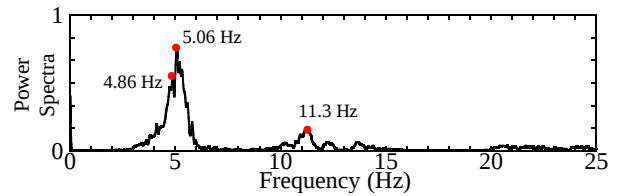


(2) 1/4 点 (桁端から 7m 地点)

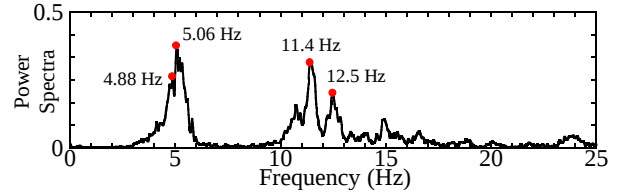
(b) 周波数応答

図-5 G3 主桁位置での加速度応答

置して、トラックの後輪を材木の上に乗り上げさせた後、これをおいた際の車両の振動の様子を、加速度センサーを用いて計測を行った。図-4 には、乗り上げ試験を行った際の加速度応答の時刻歴及び振動数領域での応答を示す。トラックの後輪が材木からおいた時の荷台 (車体、ばね上) の振動 (3.3Hz) が台車 (ばね下) の振動で顕著になっているが、13Hz から 16Hz 付近で卓越する応答が見られる。なお、トラックを含む一般的な車両では、台車 (ばね下) 位置での振動数が 10Hz~20Hz となることも整合する¹⁹⁾。

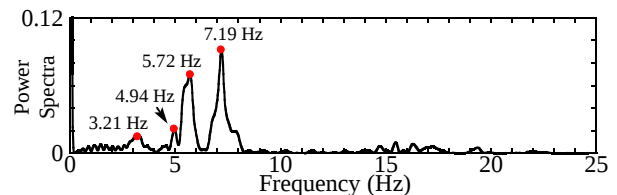


(a) 中央点 (桁端から 15m 地点)

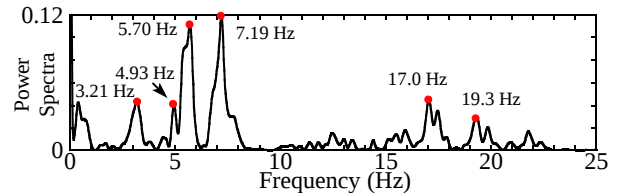


(b) 1/4 点 (桁端から 7m 地点)

図-6 G1 主桁位置での加速度応答



(a) 中央点 (桁端から 15m 地点)



(b) 1/4 点 (桁端から 7m 地点)

図-7 G5 主桁位置での加速度応答

3.2 強制加振実験

トラックが斜橋上を走行する際の、G3 主桁位置 (図-3 参照) での加速度応答の時刻歴を図-5 の (a) に示す。なお、同図には、後述する固有値解析によって得られた固有振動数に近い点についても示した。中央点および 1/4 点で計測した加速度応答の時刻歴はいずれも振幅が 0.2m/sec^2 程度で大きな差はない。上部構造の固有振動数を求めるために、加速度応答のパワースペクトルを求めると同図の (b) の通りとなる。観測結果には様々なノイズが含まれるために、平均修正ピリオドグラム法であるウェルチ法を使用して、自己相関関数のフーリエスペクトルとしてパワースペクトルを求めた¹⁸⁾。ウェルチ法では、自己相関関数を求める際に、ハミング窓を用いたスムージングを行い、加速度応答に含まれるノイズの除去している。このため、得られたパワースペクトルは平滑化されており、卓越振動数の識別が容易となる利点がある。平均修正ピリオドグラム法は、定常信号へ適用する手法であるが、車両通行時の応答のみに着目して解析を行うことで、結果的にはあるが、卓越振動数を明確に確認することができた。またこれにより、4Hz から 8Hz の低振動数領域に複数の卓越する応答成分を検知することができる。

中央点および 1/4 点では、共に 5.7Hz 付近で周波数応答が卓越しており、車両の振動の影響とみられるが 3.2Hz 付近でも周波数成分が確認できる点も共通している。一方、

中央点では15Hz 付近で応答が卓越しているが、1/4 点では15hz～17hz と 22Hz 付近の応答が大きくなっており、これは振動モードの違いによって、観測点ごとの揺れやすさが異なるためだと考えられる。

