

鋼トラス橋の振動特性の同定と斜材損傷が及ぼす減衰性能への影響

Identification of vibration characteristic of the steel truss bridge and influence of diagonal member damage on damping

吉岡 勉*, 山口 宏樹**, 伊藤 信***, 原田 政彦****

Tsutomu Yoshioka, Hiroki Yamaguchi, Shin Itou, Masahiko Harada

*工修, 埼玉大学大学院, 理工学研究科 (〒338-8570 さいたま市桜区下大久保 255)

** 工博, 埼玉大学大学院教授, 理工学研究科 (同上)

*** 埼玉大学大学院, 理工学研究科 (同上)

****博(工), 大日本コンサルタント(株), 保全エンジニアリング研究所 (〒170-0003 東京都豊島区駒込 3-23-1)

The objective of this paper is to show the influence of local damage in steel truss bridge on its vibration characteristic. In particular, this paper presents the results of modal analysis using vibration data of a truss bridge in damaged and repaired condition. This results show that the influence of local damage on natural frequency is small. On the other hand, influence of local damage on modal damping ratio is large and the result shows that damage detection might use it. This qualitative trend of change in modal damping ratio is also observed in the result of numerical modal analysis.

Key Words: truss bridge, diagonal member damage, vibration measurement, modal damping

キーワード: トラス橋, 斜材損傷, 振動計測, モード減衰

1. はじめに

2007 年, 米ミネアポリスでの橋崩壊事故や木曽川大橋, 本庄大橋での斜材破断など, 橋梁関係者にとって衝撃的ともいえる深刻な大事故や重大損傷が発生した. いずれも供用後 40~45 年が経過した鋼トラス橋の事故であり, 毎年着実に高齢化する土木構造物の中にあつて, トラス橋の適切な維持管理は特に焦眉の課題であるといえる. このような事態に鑑み, 国土交通省は有識者会議により 5 つの方策を提言し, その一つに信頼性を高め, 労力・コストを軽減する技術開発の推進が謳われている¹⁾.

現在の維持管理体系の基本である近接目視点検は, 多大の労力を要するにも関わらず損傷程度のカテゴリ分けや対策要否の判定結果がばらつくとともに, 見えない, 見に行けない部位の損傷は検知できないという問題がある. また, 見た目の損傷劣化を積み上げただけでは, 路線のサービス水準を落してまで緊急に補修補強する判断がなかなか下せないという問題もある. 損傷劣化した部材や橋梁の振動を計測し, 健全度を評価する方法は, このような問題を有する点検・診断を補う手法として注目され, さまざまな方面で研究が進められている^{2)~8)}.

振動特性変化を利用した健全度評価手法は, 機械, 建築, プラントの分野の一部で既に実用化されており⁹⁾, 橋梁においても明石海峡大橋を始めとした長大橋で振

動特性の動態観測が行われている¹⁰⁾. また, 近年, 急速に高度化したデジタル通信ネットワーク網を利用して遠隔地で長期モニタリングする技術⁶⁾や, レーザードップラー変位計や MEMS センサ, スマートセンサ等の無線で振動計測を行う技術が開発され, 橋梁ヘルスマニタリングのためのハード技術は整備されつつある. しかし, 道路橋の大多数を占める中小橋梁の上部構造に対しては実用化まで至っていないのが現状である. その理由としては, ①交通規制を伴わない供用中の交通車両による振動を利用する場合, 可撓性の低い中小スパンの橋梁では振幅が小さく SN 比が高くなること, ②固有振動数を指標とする場合, 全体モードの低次の振動数は損傷による変化が小さく, 温度変化に伴い固有振動数が数%変化すること⁶⁾も考えると高次モードの精緻な同定が必要となり, 相反してセンサ数が増え計測コストが増大すること等が挙げられる. 前者はセンサの高性能化により解消可能と考えられ, 直近の課題である鋼トラス橋の維持管理への適用を意図する場合, 後者に対して, 損傷による変化の感度が大きいと考えられる別の指標を用いて, どの程度の計測でどの程度の損傷が検知可能かをきちんと整理することが肝要である.

以上のことを背景とした中で, 著者らは, 斜材に亀裂損傷が生じた鋼トラス橋において, 損傷を有した状態で荷重車走行試験による振動計測を行った. 著者らが先に

発表した文献 11) では、得られた振動データの実験モード解析を行い、比較的健全な径間との振動特性の対比から全体モードにおいて斜材損傷による減衰変化が捉えられる可能性を示した。しかしながら、諸元が同一な径間同士との対比であり、完全には同一部材における損傷前後の振動特性変化を捉えているわけではないことから、少なからず誤差が含まれていると考えられた。

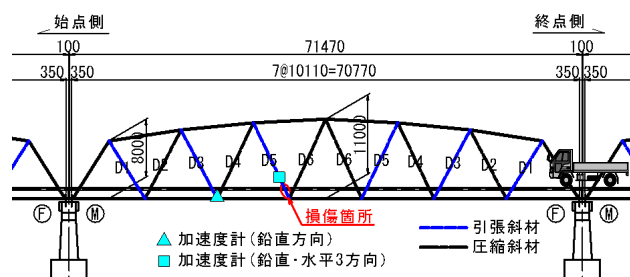
その後、損傷した斜材は当て板補強され、その状態においても同様の振動計測を行い、同一部材、同一径間の振動特性変化として対比できる有用な振動データを得ることができた。本論文では、まず、これら振動データの実験モード解析を行い、斜材の局所的な亀裂損傷が全体モードおよび局所モードの固有振動数およびモード減衰比にどれだけの変化をもたらすかを定量的に検討した。次に、これまで詳細な検討がなされてこなかった鋼トラス橋の振動特性を解明するため、数ケースの理論モード解析を行い、斜材の局所モードと全体モードとの内部共振の可能性について考察した上で、斜材損傷を模擬した複素固有値解析を行い、実験モード解析により得られたモード減衰変化の理論的な説明を試みた。

2. 対象橋梁の概要と振動計測

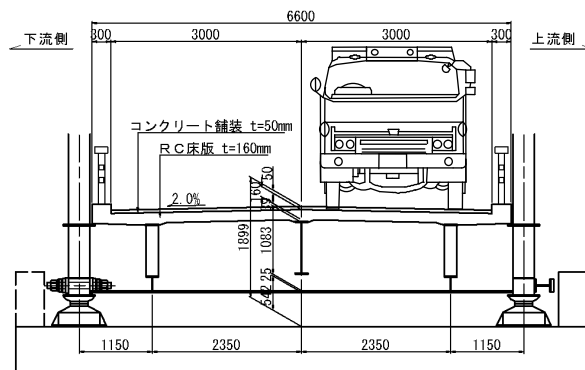
(1) 橋梁概要と斜材の損傷、補強状況

対象橋梁は、図-1 に示す支間長 70.77m の単径間鋼下路式ワーレントラス橋 5 連であり、1965 年に竣工した河川を跨ぐ橋梁である。斜材は主に、引張斜材が H 形断面で、圧縮斜材が箱形断面であり、H 形断面の引張斜材はウェブに長円形の開口が 8~9 個設けられており、鋼重低減が図られている。道路面の下に下弦材があるが、図-1(b) に示すように斜材は、木曾川大橋や本荘大橋などに見られるような道路面のコンクリート地覆を貫通する構造とはなっていない。

