

## 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

A study on the vibration characteristics change of the steel truss bridge by the real damage of diagonal member

吉岡 勉\*, 原田 政彦\*\*, 山口 宏樹\*\*\*, 伊藤 信\*\*\*\*  
Tsutomu YOSHIOKA, Masahiko HARADA, Hiroki YAMAGUCHI, Shin ITOU

\*工修, 大日本コンサルタント(株) 構造事業部 (〒343-0851 埼玉県越谷市七左町 5-1)  
\*\*博(工), 大日本コンサルタント(株) 事業開発本部 (〒170-0003 東京都豊島区駒込 3-23-1)  
\*\*\* 工博, 埼玉大学大学院教授, 理工学研究科 (〒338-8570 さいたま市桜区下大久保 255)  
\*\*\*\* 埼玉大学大学院, 理工学研究科 ( 同上 )

This article examined how the vibration characteristics of the steel truss bridge changed by the real damage of diagonal member. At first, for the truss bridge where diagonal members corroded and cracked, ambient vibration measurement and vibration measurement by the load car run testing were performed. Secondly, the accurate identification of the vibration characteristics change by RD-ERA method was tried with the vibration data provided. As a result, some knowledge was provided about a change of global and local mode characteristics by the partial damage of diagonal member.

*Key Words: truss bridge, diagonal member damage, vibration measurement, RD-ERA method*  
キーワード: トラス橋, 斜材損傷, 振動計測, RD-ERA 法

### 1. はじめに

現在, 我が国では, 既設橋梁の適切な維持管理による延命化が必須の課題となっている. 振動特性の変化を利用した健全度評価は, 多大の労力と経験的技術を要する目視点検を補う手法として注目され, さまざまな方面で研究がなされている<sup>1)~10)</sup>.

これらの研究の多くは, 振動データから安定した同定が可能な固有振動数に着目して, 損傷による変化を捉えようとしたものである. また, 河川内橋脚の調査では, 衝撃振動試験により同定した固有振動数の大きさから洗掘状況を診断する手法が確立されている<sup>11)</sup>. しかし, 鋼上部構造に着目すると, 固有振動数は損傷による変化が極めて小さい場合が多く, 健全度評価のための指標として適しているとは必ずしも言えない. また, 損傷を模擬した模型実験や, 撤去が決まっている実橋梁を用いて損傷を与える実験が行われているが, 振動特性の変化を大きくしようと思う余り, 経年劣化により実際に生じるであろう損傷とは掛け離れた損傷を与えている例が見受けられる. これらのことから, 振動特性変化に基づく鋼道路橋の健全度評価手法は未だ確立されるまでには至っていないのが現状といえる.

このような状況下にあつて, 先頃, 米ミネソタ州ミネアポリスで高速道路の橋梁 (3 径間連続鋼上路式トラス

橋, 1967 年竣工) が供用中に崩壊するという衝撃的な事故が発生した<sup>12)</sup>. 事故原因は最終的にはガセットプレートの板厚が過小であったこととされた<sup>13)</sup> が, 注目すべきは, このような既存不適合を含め, 目視主体の定期点検だけでは崩壊の危機を感知できなかったという事実であり, 現在の維持管理手法の不確実性を露呈しているといえる. 一方, 日本においても, 国道 23 号の木曾川大橋と国道 7 号の本荘大橋 (どちらも単径間鋼下路式平行弦ワーレントラス橋, 前者 1963 年, 後 1966 年竣工) で, コンクリートと接した斜材が腐食により破断するという事故が相次いで発生した<sup>14), 15)</sup>. いずれの事故も 1960 年代に建設された鋼トラス橋であり, 構造的リダンダンシーが低い<sup>15)</sup> と考えられる鋼トラス橋に対して, 信頼性が高く合理的な健全度評価手法を確立することは急務であるといえる.

著者らは, 鋼トラス橋 (以下, A 橋という) で, コンクリートとの接触により実際に腐食が進行した斜材の常時微動を計測する機会を得た. また, 斜材に亀裂や部分的な破断が生じた別の鋼トラス橋 (以下, B 橋という) では, 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い, 斜材や弦材の振動データを得ることができた.

本論文では, 斜材の腐食や亀裂, 部分的破断といった局部的な実損傷が, 全体モード特性および内部連成を含めた局所モード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として、上記振動データの詳細な分析を行った。また、その際に、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の解明を試みた。

## 2. 実橋梁における振動計測

### 2.1 A 橋の振動計測

#### (1) 橋梁概要

A 橋は、図-1 に示す支間長 72.8m の単径間鋼下路式平行弦ワーレントラス橋 14 連であり、1966 年に竣工した河川を跨ぐ橋梁である。供用年数は 41 年である。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る。道路面の下に下弦材があり、歩道のある下流側の斜材は道路面のコンクリート地覆を貫通する構造であったが、雨水の浸透による腐食が懸念されたため、2007 年 8 月に周囲の地覆をはつる工事が行われた。また、工事後の緊急点検により、鋼材の腐食範囲、腐食による減肉量が調査された。

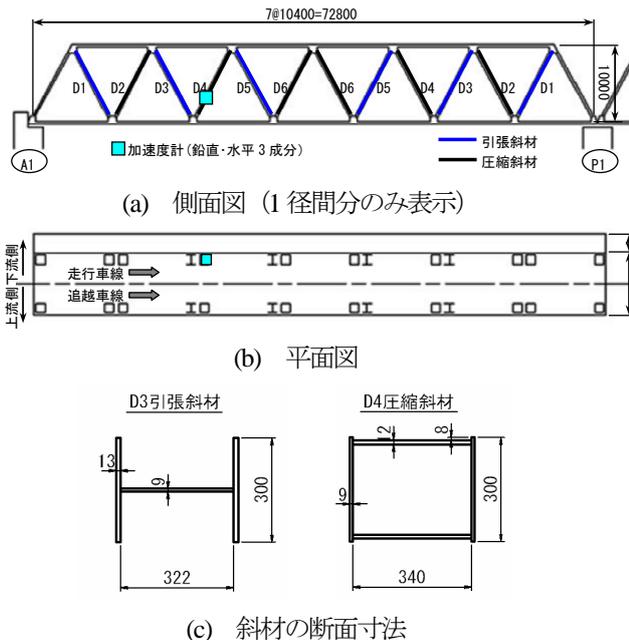


図-1 A 橋の一般図および加速度計設置位置

#### (2) 損傷状況

歩道側の斜材のうち、腐食による断面欠損率が大きかった第 2 径間 D4 圧縮斜材 (斜材の部材番号は図-1(a)参照) の腐食状況を写真-1 に示す。腐食は、コンクリート地覆の厚さ 100mm の範囲で進行し、フランジに比べてウェブ表面の腐食が顕著であった。最大腐食深さは 6mm で、最大断面欠損率は 23.7% であった。