同様に、G1 主桁および G5 主桁位置での加速度応答のパワースペクトルを図-6 および図-7 に示す。G1 主桁位置では5Hz 付近で応答が卓越しており、他の主桁位置での観測記録に比べて振動数が低くなっている。G5 主桁位置での加速度応答は、3.2Hz、4.9Hz および5.7Hz 付近で応答が卓越しており、G3 主桁位置での加速度応答とよく似た周波数特性を示している。ただし、7.2Hz 付近での周波数成分が最も大きく、これはG3 主桁やG1 主桁には見られない振動成分である。

図-7 の(b)に示したように、主桁 1/4 点位置では高振動数領域（10Hz～30Hz）において、卓越する振動数成分が観測されている。なお、後述する固有値解析の結果からも分かるとおり、こうした高振動数成分は床版および主桁の3 次元的なたわみ振動モードである。

4. 解析による振動実験結果の再現

前章で示してきた振動実験を解析によって再現することを目的として、車両と上部構造の相互作用を考慮した斜橋の振動解析を行った。

4.1 橋梁のモデル化

本橋は、コンクリート床版と5 本主桁（鋼部材）からなる斜橋であり、解析では上部構造を図-8 に示す梁要素を用いた格子モデルでモデル化した。この場合、軸線の位置の取り方（図心の高さ位置）に応じて、適切に曲げ剛性を与える必要があり、横桁や横構を表す仮想部材の剛性によって桁全体としてのねじり剛性が変化する。ここでは、図-9 に示すように、橋軸方向の主桁部材を斜橋の断面の図心の高さ位置に梁要素を設け、鋼材およびコンクリート床版からなる断面積および断面二次モーメントでモデル化した。また、横桁や横構を表す部材は、床版高さ位置に設け軸線位置のずれを考慮しつつ、それぞれの断面積と断面二次モーメントを有する梁要素でモデル化した。

支承は表-1 に示す通りの拘束条件を考慮して、ばね要素によりモデル化した。可動支承に関しては、地震時の場合には橋軸方向に移動するが、常時状態においてはほぼ移動しない。このため、可動支承の橋軸方向のばね剛性が固有振動数に与える影響について感度分析を行った。図-10 には固定支承のばね剛性 k_x に対する可動支承のばね剛性 k_x' の剛性比 $r = k_x'/k_x$ が固有振動数に及ぼす影響を示す。なお、他の水平部材の剛性に比較して十分堅くなるように、固定支承の剛性を $k_x=10^6$ (kN/m) と定めた。剛性比 r によらず、3 次の固有振動数は殆ど変化しないが、可動支承の剛性が固定支承の剛性の 1/10 を下回ると1 次および2 次の固有振動数が低下する。可動支承の剛性が固定支承と同程度の場合には、1 次および2 次の固有振動数は4.82Hz および 5.86Hz となるが、剛性比 r が 1/1000 以下