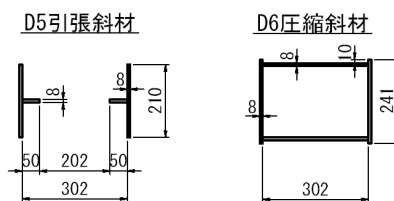
供用後 42 年が経過した 2007 年 7 月に、第 4 径間の上流側主構面の第 5 番目の引張斜材下端（以下、D5 斜材という）において亀裂損傷が発見された。写真-1(a) に示すとおり、斜材下端のガセットプレートとの境界面付近でフランジ母材に発生した亀裂がウェブまで貫通し、長円形開口部を境にして H 形断面のうちの半断面が破断している。また、緊急点検として斜材上下端 57 箇所の磁粉探傷試験が行われ、別の D5 斜材 4 箇所で亀裂の発生が確認された。翌月の 2007 年 8 月には、応急対策として同箇所の当て板補強が施された（写真-1(b)）。当て板補強は、ガセットの位置からウェブ開口部 1 個分の約 1.5m の範囲に対してフランジとウェブの外表面、内面から施され、板厚は母材と同じ 8mm とし、高力ボルトにより接合されている。なお、本橋では 2005 年 9 月に定期点検（目視点検）が行われ、鋼材の腐食は A~E の 5 段階評価で A もしくは B であり、床版も一部にひびわれ



(a) 側面図（1 径間分のみ表示）



(b) 断面図



(c) 斜材の断面寸法

図-1 対象橋梁の一般図および加速度計設置位置

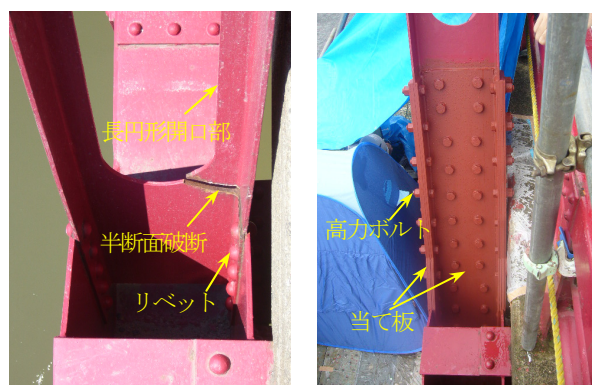


写真-1 第 4 径間 D5 斜材の損傷状況(左)と補強状況(右)

や遊離石灰が散見されるものの状態は良く、緊急対応の必要はないと診断されている。

(3) 計測内容

第 4 径間を対象に、D5 斜材端部の半断面破断を有した状態で荷重車走行試験による振動計測を 2007 年 8 月 3 日に実施した。また、当て板補強後の 2007 年 8 月 10 日にも同様の振動計測を行った。

荷重車は総重量196kNの大型3軸ダンブトラック1台を使用し、一般車通行止めの状態で、上流側の車線を終点から始点に向かって単独走行させた。走行速度は20km/h、30km/h、40km/hの3ケースとし、各3回ずつ計測した。

使用した計測機器を表-1に示す。加速度計の設置位置は、図-1(a)に示すとおり上流側のD5斜材1/4点と、上下流側の下弦材1/4点とし、斜材は鉛直・面内・面外の3方向の振動を、下弦材は鉛直振動のみとした計5chを計測した。最大10ch対応の動ひずみ測定器を用いて多点同時計測するとともに、荷重車の位置関係がわかるように橋梁のジョイント通過時に荷重車から信号を送って計測した。サンプリング周波数は200Hzで、第4径間への荷重車進入直前から計測をスタートし、荷重車通過後の約30秒間の自由減衰波形を計測した。

なお、損傷あり（補強前）、健全、補強後の3段階の振動データを得るため、上流側主構面において斜材の疲労亀裂が発生せず比較的健全な状態といえる第1径間に対しても、同様の荷重車走行試験を実施している。

表-1 計測機器一覧

機器	型式	メーカー	仕様
ひずみゲージ式 加速度計	ARF-10A ARF-20A	TML	容量:10m/s ² , 20m/s ² 感度:約0.5mV/V 応答周波数:50Hz, 80Hz
多芯延長ケーブル	NP-NJ	TML	6芯, 60m
デジタル動ひずみ 測定器	DRA-107A	TML	10ch/台
計測ソフトウェア	DRA-7630	TML	
ノート型PC	Lavie-L	NEC	Windows XP

注) TML:(株)東京測器研究所の略

3. 実験モード解析

荷重車走行試験により得られた振動計測データを用

いて、斜材の亀裂損傷が全体モードおよび局所モードの固有振動数およびモード減衰比に及ぼす影響について分析した結果を以下に示す。

3.1 斜材の振動特性変化の同定

(1) FFTによる同定

D5斜材の1/4点の振動計測データのうち、荷重車20km/h走行時の面内振動の時系列波形とFFTによるフーリエスペクトルを代表として図-2に示す。FFTは荷重車通過時を含めた約41秒間のデータ8192点に対して行い、周波数分解能は0.0244Hzである。斜材の計測点が1点であり、正確なモード形状の同定は困難であるが、補強前の損傷を有した状態のフーリエスペクトルと4章で後述する理論モード解析との対比から、卓越振動数7.28Hzは斜材の対称1次モード、20.60Hzは逆対称1次モードと考えられる。卓越振動数9.81Hzは、車両バネ下振動により強制振動されたモードや全体モードとの連成モードではないかと推察される。

補強後の対称1次モード卓越振動数は9.84Hzと補強前の状態に比べ35%増加している。また、逆対称1次モードの卓越振動数も26.6Hzと補強前に比べ29%増加している。逆に言えば、斜材端部が半断面破断したことにより振動数は低下していると言え、剛性低下が明瞭に現れている。

(2) ERAによる同定の精緻化

振動特性の変化を、構造物の損傷として捉えるためには、同定におけるばらつきが少なく、精緻な同定が行える方法が必要となる。そこで、高精度モード同定法とされるERA (Eigensystem Realization Algorithm)¹²⁾を用いて、斜材損傷による振動特性変化の精緻な同定を試みた。ERAは、構造物をシステムとしてとらえて、そのシステムを表す数学モデルの特性行列を決定する方法である。

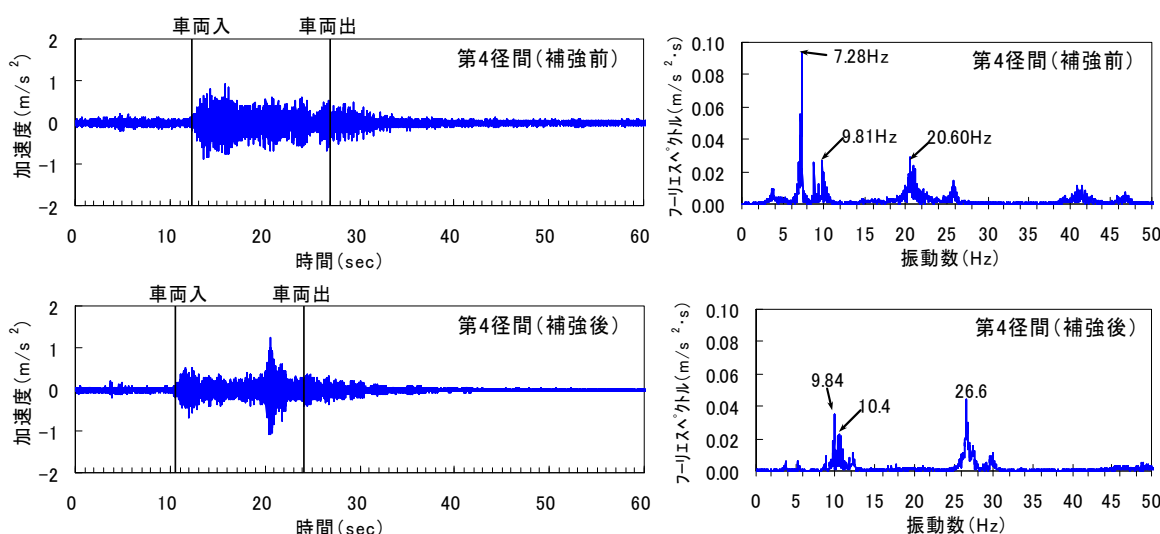


図-2 D5斜材面内振動の時系列波形とフーリエスペクトル (20km/h 走行時)