一方、第 1 径間の D4 圧縮斜材は、腐食による最大断面欠損率が 6.2% と小さく、第 2 径間の D4 圧縮斜材と比べて健全な状態であった。



写真-1 D4 圧縮斜材の腐食状況 (第 2 径間)

#### (3) 計測内容

斜材の腐食による振動特性変化を同定することを目的として、腐食が進行した第 2 径間 D4 圧縮斜材 (以下、腐食斜材) と比較的健全な状態であった第 1 径間 D4 圧縮斜材 (以下、健全斜材) の簡易な振動計測を 2007 年 9 月 3 日に実施した。交通規制は行わず、交通車両による常時微動 (ランダム振動) を計測した。

使用した計測機器を表-1 に示す。斜材単独の対称 1 次振動、逆対称 1 次振動を捉えるため、斜材 1/4 点に圧電型加速度計 3 個を直接マグネットで設置した。写真-2 に示すように、加速度計の向きはトラス橋全体の座標系に合わせて設置し、斜材の面内振動 (橋軸方向)、面外振動 (橋軸直角方向) および鉛直振動を計測した。サンプリング周波数は 200Hz で、約 5 分間の計測を行った。

なお、H 形断面である引張斜材の方が、ウェブ両面から腐食が進むため圧縮斜材より断面欠損率は大きいですが、緊急の当て板補強工事が行われたため、腐食したままの状態の振動を計測することはできなかった。

表-1 計測機器一覧

機器	型式	メーカー	仕様
圧電型加速度計	707IS	TEAC	電圧出力タイプ、絶縁型 感度: 10mV/m/s <sup>2</sup> 応答周波数: 3~12000Hz
A/D変換器	USB-9233	NI	4ch/台, 24bit
計測ソフトウェア	LabVIEW	NI	
ノート型PC	CF-T5A	Panasonic	Windows XP

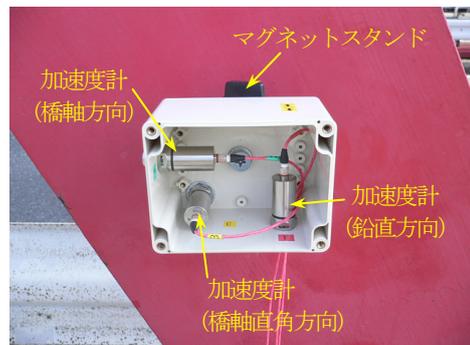


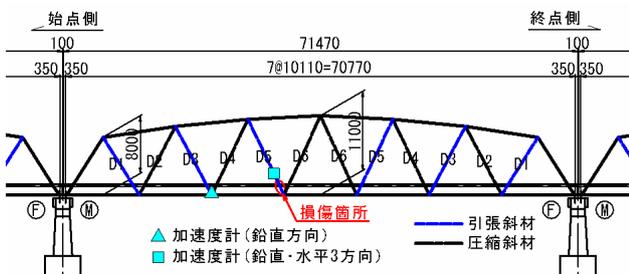
写真-2 加速度計の設置状況

## 2.2 B 橋の振動計測

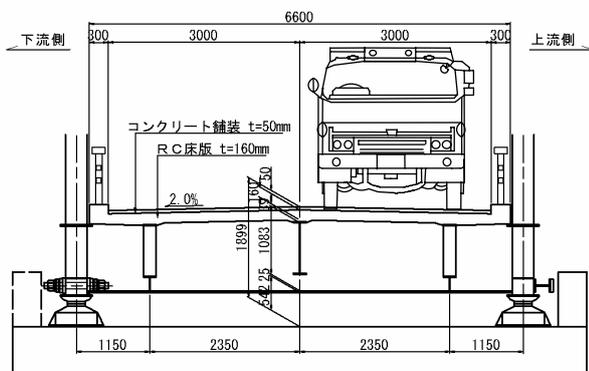
### (1) 橋梁概要

B 橋は、図-2 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。供用年数は 42 年である。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部を有し、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-2(b) に示すように斜材は、A 橋とは違って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。

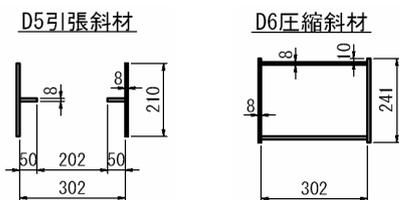
本橋では 2005 年 9 月に定期点検（目視点検）が行われ、鋼材の腐食は A～E の 5 段階評価で A もしくは B であり、床版も一部にひびわれや遊離石灰が散見されるものの状態は良く、緊急対応の必要はないと診断されている。また、斜材に損傷が発見された 2007 年 7 月には、緊急点検として斜材上下端 57 箇所の磁粉探傷試験が行われ、4 箇所の亀裂の発生が確認された。



(a) 側面図 (1 径間のみ表示)



(b) 断面図



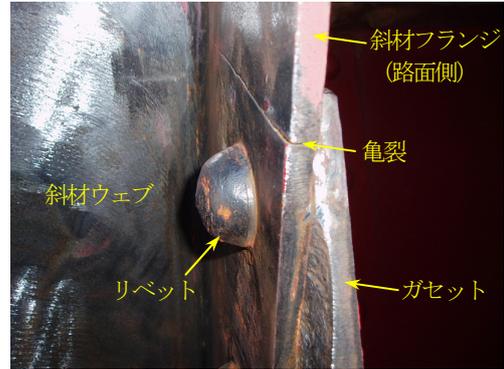
(c) 斜材の断面寸法

図-2 B 橋の一般図および加速度計設置位置

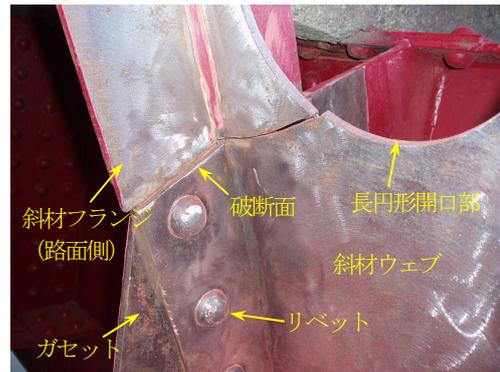
### (2) 損傷状況

第 2 径間の上流側 D5 引張斜材で発生した亀裂の状況を写真-3(a) に示す。亀裂は、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、ウェブまでは進展していない。また、第 4 径間の同じ上流側 D5 引張斜材では、写真-3(b) に示すとおり斜材下端のガセットとの境界面で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。斜材に生じたこれらの損傷は、交通車両もしくは風による振動からの 2 次応力に起因する疲労損傷であると推察されるが、詳細は今のところ不明である。