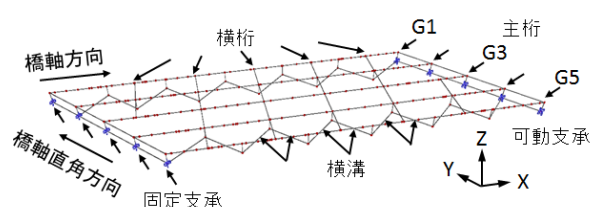


図-8 斜橋の上部構造の構造解析モデル

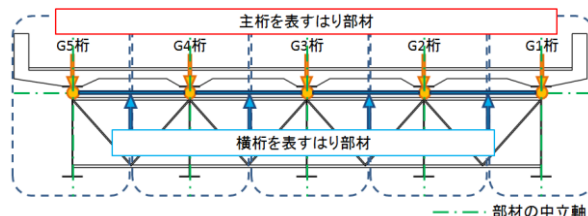


図-9 主桁および横桁のモデル化

表-1 支承の境界条件

	X	Y	Z	Rx	Ry	Rz
固定 支承	固定	固定	固定	固定	ピン	固定
可動 支承	可動	固定	固定	固定	ピン	固定

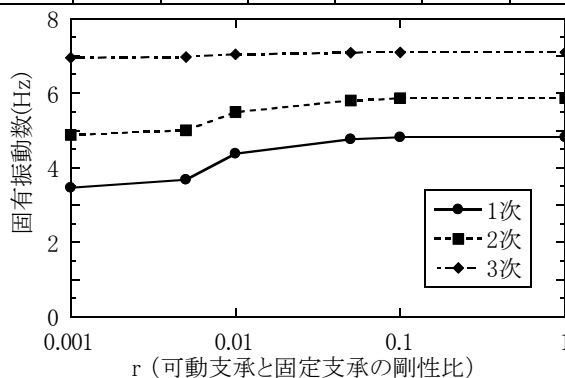


図-10 剛性比が固有振動数に与える影響

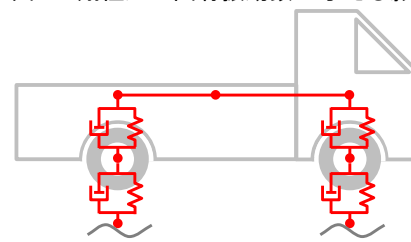
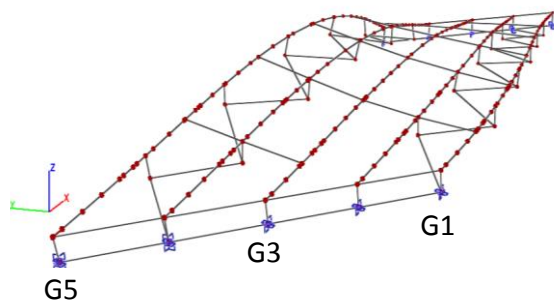
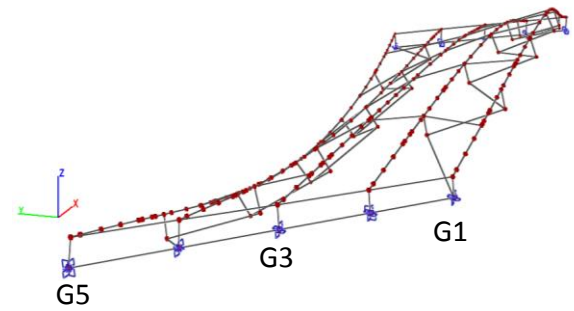


図-11 解析で用いた車両の4自由度系モデル

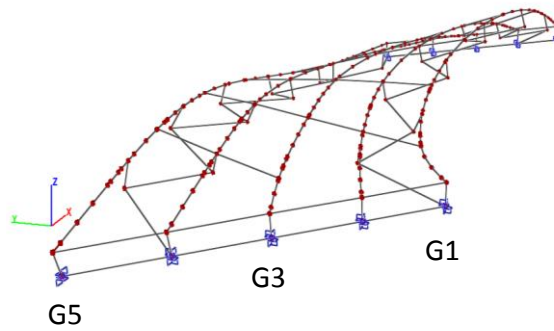
となると、それぞれ 3.46Hz および 4.88Hz にまで低下し、それ以上剛性を低下させても固有振動数は変化しない。2 章で述べたとおり、交通荷重程度の载荷レベルでは橋軸方向の水平変位は観測されないことから、固定支承と可動支承の剛性差は大きくないと考え、剛性比 r が0.1 程度となるように可動支承の剛性を定めた。車両は図-11 に示すような4 自由度系のばね-質点系¹⁹⁾でモデル化を行った。モデル化にあたっては、車重量やサスペンションの剛性及び粘性係数の詳細な情報が必要だが、こうした情報が手に入らなかったため、参考文献を元に、車両の固有振動数がばね上（車体）で3.36Hz およびばね下（台車）で13.4Hz 程度となるように、ばね定数等をチューニングして、ばね定



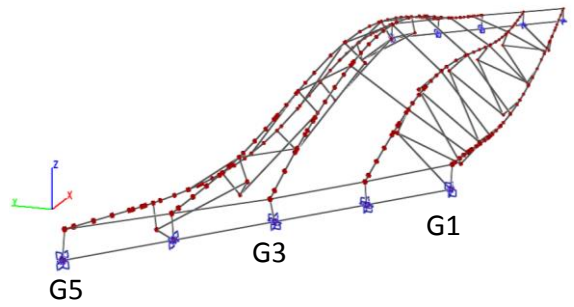
(a) 1次 (4.82 Hz)



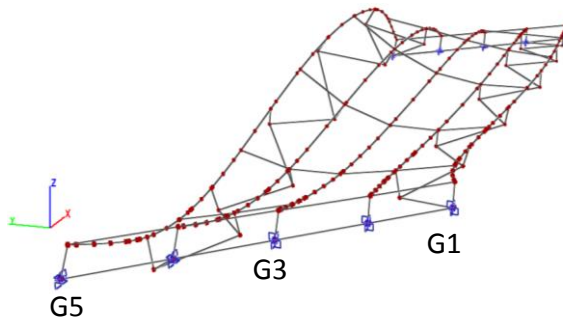
(b) 2次 (5.86 Hz)