また、精度指標もいくつか設けられており、MAC (Modal Amplitude Coherence) と Stabilization Diagram などを用いることによって精度を評価することができる。ERA は入力として自由振動波形を必要とする。ここでは、荷重車通過後の減衰波形から初期値の振幅レベルを揃えた形で 7.5 秒間のデータを抽出し、それを自由振動波形と仮定して ERA 解析の入力波形とした。ERA 解析の諸条件は、ハンケルマトリクスのサイズを 1000×500 とし、MAC の値が 0.995 以上、且つ、モード減衰比が 0 以上 0.05 以下を満たす値を同定し、Stabilization diagram で安定した値を真の値と判断した。

20km/h 走行時 2 回目の斜材面内振動計測データを用いて単点 ERA 解析を行った。同定された固有振動数とモード減衰比の平均値を表-2 に示す。同表には減衰のばらつきを示す意味で標準偏差を併せて示している。図-3 は表-2 の値をプロットしたものである。同定された 3 つのモードのいずれも、端部が半断面破断した補強前の状態では補強後に比べて固有振動数が 10~31%低下し、FFT による分析結果と合っている。また、モード減衰比は 18~478%と一律増加しており、部材の損傷による剛性低下が固有振動数および減衰比に与える変化傾向は振動理論と整合する。ただし、減衰比は各モードで変化率に差が見られる。

3.2 下弦材の振動特性変化の同定

(1) FFT による同定

上流側の下弦材 L/4 点の振動計測データのうち、荷重車 40km/h 走行時の鉛直振動の時系列波形と FFT によるフーリエスペクトルを代表して図-4 に示す。計測点が支間 L/4 点の上下流 2 点のみであるため正確なモード形状の同定は困難であるが、補強前の斜材損傷を有した状態のフーリエスペクトルと後述する理論モード解析との対比から、いずれの卓越振動数もトラス橋の全体振動モ

表-2 ERA 解析による同定結果 (斜材面内振動)

モード形状 推定	固有振動数 (Hz)			モード減衰比		
	補強前	補強後	変化率	補強前	補強後	変化率
面内対称 1次	7.22	9.80	-26%	0.0071 (0.0009)	0.0060 (0.0003)	18%
面外連成 1次	9.89	11.02	-10%	0.0030 (0.0003)	0.0010 (0.0002)	193%
面内逆対 1次	20.59	30.02	-31%	0.0043 (0.0001)	0.0008 (0.0001)	478%

注1) モード減衰比の括弧内は標準偏差を示す。

注2) 変化率(%) = (補強前 - 補強後) / 補強後 × 100

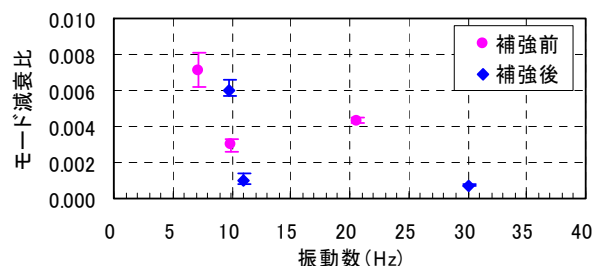


図-3 同定結果のプロット (斜材面内振動)

ードに対応し、2.54Hz は鉛直対称 1 次モード、4.61Hz はねじれ対称 1 次モード、5.40Hz は鉛直逆対称 1 次モード、9.52Hz は鉛直逆対称 2 次モードと推察される。

(2) ERA による同定の精緻化

斜材の場合と同様、車両通過後の減衰波形から抽出した波形を自由振動波形と仮定して、ERA 解析を行った。同期計測されている上下流の 2 点の波形を用いた多点 ERA とした。全計測データを多点 ERA 解析し、同定結果を走行速度ごとにプロットしたものを図-5 に示す。20km/h 走行時および 30km/h 走行時では補強前の減衰同定値のばらつきが大きい傾向にある。これは、低速走行では高速走行に比べ振動振幅が小さくなり、必然的に SN 比が大きくなることによると考えられる。

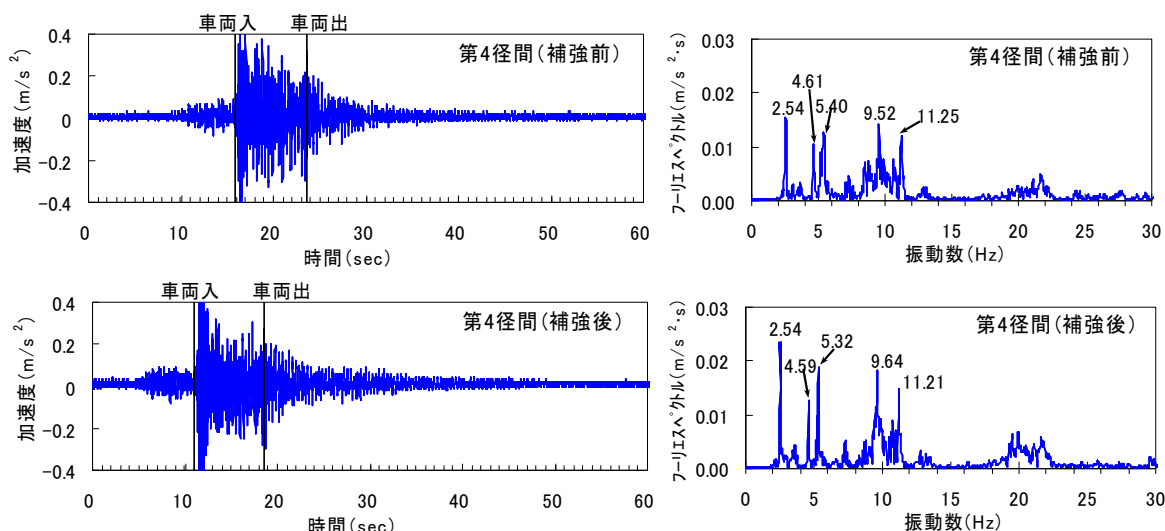


図-4 下弦材 L/4 点上流側鉛直振動の時系列波形とフーリエスペクトル (40km/h 走行時)