(a) 亀裂が生じた引張斜材 (第 2 径間)



(b) 半断面破断した引張斜材 (第 4 径間)

写真-3 D5 引張斜材の損傷状況  
(注：塗装をケレンした状態で撮影)

### (3) 計測内容

斜材に生じた亀裂や部分的破断による振動特性変化を同定することを目的として、亀裂が生じた斜材を有する第 2 径間、半断面破断した斜材を有する第 4 径間および比較的健全な状態である第 1 径間を対象に、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。

荷重車は総重量 20t の大型 3 軸ダンプトラック 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 ケースとした。

使用した計測機器を表-2 に示す。加速度計の設置位置は、図-2(a) に示すとおり上流側の D5 引張斜材 1/4 点と、上下流側の下弦材 L/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を計測した。対象径間内の斜材、下弦材の振動は最大 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、対象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。

表-2 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 <sup>2</sup> , 20m/s <sup>2</sup> 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. A橋の振動変化同定

2.1節で示したA橋の常時微動計測により得られた斜材の振動計測データを用いて、健全斜材と腐食斜材の振動特性の違いを分析した結果を以下に示す。

#### 3.1 FFTによる振動変化同定

D4 圧縮斜材の振動計測データのうち、面内振動（橋軸方向）の時系列波形とFFTによるフーリエスペクトルを図-3に示す。スペクトルを見ると明確なピークが2つあり、健全斜材の卓越振動数 15.50Hz は腐食斜材の 15.55Hz に、健全斜材の 16.95Hz は腐食斜材の 16.90Hz にそれぞれ対応し、腐食による振動特性の変化に明確な傾向は見いだせない。

#### 3.2 RD-ERA法による振動変化同定の精緻化

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)<sup>16)</sup>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。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などを併用す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ので、常時微動を用いた場合は自由振動波形を抽出する方法が必要となる。その方法として、RD法 (Random Decrement Method)<sup>17)</sup>を用いた。RD法は、外力を平均0となる理想的なランダム外力(ホワイトノイズ)として仮定し、応答を時間軸上で、閾値などの条件によって抽出し、多数重ね合わせて平均することで、ランダム応答成分を除去し自己相関関数を得る方法である。

常時微動波形からRD法により抽出した自由振動波形のうち、面内振動の波形を図-4に示す。初期値の振幅は健全斜材の約0.4m/s<sup>2</sup>に対して腐食斜材は約0.2m/s<sup>2</sup>と半分程度になっているが、これは、振幅レベルの違いを無

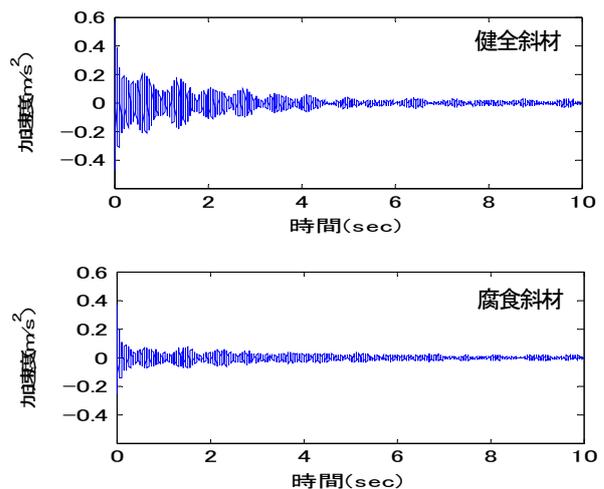


図-4 RD法により抽出された自由振動波形(面内振動)

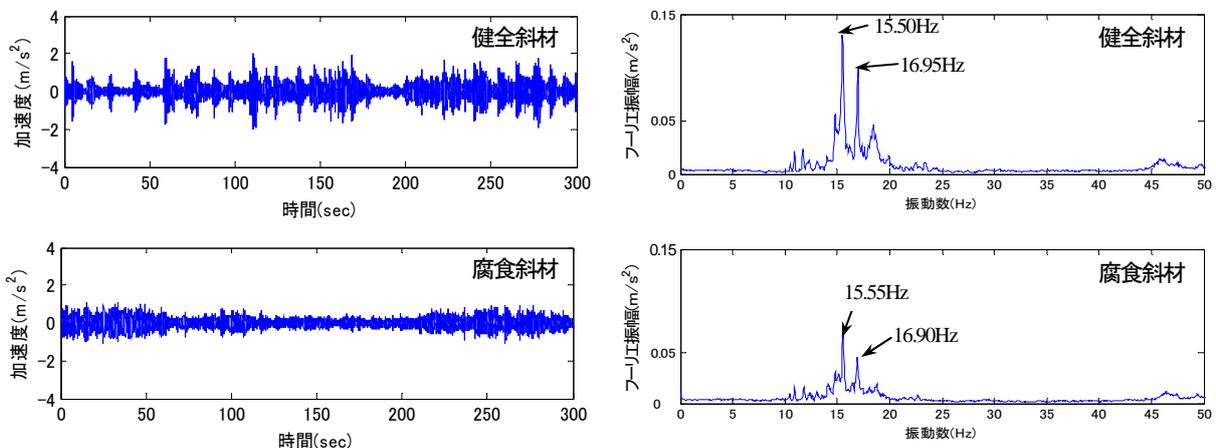
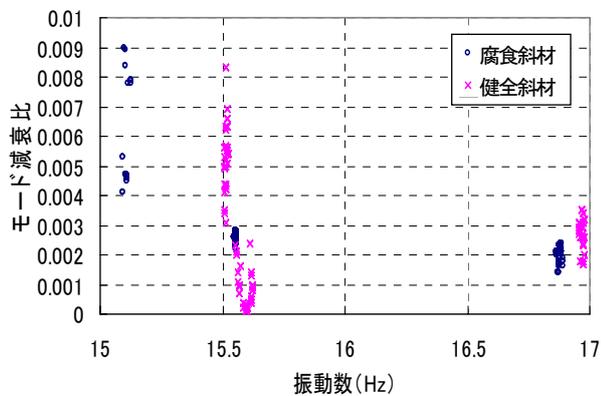


図-3 D4 圧縮斜材の時系列波形とフーリエスペクトル(面内振動)