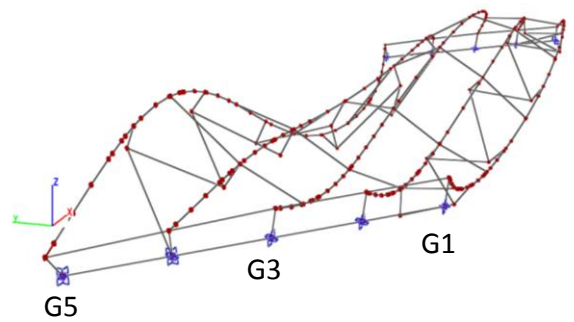
(c) 3次 (7.10Hz)



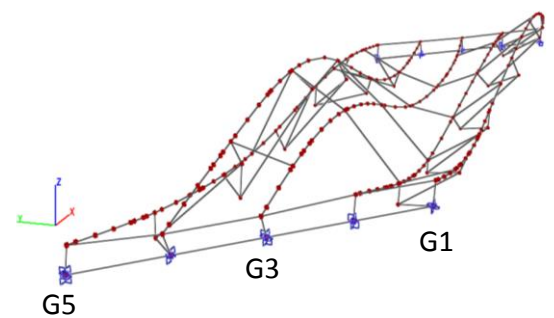
(d) 4次 (10.84 Hz)



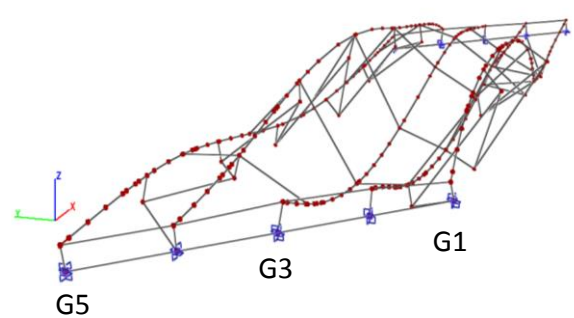
(e) 5次 (11.84Hz)



(f) 6次 (16.14 Hz)



(g) 7次 (18.24Hz)



(h) 8次 (21.21 Hz)

図-12 斜橋の固有振動モードの解析結果

数等を決定した。

橋梁上の路面凹凸については、パワースペクトル密度を $S_r(\Omega)$ ^{9), 19)} 使って次式の通りモデル化して、解析モデルの中に取り込んだ。

$$S_r(\Omega) = \frac{\alpha}{\Omega^n + \beta^n}$$

ここで、 Ω は路面の凹凸を振動波形として表した際の振動数に相当し、 α が振幅を決定するためのパラメーター、 β はが発散しないために導入する係数である。

路面凹凸の大きさを Very Good ~ Very Poor までの五段階でカテゴリ分類している ISO の評価基準モデルを使用した。現場の路面状態が良かったことから今回は Very Good を用いて解析を行った。

動的解析を行う際の減衰は、Rayleigh減衰でモデル化し、橋梁の1次固有周期で1%、周期が0.2秒に近い2次固有周期で1%になるようにモデル化した。

表-2 固有値解析結果

次数	振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		
		LG	TR	UD
1次	4.82	0.0	11.3	59.4
2次	5.86	0.0	6.0	3.4
3次	7.10	0.0	55.3	17.6
4次	10.8	0.0	1.9	0.1
5次	11.8	5.7	0.8	0.0
6次	16.1	1.2	4.0	0.1
7次	18.2	0.2	0.7	0.0
8次	21.2	0.3	0.8	0.1
9次	22.3	2.7	0.0	0.0
10次	24.9	0.0	0.0	0.0
11次	27.0	0.2	3.3	4.3
12次	28.1	0.0	0.1	0.3
13次	30.2	2.3	1.9	0.0
14次	33.9	3.1	0.0	0.1
15次	35.2	15.4	0.0	0.3
16次	37.8	35.3	0.9	0.0
17次	38.9	3.7	0.1	0.0
18次	42.9	0.8	3.8	2.7
19次	43.5	5.4	0.1	0.3
20次	48.0	0.2	0.1	0.0