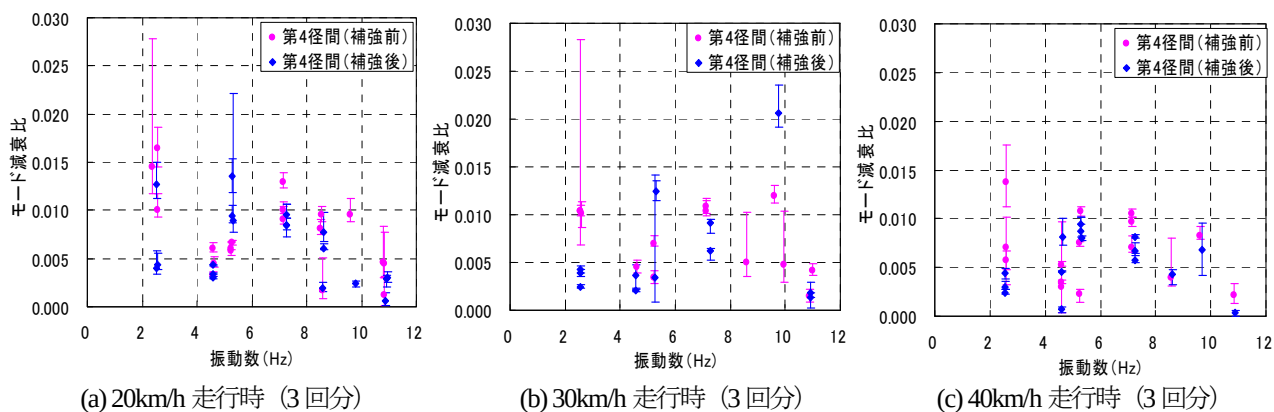


図-5 同定結果のプロット（下弦材鉛直振動）

表-3 ERA 解析による同定結果（下弦材鉛直振動40km/h 走行時3 回分）

モード形状推定	固有振動数 (Hz)					モード減衰比				
	第4径間 (補強前)	第4径間 (補強後)	第1径間 (健全)	補強前の変化率		第4径間 (補強前)	第4径間 (補強後)	第1径間 (健全)	補強前の変化率	
				vs 補強後	vs 健全				vs 補強後	vs 健全
鉛直対称1次	2.58	2.55	2.58	1%	0%	0.0109 (0.0048)	0.0033 (0.0010)	0.0094 (0.0003)	235%	16%
ねじれ対称1次	4.60	4.60	-	0%	-	0.0039 (0.0012)	0.0045 (0.0037)	-	-12%	-
鉛直逆対称1次	5.26	5.29	5.27	-1%	0%	0.0068 (0.0042)	0.0087 (0.0008)	0.0032 (0.0004)	-22%	114%
鉛直対称2次	7.13	7.25	7.27	-2%	-2%	0.0091 (0.0018)	0.0068 (0.0012)	0.0049 (0.0001)	33%	86%
ねじれ逆対称1次	8.55	8.62	8.64	-1%	-1%	0.0040 (0.0013)	0.0043 (0.0003)	0.0036 (0.0001)	-7%	11%
鉛直逆対称2次	9.63	9.67	9.61	0%	0%	0.0083 (0.0004)	0.0068 (0.0012)	0.0037 (0.0003)	22%	124%
ねじれ対称2次	10.83	10.87	-	0%	-	0.0022 (0.0007)	0.0003 (0.0002)	-	633%	-

注1) “-” は同定されなかったことを示す。 注2) モード減衰比の括弧内は、各回における同定平均値の標準偏差を示す。

比較的ばらつきが少なく安定した値が得られた40km/h 走行時の同定結果を表-3 に示す。同表には比較的健全な状態である第1 径間での同定結果¹¹⁾も、同一径間での比較にはならないものの参考として併記している。まず、固有振動数の同定結果を見ると、補強後および健全な状態に対する斜材損傷を有した補強前の変化率は僅かであり、明確な傾向は見いだせない。このことは、局所的な部材損傷による全体モードの低次固有振動数の変化は小さいとする既往の研究結果²⁴⁾と合致している。

一方、モード減衰比は、補強前の状態の鉛直対称1 次モードでは補強後に比べて2 倍以上増加している。しかし、第1 径間に対しては16%程度の増加にとどまること、ここでは示していないが第2 径間の鉛直対称1 次のモード減衰比は0.01 程度¹¹⁾であることから、第4 径間の補強後の計測では何らかの原因で可動支承の水平移動量が小さくなり摩擦減衰が低下したのではないかと考えられる。次に、D5 斜材の低次固有振動数帯7~10Hz に位置する全体モードの減衰比を見ると、ねじれ逆対称1 次モードは僅かに低下しているものの、その他の鉛直対称2 次、鉛直逆対称2 次およびねじれ対称2 次モードでは補強前の状態の方が増加している。特に、半断面破断したD5 斜材の1 次モード固有振動数7.2Hz に最も近接

する鉛直対称2 次モードでは減衰変化率が33%であり、ここでは示していないが20km/h 走行時で22%、30km/h 走行時で39%の変化率と比較的安定して増加傾向を示した。なお、ねじれ対称1 次および鉛直逆対称1 次モードは、走行速度によって両モードを近接モードとしたうなりが発生したため、表-3 の標準偏差を見てわかるように減衰同定値のばらつきが大きい。

以上より、可動支承の摩擦減衰の影響などによって低次全体モードでは補強前後による減衰変化のばらつきが大きいものの、損傷斜材の固有振動数に近接する全体モードに注視すれば、斜材損傷による減衰増加として捉えられる可能性が示唆される。

4. 理論モード解析による鋼トラス橋の固有振動特性と斜材損傷による減衰変化特性

3 章の実験モード解析により、D5 斜材の半断面破断により斜材局所モードの固有振動数が低下、モード減衰比が増加するとともに、全体振動モードにおいても固有振動数の変化は僅かであるものの、D5 斜材の低次固有振動数帯に位置する全体モードではモード減衰比が増加する傾向が得られた。この全体モードの減衰変化はD5 斜材の損傷の影響と考えられるが、理論的に説明可能か

どうかを調べるため、本章では立体骨組モデルによる理論モード解析を行う。まず、鋼トラス橋の振動基本特性を把握するため、数ケースの固有振動解析を行い、斜材の局所モードと全体モードとの内部共振の可能性について考察する。次に、斜材損傷を模擬したモデルによる複素固有値解析を行い、実験モード解析より得られたモード減衰比の変化との対比を行う。

4.1 対象橋梁の固有振動解析

(1) 解析モデルケース

対象橋梁の1径間分のみを立体骨組みにより有限要素法で離散化した。鋼材の腐食やRC床版の劣化等は考慮せず、竣工時の理想的な状態としてモデル化した。上下弦材ははり要素でモデル化し、格点間の分割はなしとした。斜材は軸剛性のみを有するロッド要素でモデル化した。D3, D5 斜材はウェブに長円形開口部が漸続的に設けられているが、ここでは、部材軸方向に一律開口があるとして、軸剛性を算出した。また、床組やRC床版の全体剛性への寄与が考えられたため、縦桁をはり要素でモデル化し、RC床版の剛性をヤング係数比7として加算した。横桁、横構および橋門構はり要素とした。質量は、各部材に単位長さ質量として与え、斜材や横構のガセットプレートは集中質量として近傍節点に配分した。支承条件は、固定・可動の理想的な状態として表現し、橋脚や基礎の影響は無視して橋脚天端の位置で空間固定とした。鋼材のヤング係数は $2.0 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$ とし、ポアソン比は0.3とした。

このようなモデル化を基本モデルA(図-6(a))として、モデルの自由度や斜材の要素種等を変えた計4ケースの固有振動解析を行った。解析モデルケースを表-4に示す。モデルBは、基本モデルAに対して全体座標系のY方向、X軸回りおよびZ軸回りの自由度を全節点拘束し、擬似的に2次元としたモデルであり、一般的なトラス橋の設計で使用するモデル化に近いものである。ただし、床組およびRC床版の剛性は加味している。

モデルCは、モデルAに対して上下弦材のはり要素を格点間で8分割して質点を離散配置するとともに、斜材の曲げ剛性および局所振動を考慮するため、斜材をはり要素に変更して8分割したモデルである(図-6(b))。斜材端部の格点部の結合条件については、実際には弾性的と考えられるが、ここではガセット内の剛域を考慮した上で固定とした。また、モデルDはモデルCとモデル化の違いはないが、固有値解析の前に非線形静解析により自重状態を作成し、トラス部材に発生する死荷重軸力による幾何剛性項を考慮した固有振動解析を行ったモデルである。

なお、使用した解析ソフトウェアは汎用有限要素プログラム「FEMAP with NX Nastran V9.3」¹³⁾である。

表-4 解析モデルケース

モデル名		モデルA	モデルB	モデルC	モデルD
斜材	要素種 分割数※	ロッド 1分割	同左	はり 8分割	同左
弦材	要素種 分割数※	はり 1分割	同左	はり 8分割	同左
縦桁	要素種 分割数※	はり 1分割	同左	はり 2分割	同左
斜材端部条件		ピン	同左	剛結	同左
自由度		6自由度	Y,RX,RZ 拘束	6自由度	同左
死荷重時軸力		無視	同左	同左	考慮