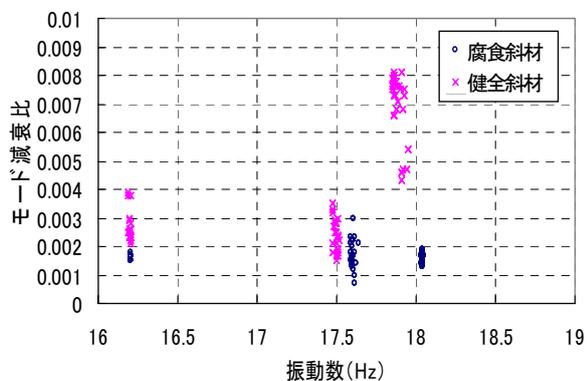
視して極大値を機械的に重ね合わせたため、交通車両の違いによる振幅レベルの差がそのまま残ったものと考えられる。また、特に健全斜材では図-3のスペクトルで示した2つの近接振動数による明確なうなりの発生が見られる。これは、斜材の振動が、斜材1本が完全に分離された局所振動ではなく、寸法等がほぼ同一の他の斜材と内部共振を起こし、近接した2つの固有振動数が存在してうなりを引き起こしたものと考えられる。

抽出した自由振動波形の6秒間のデータを用いて単点ERA解析を行った。ERA解析に際しては、ハンケルマトリクスを1000×200とし、MACの値が0.9999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ている。ERA解析より同定された固有振動数とモード減衰比の関係を図-5に示す。同図には、上記と同様な方法で解析した面外振動の結果も併せて示している。図-5に示したプロットのうち、真の値と判断できるモードの固有振動数とモード減衰比の平均値(および標準偏差)を、健全斜材と腐食斜材で対比したものが表-3である。

表-3を見ると、腐食による振動数の変化率は0.1~0.9%と僅かであるものの、面内振動の16.9Hz帯を除いて、振動数が増加する傾向が見られる。しかし、付録に示すように、腐食を模擬した斜材単体の固有振動解析を



(a) 面内振動



(b) 面外振動

図-5 ERA解析により同定された固有振動数とモード減衰比の関係

行ったところ、腐食による固有振動数の変化率は高次モードにおいても0.1%以下となり、有意な変化は認められなかった。解析結果については、図-6に示すように、コンクリート地覆を貫通したことによる今回の腐食は斜材1/4点付近での局部的なものであり、腐食範囲内の平均断面欠損率は14%と大きいものの、斜材1本あたりに換算した場合の質量低下率および剛性低下率は僅か0.1%程度であるため、振動数に明確な変化は生じなかったものと考えられる。計測同定値で見られた振動数の増加傾向の原因については、今後、さらなる分析が必要である。

一方、モード減衰比は27~77%と大きく変化し、腐食斜材の減衰比は面内・面外ともに減少している。しかし、図-4の自由振動波形で明らかのように、腐食斜材の振幅レベルは健全斜材の半分程度と、振幅依存性が影響していることは明白であり、現段階では、腐食による減衰変化について定量的な把握までは至らなかった。

表-3 同定結果の腐食による変化

(a) 面内振動

固有振動数 (Hz)			モード減衰比		
健全斜材	腐食斜材	変化率(%)	健全斜材	腐食斜材	変化率(%)
15.51 (0.00)	15.55 (0.00)	0.3%	0.0053 (0.0009)	0.0025 (0.0001)	-52%
16.97 (0.01)	16.88 (0.01)	-0.5%	0.0028 (0.0005)	0.0020 (0.0003)	-30%

(b) 面外振動

固有振動数 (Hz)			モード減衰比		
健全斜材	腐食斜材	変化率(%)	健全斜材	腐食斜材	変化率(%)
16.20 (0.00)	16.21 (0.00)	0.0%	0.0027 (0.0006)	0.0016 (0.0001)	-40%
17.50 (0.01)	17.60 (0.01)	0.6%	0.0024 (0.0005)	0.0018 (0.0005)	-27%
17.89 (0.03)	18.04 (0.00)	0.9%	0.0069 (0.0012)	0.0016 (0.0002)	-77%

注1) 固有振動数およびモード減衰比は同定値の平均を示す。

注2) 変化率(%) = (f2 - f1) / f1 × 100

注3) 括弧内は標準偏差を示す。

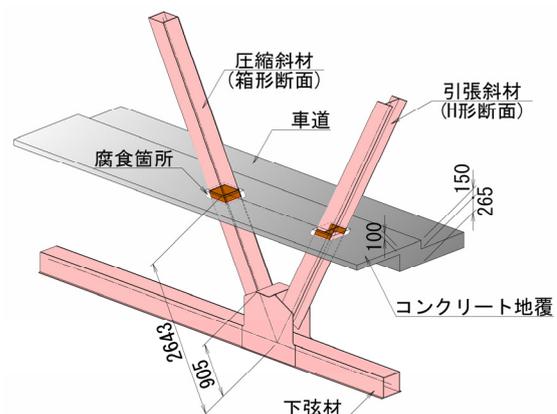


図-6 斜材端から腐食箇所までの距離関係

### 3.3 固有振動数の同定値と理論値の比較

D4 圧縮斜材の健全な状態での固有振動数として同定された値と、式(1)に示す理論式により求めた値を比較し、斜材端部の結合条件について考察する。なお、実際は全体モードとの連成や他部材との内部共振を含めた複雑な振動性状での同定値と考えられるが、便宜上、斜材1本が完全に分離された局所振動であるとの前提に立って比較を行った。

$$f_n = \frac{(\lambda nl)^2}{2\pi l^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (1)$$

ここで、 $E$  : ヤング係数  
 $I$  : 断面2次モーメント  
 $l$  : 斜材の部材長  
 $m$  : 斜材の単位長さあたり質量

理論値算出において、斜材の部材長 $l$ としては、斜材と弦材の軸心の交点である格点間の距離とした場合と、図-6に示したガセット部の長さを控除した場合の2ケースを行った。比較結果を表-4に示す。

部材長を格点間の距離として両端の結合条件を固定とした場合の理論値が、計測により同定された固有振動数に近いことがわかる。したがって、斜材のリベット継手による結合条件は、厳密には弾性支持と考えられるが、その弾性の度合いは設計上の仮定であるピンの状態よりは固定の状態に近く、さらに結合点はガセットの面ではなく、格点付近であることがわかった。

表-4 同定値と理論値の比較

振動モード	計測同定値	理論値		
		材端条件	部材長①	部材長②
面内対称1次	15.52～ 16.97Hz	両端ピン	7.07Hz	9.72Hz
		両端固定	16.02Hz	22.02Hz
面外対称1次	16.20～ 17.89Hz	両端ピン	7.97Hz	10.95Hz
		両端固定	18.05Hz	24.82Hz