4.2 固有値解析結果（橋梁および車両）

前節で作成した解析モデルを使って固有値解析を行った。図-12 および表-2 には斜橋上部構造の固有振動モードおよび固有振数と有効質量比の結果を示す。1次、2次および3次の固有振動数はそれぞれ 4.82Hz（非対称たわみ振動）、5.82Hz（ねじれ振動、対称モード）および 7.10Hz（橋軸直角方向振動）となった。図-5～図-7 に示した通り、実験においては、各主桁位置で 4.9Hz 付近の周波数応答が観測されており、実験結果とも整合している。ただし、G1 主桁および桁G5 桁では1次振動数の 4.8Hz よりも 5.7Hz 付近の周波数応答が卓越している。これはねじれによる振動モード（対称モード）によって G3 主桁および G5 主桁の振動が励起されたと推定される。3次モードはこの図面ではわかりにくい。基本的には橋軸直角方向に卓越する振動モードであるため G1 桁および G3 桁の中央点では鉛直方向には大きく振動していない。ただし、橋軸直角方向に振動すると共にねじれながら鉛直方向に跳ね上がり、外側に位置する G5 主桁位置では、鉛直方向にも振動するため、図-7 に示した様に実験においても G5 主桁位置において周波数応答が観測されている。

4次モード以降、つまり 10Hz 以上の高振動数領域では床版のたわみ振動が支配的であるせいか、固有振動数の精度はあまり高くない。例えば G3 主桁の中央点で観測した加速度応答（図-5 の(a)参照）は 15Hz 付近で振動が観測されているが、解析で得られる 4次モード（10.9Hz）や 5次モード（11.8Hz）の振動数は励起されていない。6次モード（16Hz）が励起されていると考えられているが、このことを確認するには、3次元 FEM 要素を用いた解析を行う等して床版のモデルを改良する必要があるかもしれない。