※格点間の分割数を意味する。

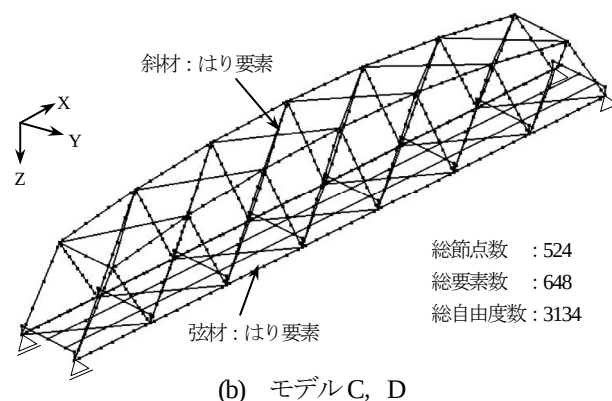
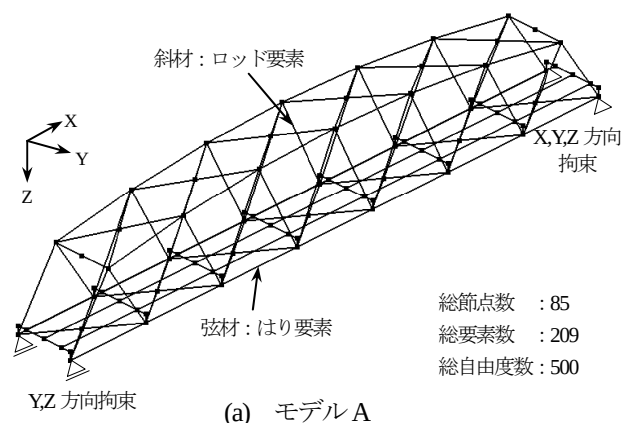


図-6 立体骨組モデル

(2) 計測同定値との比較による解析モデルの妥当性

モデル化の妥当性を確認するため、最も実挙動に近いモデルと考えられるモデルDの固有振動解析結果と計測同定値を比較したものを表-5に示す。解析は損傷や劣化のない健全な状態としてモデル化しているため、比較に用いる計測同定値は、第4径間に比べて健全な状態である第1径間での荷重車走行試験による実験モード解析値を用いた。なお、同表には式(1)、(2)に示す引張軸力を受けるはりの曲げ振動の理論式によりD5斜材の振動数を求めた値も併記している。

両端ピンの場合：

$$f_n = \frac{n^2 \pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \sqrt{1 + \frac{NI^2}{n^2 \pi^2 EI}} \quad (1)$$

両端固定の場合：

$$f_1' = f_1 \times \frac{4.73^2}{\pi^2}, \quad f_2' = f_2 \times \frac{7.853^2}{4\pi^2} \quad (2)$$

ここで、 n は振動次数、 l は部材長、 E はヤング係数、 I は断面2次モーメント、 m は単位長さあたり質量、 N は死荷重時引張軸力である。

表-5より全体モードのうち、ねじれ対称1次モードおよびねじれ逆対称1次モードの固有振動数は誤差が1%以下と良く一致しているが、鉛直曲げ振動の固有振動数は計測同定値に対する誤差が-6%～+10%と比較的大きい。これは、可動支承の摩擦抵抗を無視して健全な状態として扱ったことや、経年劣化により床版の剛性が設計時より低下している可能性があること、逆にアスファルト舗

表-5 計測と解析による固有振動数の比較

単位：Hz

モード形状推定	計測値	解析値	比率 解/計	D5斜材単独 の理論値
	第1径間 (健全)	モデルD		
鉛直対称1次	2.58	2.426	0.94	—
ねじれ対称1次	4.60	4.611	1.00	—
鉛直逆対称1次	5.27	5.810	1.10	—
鉛直対称2次	7.27	7.619	1.05	—
ねじれ逆対称1次	8.64	8.702	1.01	—
鉛直逆対称2次	9.70	9.324	0.96	—
D5斜材面内対称1次	8.79	9.072	1.03	ピン 4.757 固定 10.783
D5斜材面内逆対称1次	24.12	24.436	1.01	ピン 14.347 固定 22.413

表-6 モデル化の違いによる固有振動数とモード形状相関性 (MAC) の比較

モード形状		モデルA		モデルB		比率 B/A	モデルC		比率 C/A	モデルD		比率 D/A D/C
		次数	freq(Hz)	次数	freq(Hz) (MAC)		次数	freq(Hz) (MAC)		次数	freq(Hz) (MAC)	
全体 モード	鉛直対称1次	3	2.288	1	2.339 (1.00)	1.02	2	2.427 (1.00)	1.06	2	2.426 (1.00)	1.06
	鉛直逆対称1次	8	5.597	3	5.815 (0.99)	1.04	8	5.803 (0.99)	1.04	8	5.810 (0.99)	1.04
	鉛直対称2次	9	7.635	4	8.209 (0.71)	1.08	9	7.607 (0.83)	1.00	9	7.619 (0.85)	1.00
	鉛直逆対称2次	14	9.978	5	11.210 (0.85)	1.12	16	9.285 (0.97)	0.93	17	9.324 (0.91)	0.93
	鉛直対称3次	15	11.271	6	12.865 (0.83)	1.14	25	9.973 (0.78)	0.88	21	9.987 (0.92)	0.89
	鉛直逆対称3次	18	12.518	7	14.626 (0.74)	1.17	26	10.018 (0.67)	0.80	22	10.036 (0.53)	0.80
	橋軸方向遊動円木	6	4.419	2	4.509 (0.99)	1.02	5	4.671 (0.99)	1.06	5	4.661 (0.99)	1.05
	水平対称1次	1	1.827	—	—	—	1	1.906 (0.95)	1.04	1	1.894 (0.96)	1.04
	水平逆対称1次	7	5.251	—	—	—	7	5.521 (0.71)	1.05	7	5.532 (0.73)	1.05
	水平対称2次	12	8.843	—	—	—	15	8.987 (0.63)	1.02	11	8.925 (0.61)	1.01
	ねじれ対称1次	4	4.235	—	—	—	4	4.610 (0.85)	1.09	4	4.611 (0.77)	1.09
	ねじれ逆対称1次	11	8.650	—	—	—	14	8.698 (0.95)	1.01	10	8.702 (0.96)	1.01
	ねじれ対称2次	16	12.322	—	—	—	33	11.508 (0.78)	0.93	33	11.550 (0.77)	0.94
局 所 モ ー ド	D5斜材面内対称1次(上下流同位相)	—	—	—	—	—	11	8.193 —	—	12	9.072 —	1.11
	D5斜材面内対称1次(上下流逆位相)	—	—	—	—	—	10	8.170 —	—	13	9.139 —	1.12
	D5斜材面内逆対称1次(上下流同位相)	—	—	—	—	—	108	22.759 —	—	117	24.436 —	1.07
	D5斜材面内逆対称1次(上下流逆位相)	—	—	—	—	—	107	22.737 —	—	115	24.249 —	1.07
	D3斜材面内対称1次(上下流同位相)	—	—	—	—	—	17	9.430 —	—	29	11.094 —	1.18
	D3斜材面内対称1次(上下流逆位相)	—	—	—	—	—	19	9.437 —	—	30	11.228 —	1.19