注)部材長①:格点間距離とした場合  $l=11.273\text{m}$   
 部材長②:ガセット部を控除した長さとした場合  $l=9.615\text{m}$

## 4. B橋の振動変化同定

2.2節で示したB橋の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、斜材の亀裂や部分的な破断が全体モード特性および局所モード特性に及ぼす影響について分析した結果を以下に示す。

### 4.1 立体骨組解析による振動特性の把握

振動計測データの分析に先立ち、立体骨組モデルによる固有振動解析を行い、B橋の理論的な振動モード特性の把握を行った。解析モデルを図-7に示す。立体骨組モデルは、竣工図面の断面諸元から作成し、鋼材の腐食や

斜材の亀裂損傷等は考慮せず、竣工時の理想的な状態としてモデル化した。格点部の結合条件は固定とした。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床版の剛性を加算した。弦材は格点間で2分割、斜材は格点間で4分割し、局所モードが捉えられるように配慮した。支承条件は、固定・可動の理想的な状態でモデル化し、橋脚は無視した。

固有振動解析より得られた主要な固有振動モードを図-8に示す。走行試験に用いたダンプトラックの車両バ

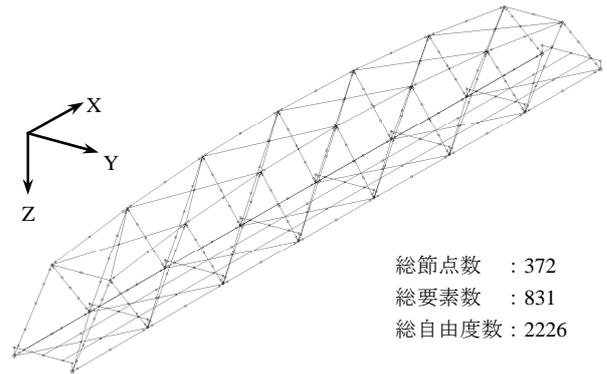


図-7 立体骨組モデル

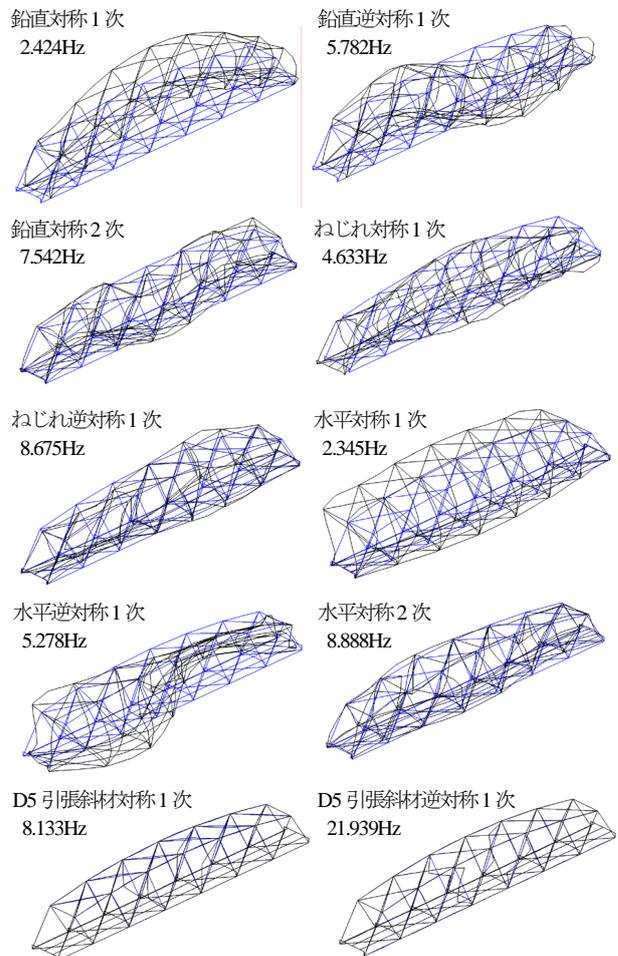


図-8 主要な固有振動モード

網上振動は2~5Hz程度であり、車両走行により鉛直対称1次モードやねじれ対称1次モードが励起されると考えられる。また、車両バネ下振動は10Hz付近であり、鉛直対称2次モードやねじれ逆対称1次モードが誘発されると考えられる。なお、同図にはD5引張斜材の単独モードとして面内方向の対称1次モードと逆対称1次モードを示した。

## 4.2 斜材の振動変化同定

### (1) FFTによる同定

亀裂や部分的破断が生じたD5引張斜材の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図-9に示す。第1径間の健全な斜材のフーリエスペクトルと前節の固有振動解析結果との対比から、卓越振動数8.79Hzは斜材の対称1次モード、24.12Hzは逆対称1次モードと考えられる。卓越振動数10.60Hzは、面外振動モードとの連成や車両バネ下振動との連成とも考えられるが、対称構造であることから下流側の斜材との連成モードと推察される。

第4径間の部分的に破断した斜材の対称1次モード卓越振動数は7.28Hzと健全な斜材に比べ17%低下している。また、逆対称1次モードの卓越振動数も20.60Hzと健全な斜材に比べ15%低下し、斜材の部分的な破断による剛性低下が明瞭に現れている。

また、第2径間の亀裂が発生した斜材の時系列波形を見ると、8.98Hzと10.38Hzの近接モードによるうなりが発生し、うなりの影響で振幅レベルは第1、4径間より

大きいものとなっている。また、逆対称1次モードの卓越振動数は23.46Hzと健全な斜材と比べて2.7%低下している。

### (2) ERAによる同定の精緻化

荷重車走行試験による計測データ長は1分間程度と短く、十分な重ね合わせ回数を必要とするRD法による自由振動波形の生成は難しい。そこで、車両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、それ以外の条件はA橋の場合と同じとした。

単点ERA解析により同定された固有振動数とモード減衰比の平均値を表-5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。また、上記と同様な方法で解析した面外振動の同定値も併せて示している。図-10は表-5の値をプロットしたものである。

表-5(a)の斜材面内振動の固有振動数を見ると、第4径間の部分的な破断が生じた斜材は健全な斜材と比べて固有振動数が22%低下し、FFTによる分析結果と同様の結果が得られている。また、破断が生じた斜材のモード減衰比は、9.88Hzの減衰を除いて健全な斜材より増加する傾向にある。一方、第2径間の亀裂が生じた斜材では、23.33Hzの逆対称1次モードで、健全な斜材より12%固有振動数が低下している。亀裂が生じた斜材のモード減衰比は健全な斜材に比べて低下傾向にある。これは亀裂のみの影響ではなく、うなりをもたらす内部共振も関係