4.3 走行試験の再現とパラメーターの依存性の検証

4.3.1 路面性状の影響

車両が一車線の中央を走っていた事考慮し、解析におい

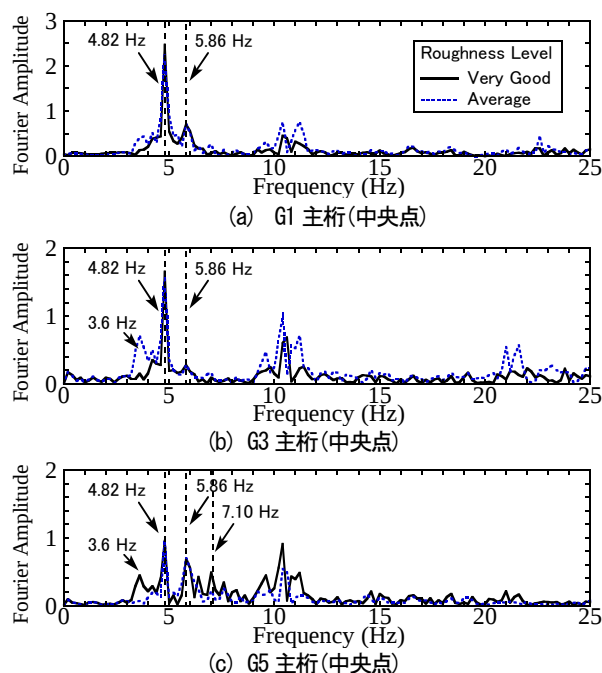


図-13 G3 主桁上を車両が走行する際の斜橋の振動

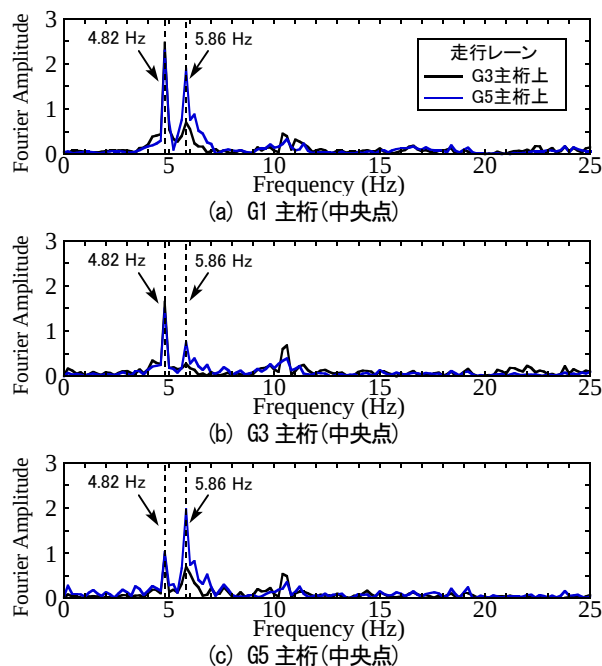


図-14 G5 主桁上を車両が走行する際の斜橋の振動

ても G3 主桁を表すはり上を走行したと仮定して解析を行った。G3 主桁の可動支承から 14.9m の位置の加速度応答をフーリエ変換し、図-13 に示すフーリエ振幅を得た。路面の凹凸があまり大きくない場合（ISO 基準の Very Good に相当）には、G3 主桁では 1次モード（4.86Hz）が卓越し、G1 主桁や G5 主桁では 2次モード（5.82Hz）の応答が卓越する。また、G5 桁では 3次モード（7.10Hz）の振動応答や、車両自身の振動（ばね上での振動）による振動応答（3.6Hz）が顕著となり、実験結果とも整合する。

同図には、路面凹凸が粗い場合（ISO 基準の Average に相当）の結果もあわせて示すが、路面の凹凸によって、車両自身の振動が励起されるため、車両が走行する G3 主桁において車両自身の応答（3.6Hz）が顕著となる。10Hz 付

近の振動数も卓越しているが、これも、路面凹凸により鉛直方向の振動が励起されたためであると考えられる。

4.3.2 車両走行位置がねじれ振動に及ぼす影響

車両がG5主桁上を走行した場合の桁の振動応答のフーリエ振幅を図-14に示す。G5桁のフーリエ振幅に着目すると、G3桁を走行させたときに比べて5.86Hz付近の応答が卓越するようになっていることから、橋梁のねじれモードが励起されたことがわかる。

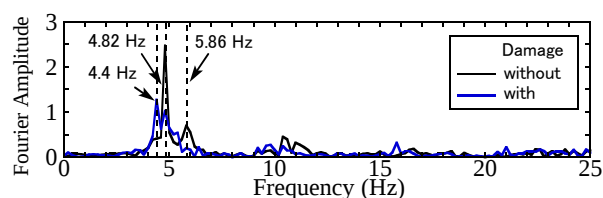
4.3.3 上部構造の損傷が振動結果に及ぼす影響

部材に生じた損傷が斜橋の振動に及ぼす影響について検討するために、主桁部材の曲げ剛性を健全時に比べて、2割低減させた場合の斜橋の振動応答を図-15(中央位置)および図-16(1/4点)に示す。主桁部材に損傷が生じた状況を想定しているため、主桁の振動が支配的な1次モードから3次モードまでの振動モードにおいて振動数が1割程度低下している(例えば、1次モードの場合、4.82Hz→4.4Hz)。これは、曲げ剛性を健全時に比べて2割低減させているため、剛性低下後の振動数 f_d は健全時の振動数 f_0 に比べて、次式で求められるように、1割程度振動数が低下することとも整合する。

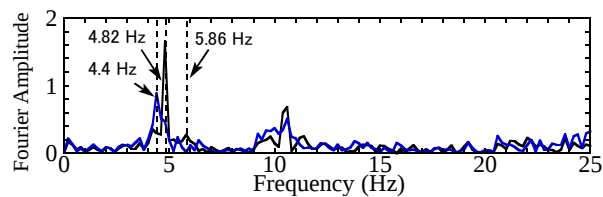
$$f_d = f_0 \times \sqrt{\frac{EI_d}{EI_0}} = f_0 \times \sqrt{\frac{0.8 \times EI_0}{EI_0}} \cong 0.89f_0$$

本橋のように鋼板桁橋ではコンクリート橋とは異なり、全ての部材で剛性が2割も低下することは考えにくい。剛性の低下に対して、固有振動数の変化は最大でも1割程度と鈍い。図-15の(a)に示したように、損傷がある場合でも健全時の振動数と等しい振動数においても応答が卓越しており、ノイズかどうかの判別が難しい。さらに実際の計測においては、卓越振動数の測定結果に0.1Hz程度の誤差やばらつきが容易に生じるため、剛性低下が小さい段階では、鋼板桁斜橋の上部構造の劣化を低次の固有振動数の変化だけで剛性低下率を正確に評価することは難しい。