注1) モデルB～Dの表中に示すMAC (Modal Assurance Criteria) は、モデルAに対する値を示す。

注2) モデルDの斜材局所モードの比率は、モデルCに対する値を示す。

装や高欄の剛性が多少なりとも効く可能性があることなどの要因が考えられる。しかし、本検討の主眼は斜材の局所モードと全体モードが連成もしくは内部共振する可能性を考察することであり、この程度の誤差を有していても定性的な傾向は捉えられるものと考えた。

また、D5 斜材の面内モードは計測値に対する誤差が+1～+3%と良い一致を示している。また、理論値に対しては両端を固定とした場合の値に計測値と解析値が近いことから、斜材端部の結合条件は設計上の仮定であるピンの状態より固定の状態に近いといえる。したがって、モデルC、Dにおいて斜材は要素の端部を固定としたモデル化は妥当と考えられる。

(3) 全体モードにおける斜材振動連成の可能性

各モデルの固有振動数を比較したものを表-6に、固有振動モードを比較したものを図-7にそれぞれ示す。局所モードが得られるよう斜材をはり要素にして格点間を8分割にしたモデルC、Dでは、モード形状がより複雑となり、局所モードを無視した基本モデルAとのモード同定が見ただけでは困難となる。そこで、モード形状の相関性を表す式(3)のMAC (Modal Assurance Criteria) を用いて、その値が最も大きいモードを同一モードとして比較した。表-6にはMACの値も併記している。

$$MAC = \frac{|\phi \cdot \phi|^2}{|\phi|^2 |\phi|^2} \quad (3)$$

ここで、 ϕ 、 ϕ は対比する2つの固有ベクトルである。なお、図-7に示す固有振動モードは一般化質量を1に正規化して比較している。

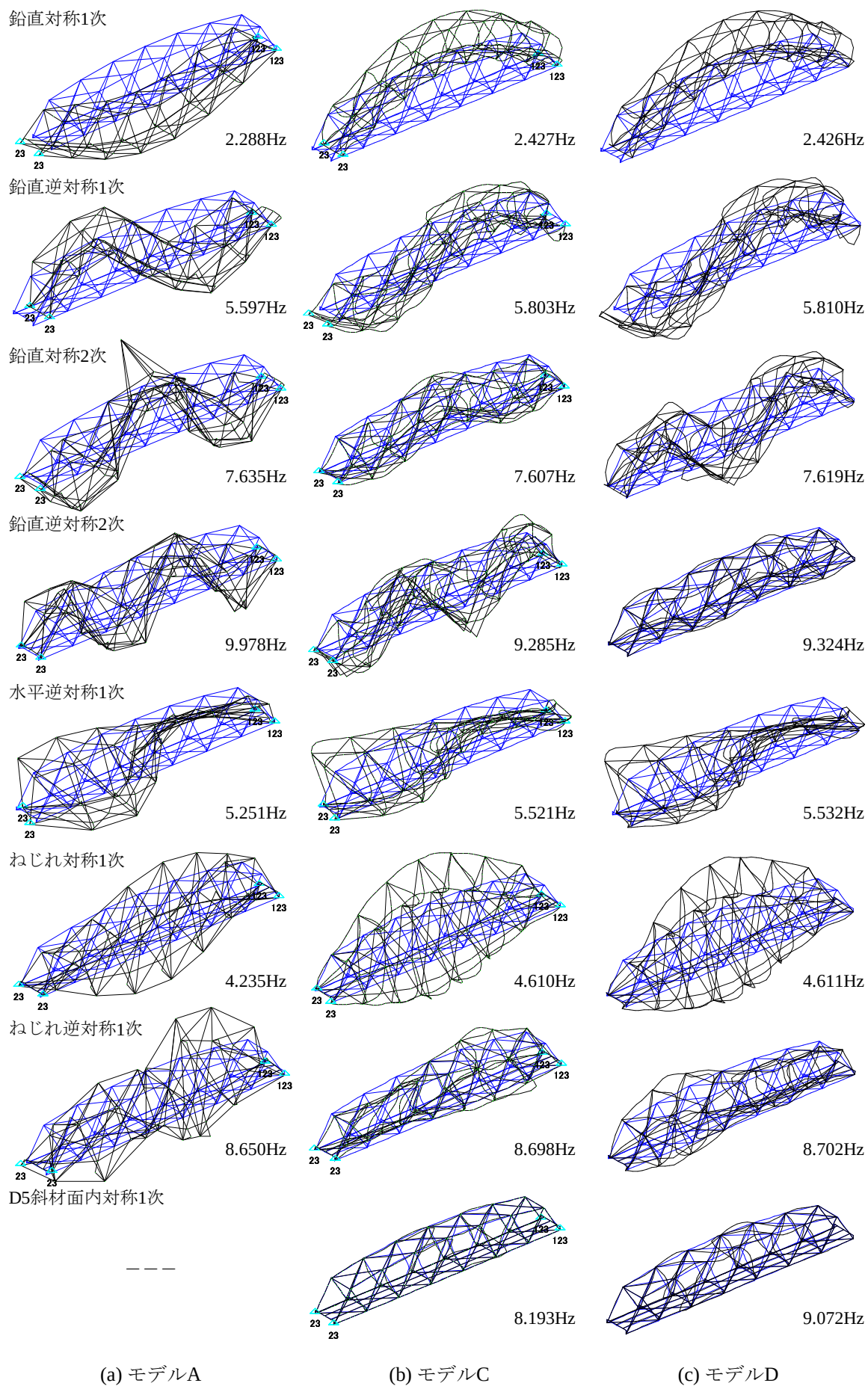


図-7 モデル化の違いによる固有振動モードの比較

表-6のうち、まず、立体骨組モデルを擬似的に2次元としたモデルBを見ると、モデルAに比べて固有振動数は高く、高次モードになるほど増加する傾向にある。これはトラス面外方向の自由度を拘束したことによる2次元と3次元の違いであり、高次になるほど鉛直振動に水平モードやねじれモードが連成するといえる。

次に、局所モードが考慮できるモデルCと、モデルCに対して死荷重時軸力を考慮したモデルDを比較すると、D5、D3斜材の局所モードの固有振動数はモデルDの方が明確に高く、斜材の振動モードに対して死荷重時引張力の影響が10～20%程度であることがわかる。一方、全体モードの固有振動数は両者で大きな差はなく、死荷重時軸力の影響は小さい。

また、最も実挙動に近いと考えられるモデルDと基本モデルAの全体モードの固有振動数を比べると、6Hz程度以下の低次モードである鉛直対称1次、逆対称1次、橋軸方向誘導円木、水平対称1次、逆対称1次、ねじれ対称1次の振動数はモデルDの方が高い。これは、斜材をはり要素に変換したことにより、トラス主構の面内、面外の剛性に斜材の曲げ剛性が付与された影響と考えられる。一方、8～12Hz帯の固有モードである鉛直逆対称2次、対称3次、逆対称3次、ねじれ対称2次の振動数はモデルDの方が総じて小さい。この8～12Hzの振動数帯には約9HzのD5斜材および約11HzのD3斜材の面内対称1次モードが多数存在し、図-7の固有振動モードの比較でわかるように、この振動数帯の全体モードには斜材の局所モードや格点間の上下弦材の局所モードが連成したため、振動数が小さくなったものと考えられる。また、7.6Hzの鉛直対称2次モードはモデルDとAで振動数はほとんど一致しているものの、モード図からわかるようにD5斜材の局所モードやD5斜材とトラス