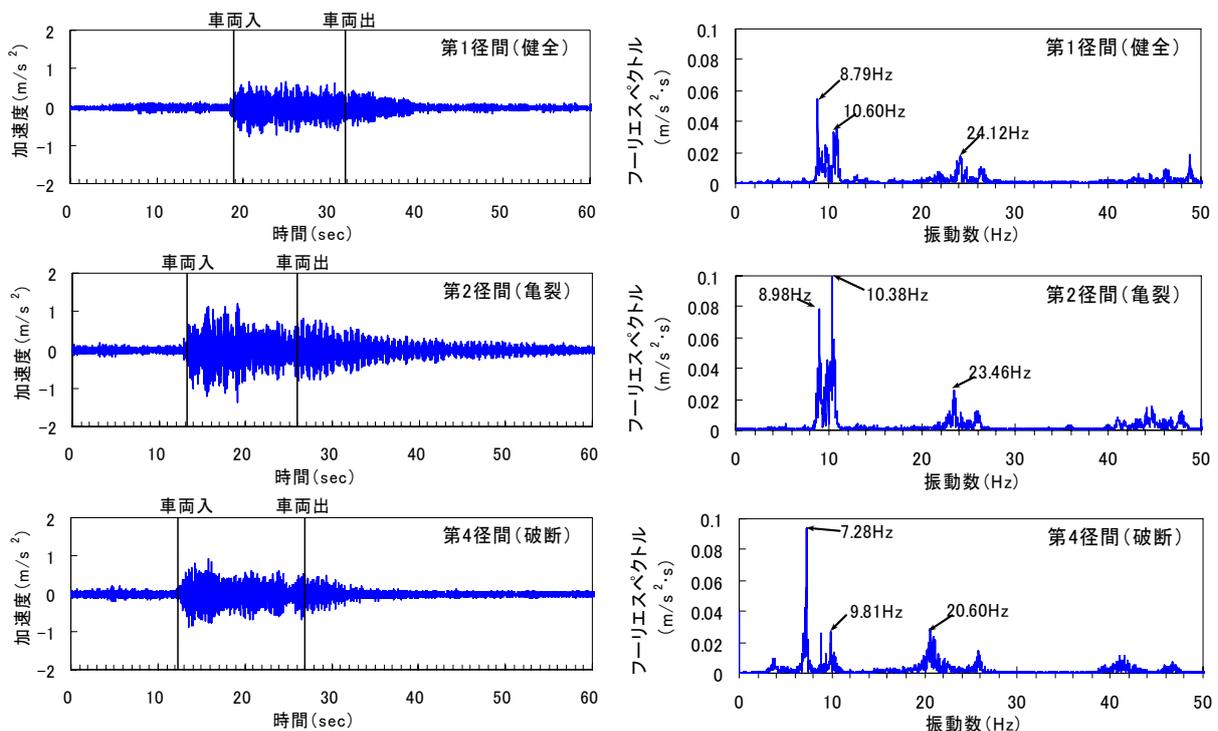


図-9 20km/h 走行時のD5引張斜材の時系列波形とフーリエスペクトル(面内振動)

表-5 ERA 解析による同定結果の斜材損傷による変化 (斜材)

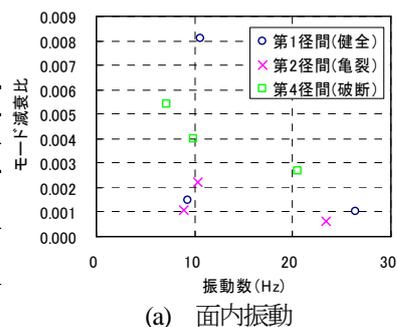
(a) 面内振動

固有振動数 (Hz)					モード減衰比				
第1径間 (健全)	第2径間 (亀裂)	第4径間 (破断)	第1径間との変化率		第1径間 (健全)	第2径間 (亀裂)	第4径間 (破断)	第1径間との変化率	
			第2径間	第4径間				第2径間	第4径間
9.30	8.96	7.22	-4%	-22%	0.0015 (0.0010)	0.0011 (0.0002)	0.0054 (0.0003)	-27%	260%
10.62	10.38	9.88	-2%	-7%	0.0081 (0.0005)	0.0022 (0.0010)	0.0040 (0.0011)	-73%	-51%
26.38	23.33	20.55	-12%	-22%	0.0010 (0.0001)	0.0006 (0.0002)	0.0027 (0.0003)	-40%	170%

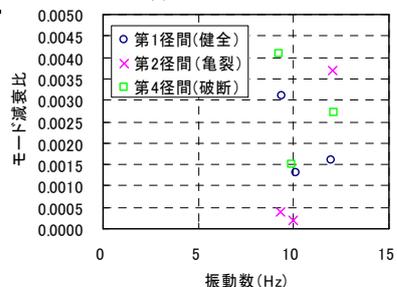
(b) 面外振動

固有振動数 (Hz)					モード減衰比				
第1径間 (健全)	第2径間 (亀裂)	第4径間 (破断)	第1径間との変化率		第1径間 (健全)	第2径間 (亀裂)	第4径間 (破断)	第1径間との変化率	
			第2径間	第4径間				第2径間	第4径間
9.35	9.31	9.25	0%	-1%	0.0031 (0.0003)	0.0004 (0.0001)	0.0041 (0.0009)	-87%	32%
10.11	9.95	9.89	-2%	-2%	0.0013 (0.0003)	0.0002 (0.0002)	0.0015 (0.0009)	-85%	15%
11.98	12.04	12.11	1%	1%	0.0016 (0.0003)	0.0037 (0.0005)	0.0027 (0.0004)	131%	69%

注1) 固有振動数およびモード減衰比の値は、Stabilization diagramとして安定した得られた値の平均値を示す。  
 注2) 変化率(%) = (f2-f1)/f1×100      注3) モード減衰比の括弧内は標準偏差を示す。



(a) 面内振動



(b) 面外振動

図-10 同定結果のプロット(斜材)

していると考えられ、今後、詳細な検討が必要である。

表-5(b)に示す斜材面外振動では、固有振動数の変化はわずかであり、振動が比較的小さいこともあって、モード減衰比についても一様な傾向は見られなかった。

### 4.3 下弦材の振動変化同定

#### (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図-11 に示す。健全な斜材を有する第1径間のフーリエスペクトルと図-8に示した固有振動解析結果との対比から、いずれの卓越振動数もトラス橋の全体振動モードに対応し、2.59Hz は鉛直対称1次モード、5.30Hz は鉛直逆対称1次モード、7.30Hz は鉛直対称2次モード、8.89Hz はねじれ逆対称1次モードと考えられる。9.69Hz は計測点数が少ないため正確なモード同