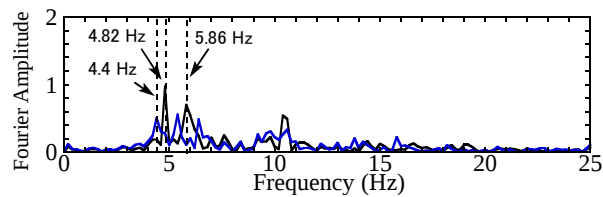
図-16に示した主桁1/4点での応答に着目すると、1次の振動モードの応答が低減した分、高次の振動数成分が相対的に大きくなっている。特に、図-16の(c)に示したG5主桁1/4点での応答において、低次の振動数成分よりも16Hz付近(車両の固有振動数)の応答が大きくなっている。これは、剛性低下に伴う低次の振動数成分が低減する一方で、G5主桁の端部がねじれ振動する高次の振動モードが車体の振動によって励起されたことが原因と考えられる。梁要素を用いた橋梁モデルの場合、前述の通り高次の振動数領域に於いて解析精度が必ずしも確認出来ていない部分もあることから、高次モードにおける固有振動数の低下量を実験と解析で比較することは出来ない。しかし、図-5～図-7に示した様に、鋭角端側の主桁1/4点(G5桁)での応答では高振動数領域でねじれ振動と見られる卓越する成分が観測されており、こうした振動数成分の振動数変化に着目することで健全度評価が可能である。



(a) G1主桁

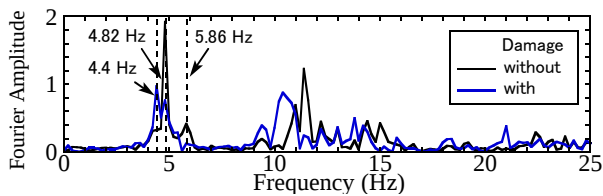


(b) G3主桁

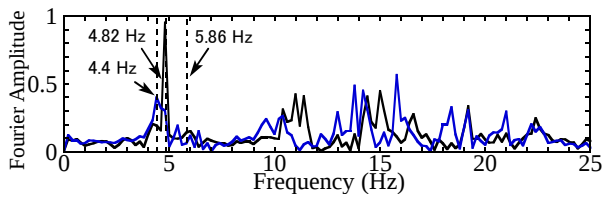


(c) G5主桁

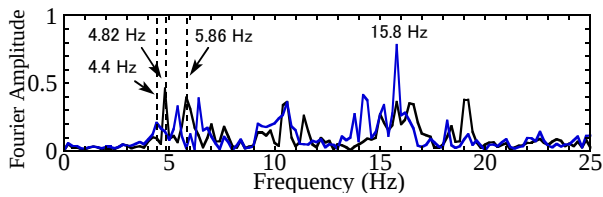
図-15 桁に損傷がある場合の応答 (中央点)



(a) G1主桁



(b) G3主桁



(c) G5主桁

図-16 桁に損傷がある場合の応答 (1/4点)

5. 結論

撤去予定の中規模の斜橋を対象に、上部構造の損傷評価を目的として、加速度応答の測定による移動走行荷重を用いた橋梁振動のモニタリング実験と、車両-構造系の相互作用を考慮した再現解析を実施した。本研究で得られた結果は以下の通りである。

- 1) 斜橋の上部構造は通常の直橋とは異なり、低振動数領域に狭帯域(5Hz～7Hz)に複数(本橋では3つ)の固有振動が観測される。
- 2) 狭帯域に複数の固有振動が観測される場合に

はノイズと信号の識別がしやすい様に、スペクトルの平滑化を考慮した信号処理が必要であり、ウェルチ法によるパワースペクトルの推定が有効であることが分かった。平均修正ピリオドグラム法は、定常信号へ適用する手法であるが、車両通行時の応答のみに着目して解析を行うことで、結果的ではあるが近接する固有振動数を識別することが出来た。