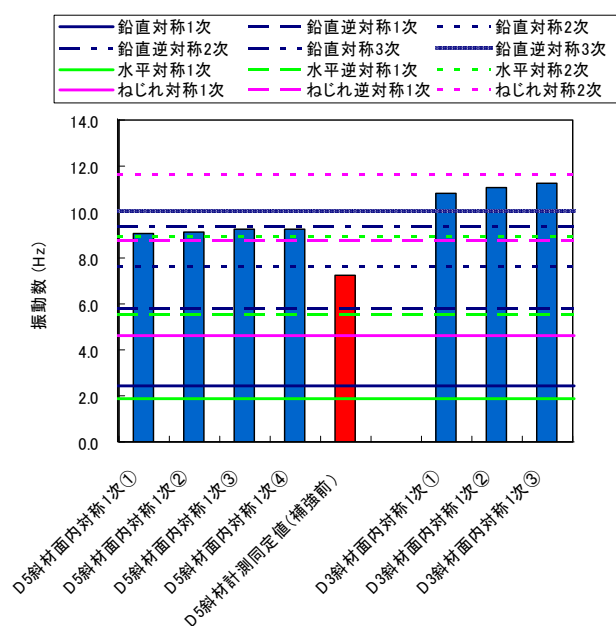


図-8 斜材局所モードと全体モードの固有振動数比較

形成している上下弦材の局所モードが連成し、MAC が0.85に低下し、D5斜材の局所モードの存在による影響が現れている。

図-8にモデルDの場合の斜材局所モード振動数を縦棒グラフで並べ、全体モードの振動数を横線グラフで比較したものを示す。なお、同図には表-2で示したD5斜材が半破断した状態の計測同定値(赤色縦棒グラフ)も付記している。D5斜材が健全な状態では、ねじれ逆対称1次や鉛直逆対称2次モードと振動数が近接し、連成振動が生じる可能性がある。また、D5斜材の半断面が破断すると、D5斜材の1次モードは計測同定値で7.2Hzにまで低下するため、鉛直対称2次モード(解析値は7.6Hz、計測同定値は7.1Hz)と近接し、車両走行などの強制外力によりこの振動数域で加振された場合は内部共振が生じる可能性が示唆される。

4.2 斜材損傷を模擬した複素固有値解析

(1) 減衰と斜材損傷のモデル化

前節の固有値解析モデルDに対して、減衰をモデル化して複素固有値解析¹⁴⁾を行う。解析は、D5斜材が健全な状態と半断面が破断した状態の2ケース行う。

ここでは、D5斜材が損傷した際のモード減衰比の変化を感度分析的に捉えるため、その減衰要因としては、鋼材の材料内部減衰と可動支承部のクーロン摩擦に起因する減衰のみを考えた。鋼材の材料内部減衰比 ξ_m は上部鋼構造の耐風設計等でよく用いられる0.003(対数減衰率 δ では0.02)¹⁴⁾をモデルDの全はり要素に一律与えた。D5斜材の損傷を模擬するケースでは、損傷したD5斜材1本に対して8分割したうちの下端部1要素に表-7に示す半断面破断の断面定数を与えて、剛性低下をモデル化した。損傷斜材の減衰比のモデル化については、材料実験なしで正確な値を理論的に求めることは困難であるため、ここでは、表-2に示した計測同定値を参照して健全な状態の5倍の0.015をD5斜材1本分のはり要素に与えた。

表-7 D5斜材の損傷パラメータ

	軸剛性	曲げ剛性		材料内部減衰比 ξ_m
	A (cm ²)	面内I _y (cm ⁴)	面外I _z (cm ⁴)	
健全	41.6	1235	9359	0.003
半断面破断	20.8	617	103	0.015
比率	0.50	0.50	0.01	5.00

可動支承部のクーロン摩擦は式(4)に示す等価粘性減衰係数 C_e を用いて、見かけ上の粘性減衰力 $C_e \dot{u}$ に置換できる¹⁵⁾。

$$C_e = \frac{4F}{\pi \omega a} \quad (4)$$

ここで、 a は支承部における可動方向の振動振幅、 ω は固有円振動数、 F は摩擦力であり、摩擦係数を μ 、接触面に働く垂直力を N とすると $F = \mu N$ で表される。したがって、摩擦力および振動振幅が与えられれば等価粘性減衰定数 C_e の値が定まるが、対象橋梁の荷重車走行時の可動支承部水平移動量は計測していない。そこで本検討では、可動支承の減衰特性は、ある振幅で最大値を示しその前後では小さくなっていく山なりの振幅依存性があるという既往の研究成果^{15), 16)}を参照して、過度にモード減衰比が大きくなるような C_e の値を $1000\text{kN}\cdot\text{s/m}$ と仮定した（死荷重時鉛直反力 $N=945\text{kN}$ /支点、動摩擦係数 $\mu=0.01$ 、鉛直対称 1 次モード固有円振動数 $\omega=16.2\text{rad/s}$ 、振動振幅 $a=0.7\text{mm}$ 程度を想定）。また、可動支承部の可動方向のバネ定数は十分に小さい値の 10kN/m とした。

以上のような減衰および斜材損傷のモデル化により、本橋全体の自由振動を一般的な運動方程式に定式化できるため、減衰マトリクスを含めた複素固有値問題に帰着させて解くことが可能となる。

(2) 斜材損傷による減衰変化特性

複素固有値解析によって得られた D5 斜材損傷前後の固有振動数およびモード減衰比を対比したものを表-8 および図-9 に示す。表-8 の固有振動数を見ると、D5 斜材の面内対称 1 次モードの一つが健全な状態の 9.07Hz が 7.84Hz にまで 14% 低下している。これは、計測同定値において健全な状態の 8.8Hz が 7.2Hz まで 18% 低下したと概ね合っており、損傷斜材の剛性のモデル化は妥当であるといえる。一方、それ以外の斜材局所モードおよび全体モードの固有振動数はほとんど変化がなく、計測同定値において斜材の局所的な損傷が全体モード

の固有振動数に与える影響は小さいという結果とも合致している。

次に、全体モードのモード減衰比を見ると、 6Hz 以下の低次モードでは斜材損傷による変化は小さいが、損傷斜材の固有振動数に近接する鉛直対称 2 次モードの減衰変化率は 32% と大きい。また、次に近接するねじれ逆対称 1 次モードの変化率は 11% ある。減衰のモデル化には種々の仮定があり、計測同定値との絶対値の比較までは難しいものの、斜材との連成振動が見られる全体モードでは、斜材局所損傷による減衰変化が大きいという定性的な傾向は捉えられたものと考えられる。

5. まとめ

斜材端部に亀裂損傷が発見された鋼トラス橋を対象に、補強前後で荷重車走行試験による振動計測を行い、同一部材、同一径間の振動特性変化として対比できる有用な振動データを得た。本論文では、鋼トラス橋のヘルスマニタリング確立に向けた基礎的研究として、斜材の局所的な亀裂損傷が鋼トラス橋の振動特性にどれだけの変化をもたらすかを定量的に把握することを目的に、上記振動データの実験モード解析および理論モード解析を行った。

得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 実験モード解析より、端部が半断面破断した引張斜材のトラス面内方向の固有振動数は補強後の状態と比べて $10\sim 31\%$ 低下し、モード減衰比は $18\sim 478\%$ 増加し、モードごとに変化率に差が見られるものの振動理論と概ね整合する結果が得られた。
- (2) 実験モード解析より、斜材の半断面破断による全体振動モードに対応した固有振動数の変化は僅か