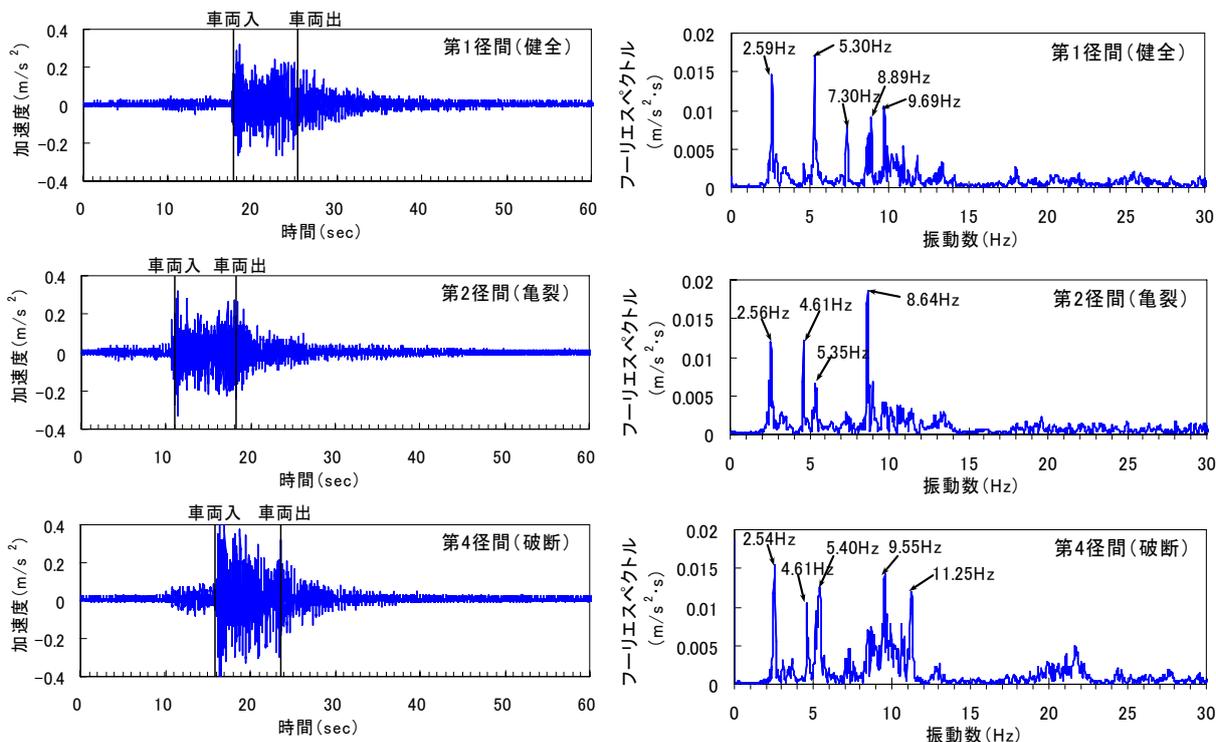


図-11 40km/h 走行時の下弦材 L/4 点上流側の時系列波形とフーリエスペクトル (鉛直振動)

表-6 ERA 解析による同定結果の斜材損傷による変化（下弦材鉛直振動）

固有振動数 (Hz)					モード減衰比				
第1径間 (健全)	第2径間 (亀裂)	第4径間 (破断)	第1径間との変化率		第1径間 (健全)	第2径間 (亀裂)	第4径間 (破断)	第1径間との変化率	
			第2径間	第4径間				第2径間	第4径間
2.58	2.60	2.59	1%	0%	0.0094 (0.0003)	0.0123 (0.0010)	0.0102 (0.0001)	31%	9%
—	4.60	4.60	—	—	—	0.0022 (0.0000)	0.0036 (0.0001)	—	—
5.27	5.33	5.23	1%	-1%	0.0032 (0.0004)	0.0022 (0.0003)	0.0050 (0.0004)	-31%	56%
7.27	—	—	—	—	0.0049 (0.0001)	—	—	—	—
8.64	8.64	8.55	0%	-1%	0.0036 (0.0001)	0.0025 (0.0001)	0.0058 (0.0002)	-31%	61%
9.70	9.01	9.61	-7%	-1%	0.0037 (0.0003)	0.0011 (0.0003)	0.0081 (0.0008)	-70%	119%

注1) “—” は同定されなかったことを示す。

定が難しいが、鉛直逆対称2次モードではないかと推察される。また、第2, 4径間で卓越した4.61Hzはねじれ対称1次モードと考えられるが、第1径間では卓越していない。

## (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。同定結果を表-6 に、プロット図を図-12 にそれぞれ示す。

表-6 を見ると、斜材の局所的損傷による、全体振動モードに対応した固有振動数の変化は僅かであり、明確な傾向は見いだせない。一方、モード減衰比は、健全な状態の第1径間に比べて部分的に破断した斜材を有する第4径間では、明らかに増加傾向にあり、全体モード特性においても斜材損傷による減衰変化が捉えられる可能性を示唆している。亀裂が生じた斜材を有する第2径間では、モード減衰比が減少傾向にあるが、これも亀裂のみの影響ではなく、斜材の内部共振によるうなりも関係しているものと考えられる。

## 5. まとめ

最近、相次いで異常が発見されている鋼トラス橋を対象に、実際の損傷を有した状態で振動計測を行い、有用な振動データを得ることができた。

本論文では、振動特性変化に基づく健全度評価手法確立のための基礎的研究として、斜材の腐食や亀裂、部分的破断といった局所的な実損傷が、全体モード特性および内部連成を含めた局所モード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、上記振動データの詳細な分析を行った。なお、実損傷の部材の振動データを題材としていることから、厳密には同一部材における損傷前後の比較ではないが、部材諸元が全く

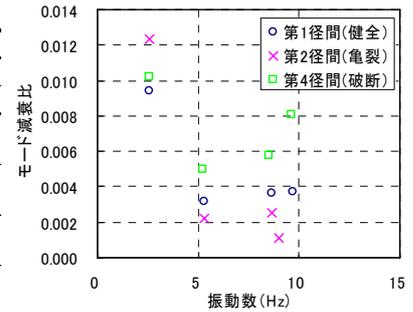


図-12 同定結果のプロット  
(下弦材鉛直振動)