- 3) 斜橋においては、測定される固有振動数が近接しているため、ねじれやたわみ振動が測定によって識別可能となるように、鋭角端側にも計測装置を配置するなどして観測する必要がある。
- 4) 感度分析などを実施しながら境界条件を適切にモデル化すれば、中規模橋梁構造物でも実験結果と整合する固有値解析結果が得られる。
- 5) FEM 解析を用いなくても、梁要素を用いた骨組み解析により、主桁の挙動が支配的な低次の固有振動は実用上十分な精度で再現解析が可能である。
- 6) 床版の 3 次元的なたわみ振動が卓越する高振動数領域 (10Hz 以上) では、横構の影響や床版の板として挙動が重要となるため、梁要素によるモデル化の場合には、固有値解析の再現精度が低下する。
- 7) 鋼板桁橋では、腐食等による断面欠損が小さいことから、部材の劣化による固有振動数の変化を観測結果と数値解析結果で比較することは難しく、振動モニタリングによる上部構造の劣化診断は困難であることを改めて確認した。
- 8) 部材の劣化に伴い、低次の振動数よりも高次の振動数の領域で応答が卓越してくる場合が存在することを数値解析によって示した。部材の劣化による低次振動数の変動量が小さいことが予見される場合には、高次モードの応答に着目した健全度評価が有効となる場合があることを示した。
- 4) 江本久雄, 別府万寿博, 中村秀明, 宮本文穂: 複数の準最適解を探索可能な DPSO の提案と衝撃荷重を受ける RC 版の最適設計, 土木学会論文集 F, Vol. 62, No. 3, pp. 419-432, 2006.
- 5) 河村圭, 江本久雄, 別府万寿博, 宮本文穂: Particle Swarm Optimization を用いた RC はりの損傷同定に関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.1, pp.2033-2038, 2006.
- 6) 西村昭, 藤井学, 宮本文穂, 加賀山泰一: 橋梁の損傷評価における力学的挙動の有効性, 土木学会論文集, 第380号/I-7, pp. 355-364, 1987.
- 7) 山本享輔, 大島義信, 杉浦邦征, 河野広隆: 車両応答に基づく橋梁のモード形状推定法, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.67, No.2, pp.242-257, 2011.
- 8) 石井博典, 藤野陽三, 水野祐介, 貝戸清之: 営業車両の走行時の車両振動を用いた軌道モニタリングシステム (TIMS)の開発, 土木学会論文集 F, Vol.64, No.1, pp.44-61, 2008.2.
- 9) 蘇迪, 藤野陽三, WYSS Jean-Charles: 汎用有限要素コードを利用した車両-橋梁連成系の動的応答予測と鋼 I 桁斜橋への適用, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学) Vol.67, No.2, pp. 374-385, 2011.
- 10) 成岡昌夫, 大村裕, 中川健治, 山口富夫: 直格子斜桁橋の固有振動数に関する研究, 土木学会論文集, 第 139 号, pp. 1-8, 1967.3.
- 11) 大塚久哲, 神田昌幸, 鈴木基行, 川神 雅秀: 斜橋の水平地震動による回転挙動解析, 土木学会論文集, 第 570 号/I-40, pp. 315-324, 1997.7.
- 12) 川島一彦, 運上茂樹, 星隈順一, 幸左賢二: 2010 年チリ地震による橋梁の被害とその特徴, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.66, No.1, pp. 386-396, 2010.
- 13) 川島一彦, 西岡勉, 高橋良和, 秋山充良, 渡邊川島一彦, 西岡勉, 高橋良和, 秋山充良, 渡邊学歩, 古賀裕久, 松崎裕: 土木学会東日本大震災被害調査団緊急地震被害調査報告書, 第 9 章 橋梁の被害, 土木学会, 2011.
- 14) Proc. 43rd Joint Meeting, US-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, UJNR, Tsukuba Science City, Japan, 2011.
- 15) 川島一彦, 渡邊学歩: 斜橋における落橋防止構造の有効性に関する研究, 土木学会論文集, 第675号/I-55, pp. 141-159, 2001.4.
- 16) 社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, p.318, 2012.3.
- 17) 宇部地方史研究会掲載記録-2011 年 7 月号, 「宇部興産道路と宇部興産大橋建設記録」
- 18) Welch, P.D, "The Use of Fast Fourier Transform for the Estimation of Power Spectra: A Method Based on Time Averaging Over Short, Modified Periodograms," IEEE® Trans. Audio Electroacoustics, Vol. AU-15, pp.70-73, 1967.6.
- 19) 橋梁振動の計測と解析編纂グループ: 橋梁振動の計測と解析 (橋梁振動研究会編), 技報堂出版, 1983.

(2013 年 9 月 25 日 受付)

謝辞: 本研究で行った実験は、対象橋梁の選定、計測機材の貸与などで、山口県ならびに山口大学の宮本教授の協力を得て、実施することが出来ました。また、実験実施に際しては、構造計画研究所の矢部明人氏ならびに山口大学の今實佑一氏 (2012 年卒業) にご協力頂きました。ここに記して感謝いたします。

参考文献

- 1) <http://www.pwri.go.jp/caesar/overview/02-01.html>
- 2) 道路統計年報 2012 (Ⅲ橋梁の現況), <http://www.mlit.go.jp/road/ir/ir-data/tokei-nen/index.html>
- 3) 高橋順, 宮本文穂: コンクリート床版に生じるたわみやひび割れの防水層付着性能への影響, 土木学会論文集 E, Vol. 62, No. 4, pp. 619-630, 2006. 10.