表-8 複素固有値解析結果

モード形状		モデルD (D5健全)			モデルD (D5半破断)			変化率	
		次数	振動数(Hz)	モード減衰比	次数	振動数(Hz)	モード減衰比	振動数	モード減衰比
全体モード	鉛直対称1次	2	2.441	0.0383	2	2.440	0.0384	0%	0%
	鉛直逆対称1次	8	5.813	0.0333	8	5.795	0.0344	0%	3%
	鉛直対称2次	9	7.619	0.0033	9	7.583	0.0043	0%	32%
	鉛直逆対称2次	17	9.325	0.0032	17	9.320	0.0032	0%	0%
	鉛直対称3次	21	9.988	0.0031	21	9.986	0.0032	0%	2%
	鉛直逆対称3次	22	10.036	0.0031	22	10.035	0.0031	0%	1%
	橋軸方向遊動円木	6	4.709	0.0406	6	4.708	0.0403	0%	-1%
	水平対称1次	1	1.895	0.0100	1	1.895	0.0100	0%	0%
	水平逆対称1次	7	5.535	0.0065	7	5.534	0.0065	0%	0%
	水平対称2次	11	8.926	0.0032	12	8.930	0.0032	0%	-1%
	ねじれ対称1次	4	4.613	0.0049	4	4.600	0.0049	0%	1%
ねじれ逆対称1次	10	8.708	0.0056	11	8.688	0.0062	0%	11%	
ねじれ対称2次	33	11.555	0.0046	33	11.537	0.0047	0%	3%	
局所モード	D5面内対称1次①	12	9.073	0.0033	10	7.836	0.0105	-14%	222%
	D5面内対称1次②	13	9.140	0.0026	13	9.100	0.0031	0%	19%
	D3面内対称1次①	29	11.094	0.0024	29	11.092	0.0025	0%	1%
	D3面内対称1次②	30	11.228	0.0026	30	11.225	0.0026	0%	1%

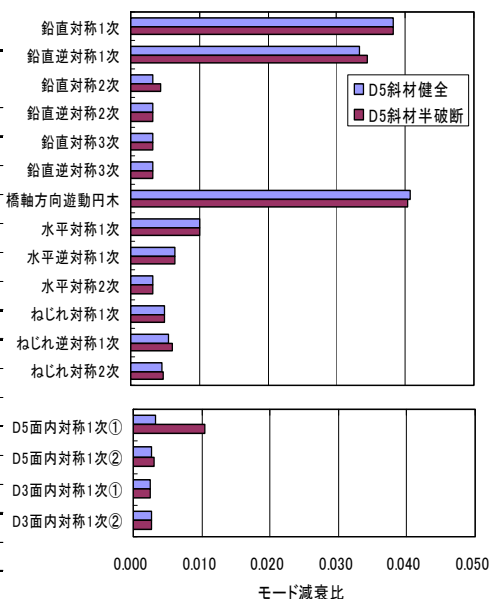


図-9 モード減衰比の比較

あり、明確な傾向は見いだせない。一方、D5 斜材の低次固有振動数帯に位置する全体モードのモード減衰比は増加傾向にあり、このような全体モードに着目すれば、斜材損傷による減衰増加として捉えられる可能性が示唆された。

- (3) 斜材単独の局所モード固有振動数を、計測同定値、固有振動解析値およびよりの曲げ振動理論値の3者で比較した結果、対象とした橋梁では、斜材端部の結合条件が設計上の仮定であるピンの状態より固定の状態に近いことが確認された。
- (4) 固有振動解析より、全体モードの鉛直対称、逆対称2次やねじれ逆対称1次モードの固有振動数近傍には、周期的に配置された斜材の局所モードが多数存在し、内部連成するというトラス橋特有の振動性状が確認された。
- (5) 損傷を模擬した複素固有値解析より、斜材の局所的な損傷が全体モードの固有振動数に与える影響は小さいという実験モード解析からの知見と整合する結果が得られた。
- (6) また、損傷斜材の固有振動数に近接する鉛直対称2次モードの減衰比が顕著に増加し、斜材との連成振動が見られる全体モードでは、斜材局所損傷による減衰変化が大きいという定性的な傾向を理論モード解析においても捉えることができた。

今回、複素固有値解析により斜材と内部連成が見られる全体モードの斜材損傷による減衰変化を定性的に捉えることができたが、今後は、時刻歴応答解析を用いて車両走行などの強制外力により内部共振が生じた場合の減衰変化がどの程度であるかについて検討する必要がある。また、振動減衰のエネルギー的評価法¹⁷⁾を用いて斜材損傷による減衰変化の絶対値について理論的に解明することも課題の一つとして挙げられる。その次のステップとしては、全体モードの減衰変化から損傷部位が同定可能かについての検討があり、今後も鋼トラス橋に対する合理的な維持管理手法の確立に向けて研究を進めていきたい。

参考文献

- 1) 道路橋の予防保全に向けた有識者会議:道路橋の予防保全に向けた提言, 2008.5.
- 2) 宮本文穂, 森川英典, 久保田祐二: 非比例減衰を考慮した振動特性に基づく既存コンクリート橋の損傷評価, 土木学会論文集 No.490/V-23, pp.111-120, 1994.5.
- 3) 阿部雅人, 藤野陽三, 長山智則, 池田憲二: 常時微動計測に基づく非比例減衰系の構造同定と長大吊橋への適用例, 土木学会論文集, No.689/ I -57, pp.261-274, 2001.10.
- 4) 古川愛子, 大塚久哲, 梅林福太郎: 未知の加振力によるフーリエ振幅比を利用した損傷同定手法の実橋梁による検証, 構造工学論文集, Vol.53A, pp.258-267, 2007.3.
- 5) Dionysius M. Siringoringo, Yozo Fujino: System identification of suspension bridge from ambient vibration response, Engineering Structures, Vol.30, pp.462-477, 2008.2.
- 6) 岡林隆敏, 中忠資, 奥松俊博, Hao JIEXIN: 多次元 AR モデルを用いた常時微動による橋梁振動特性推定法と推定精度の検討, 土木学会論文集 A, Vol.64, No.2, pp.474-487, 2008.6.
- 7) 金哲佑, 川谷充朗: 単一車両走行による橋梁振動データを用いた橋梁の健全度評価, 鋼構造論文集, 第15巻, 第58号, pp.37-46, 2008.6.
- 8) R.O. Curadelli, J.D. Riera, D. Ambrosini, M.G. Amani: Damage detection by means of structural damping identification, Engineering Structures, 2008.7.
- 9) 山本鎮男・編著:ヘルスモニタリングー機械・プラント・建築・土木構造物・医療の健全性監視ー, 共立出版, 1999.8.
- 10) 山田郁夫, 楠原栄樹, 河藤千尋: 長大橋の動的挙動と振動制御ー動態観測システム計測結果, ケーブル振動対策ー, 橋梁と基礎, pp15-19, 2008.6.
- 11) 吉岡勉, 原田政彦, 山口宏樹, 伊藤信: 斜材の実損傷による鋼トラス橋の振動特性変化に関する一検討, 構造工学論文集, Vol.54A, pp199-208, 2008.3.
- 12) Juang, J.N. and Pappa, R.S.: An eigensystem realization algorithm for modal parameter identification and modal reduction, Journal of Guidance, control, and Dynamics, Vol.8, No.5, pp.620-627, 1985.
- 13) FEMAP with NX Nastran V9.3 ユーザーズマニュアル 2007.
- 14) 山口宏樹: 構造振動・制御, 共立出版, 1996.5.
- 15) 米田昌弘: 橋梁の可動支承部における摩擦力に起因した構造減衰特性に関する2,3の考察, 土木学会論文集, No.492/VI-23, pp.137-145, 1994.6.
- 16) 中島章典, 土岐浩之: 剛体ばねモデル解析を用いた桁橋の構造減衰特性に関する基礎的研究, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.793-800, 1998.3.
- 17) 山口宏樹, 高野晴夫, 小笠原政文, 下里哲弘, 加藤真志, 加藤久人: 斜張橋振動減衰のエネルギー的評価法と鶴見つばさ橋への適用, 土木学会論文集, No.543/ I -36, pp.217-227, 1996.7.

(2008年9月18日受付)