の同一であることから、損傷による振動特性変化を捉えることと概ね同意と位置づけて行った。

得られた知見を以下にまとめる。

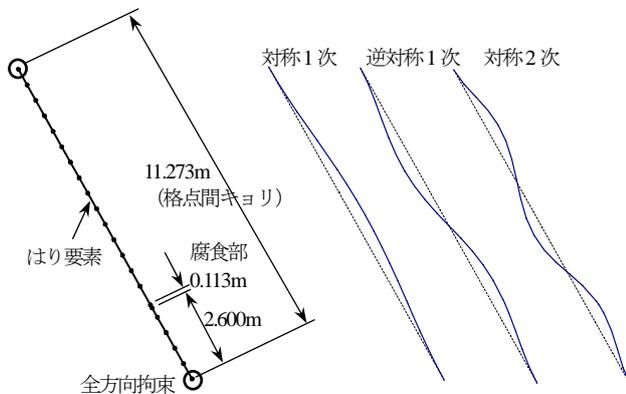
- (1) 局部的に腐食が進行した圧縮斜材の局所モード固有振動数は、健全な状態と比べて有意な変化は見られなかった。また、ERA より求めたモード減衰比は振幅依存性が影響して、腐食による減衰変化を単独で捉えることはできなかった。
- (2) 圧縮斜材の固有振動数として同定された値と、斜材単独の局所モードという仮定の下での理論値との比較により、斜材端部のリベット継手による結合条件は固定の状態に近く、その結合点はガセットの面ではなく、格点付近であることが判明した。
- (3) 端部が部分的に破断した引張斜材のトラス面内方向の固有振動数は、健全な状態と比べて20%程度低下し、剛性低下の影響が局所振動特性に明瞭に現れた。また、ERA により求めたモード減衰比は2倍程度大きくなり、斜材の部分的な破断による局所モードの減衰特性変化は固有振動特性変化より大きいことが確認された。
- (4) 亀裂が生じた引張斜材のトラス面内方向の固有振動数は、斜材の逆対称1次モードで最大12%の低下が確認され、高次の局所モードにおいて亀裂による固有振動数変化を捉えられる可能性が示された。一方、モード減衰比はうなりの発生による減衰低下が影響して、亀裂による減衰変化を単独で捉えることはできなかった。
- (5) 斜材の部分的破断による、全体振動モードに対応した固有振動数の変化は僅かであり、明確な傾向は見いだせない。一方、モード減衰比は明らかに増加傾向にあり、全体モード特性においても斜材損傷による減衰変化が捉えられる可能性が示唆された。

今回、トラス斜材の部分的な破断による振動特性変化を明確に捉えることができたが、著者らが目指すべきところは目視点検では発見が難しい部位の腐食や亀裂等

の損傷による振動特性変化を正確に捉えることである。また、減衰変化を利用した健全度評価手法として実用化するためには、減衰同定値のばらつきの問題、減衰の振幅依存性の問題、健全状態における振動初期値の採取の問題、損傷部材検出のためには相当数のセンサーが必要と考えられ計測費用が問題になるなど課題は多く、今後、一つ一つ解決を目指したい。また、相次いで異常が発生している斜材の損傷原因についても分析し、鋼トラス橋に対する適切な維持管理手法を模索していきたい。

### 付録 腐食を模擬した圧縮斜材単体の固有振動解析

A 橋の D4 圧縮斜材単体を対象に、腐食を模擬した骨組みモデルによる固有振動解析を行い、理論上における腐食による振動数変化の確認を行った。



付図-1 解析モデルと固有振動モード

付表-1 健全部と腐食部の断面定数の比較

		健全部	腐食部	欠損率(%)	
断面積A		cm <sup>2</sup>	136	116	-14%
断面2次 モーメント	面内Iy	cm <sup>4</sup>	19143	16177	-15%
	面外Iz	cm <sup>4</sup>	24304	21083	-13%
単位長さあたり質量		tf/m	0.117	0.100	-14%
斜材1本の全質量		tf	1.320	1.318	-0.1%

付表-2 固有振動解析結果

次数	固有振動数(Hz)			モード形状
	健全斜材	腐食斜材	変化率(%)	
1	16.03	16.04	0.0%	面内対称1次
2	18.06	18.07	0.0%	面外対称1次
3	44.19	44.20	0.0%	面内逆対称1次
4	49.79	49.82	0.1%	面外逆対称1次
5	86.51	86.50	0.0%	面内対称2次

### 参考文献

1) 貝戸清之, 阿部雅人, 藤野陽三, 依田秀則: レーザー常時微動計測手法の構築と構造損傷検出への応用, 土木学会論文集, No.689/ I -57, pp.183-199, 2001.10.

2) 小幡卓司, 林川俊郎, 佐藤浩一, 水草浩一: 振動モニタリングデータに基づいた鋼橋の損傷同定に関する基礎的研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.531-538, 2000.3.

3) 貝戸清之, 阿部雅人, 藤野陽三: 不確実性に起因する振動特性変化の定量化とその有意性検定手法, 土木学会論文集, No.682/ I -56, pp.399-414, 2001.7.

4) 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.

5) 山口宏樹, 藤原亨, 山口和範, 松本泰尚, 堤和彦: 多々羅大橋にみる長大斜張橋のケーブル振動連成とその減衰性能への影響, 土木学会論文集, No.766/ I -68, pp.309-323, 2004.7.

6) 岡村隆敏, 奥松俊博, 中宮義貴: 高精度自動振動数推定システムによる構造物損傷の検知に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.51A, pp.479-490, 2005.3.

7) J.W.Lee, J.D.Kim, C.B.Yun, J.H.Yi, J.M.Shim: Health monitoring method for bridges under ordinary traffic loadings, Journal of Sound and Vibration, Vol.257(2), pp.247-264, 2000.

8) Q.W.Zhang: Statistical identification for bridges using ambient vibration data, Computers and Structures, Vol.85, pp.476-485, 2006.

9) Dionysius M.Siringoringo, Yozo Fujino: Experimental study of laser Doppler vibrometer and ambient vibration for vibration-based damage detection, Engineering Structures, Vol.28, pp.1803-1815, 2006.

10) 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.

11) (財)鉄道総合技術政策総合研究所ホームページ: <http://www.rtri.or.jp/rd/openpublic/rd43/soil-foundation/index.html>

12) 日経コンストラクション, 2007年8月24日号, pp.10-12.

13) 朝日新聞ホームページ: 記事「設計ミスで補強板強度不足 米ミネソタの橋崩落」, 2008年1月16日号.

14) 日経コンストラクション, 2007年7月27日号, pp.64-67.

15) 日経コンストラクション, 2007年9月14日号, pp.14-15.

16) 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.

17) 田村幸雄, 佐々木淳, 塚越治夫: RD法による構造物のランダム振動時の減衰評価, 日本建築学会構造系論文集, No.454, pp.29-38, 1993.12.

(2007年9月18日受付)