

## 5径間単純PC橋の経年変化と曲げ破壊履歴による固有振動特性の変化

愛媛大学大学院 正会員 博(工) 森 伸一郎  
愛媛大学大学院 ○小林 巧

Abstract : A multi-stage destructive loading experiment was conducted on one span of a 55 year old five-span 180 m long simply-supported PC-girder bridge to be removed. The purposes of research are to study the variation of natural vibration characteristics between the five spans due to aging, and to clarify the changes of the characteristics due to the destructive deformation by impulse hammering vibration tests. Eigenvalue analysis on a FEM model was carried out for evaluation of low order vibration modes and frequencies. After the destructive loading with shear failure, a peak corresponding to the first bending mode disappeared in each Fourier spectrum of vertical motions, the natural frequency of the first torsional mode decreased by approximately 30 %.

Key words : Natural frequency, Destructive loading, Eigenvalue analysis

### 1. はじめに

国内における橋長15 m以上の道路橋は16万橋を超え、その内約38 %がPC橋である<sup>1)</sup>。これらの橋梁の多くは架設後数十年を経過し、経年に伴う損傷が問題となっている。これに対し、橋梁の維持管理では現在では5年に1回の近接目視を基本とする定期点検<sup>2)</sup>が義務付けられているが、目視点検は橋梁技術者の経験と主観的な判断によるところが大きく、高度な専門知識や豊富な経験が必要とされる。

以上の背景から、知識や経験が無くても客観的で定量的に損傷進展状態を把握できるモニタリング手法が必要とされている。それに応えるため固有振動特性の変化に着目した振動測定による損傷評価に関する研究が行われてきた<sup>3)~4)</sup>。加藤ら<sup>3)</sup>は、 $\pi$ 型ラーメンPC橋を対象に多段階載荷試験と振動測定を行い、載荷の各段階で1次固有振動数が低下し減衰定数が増加し、最大荷重載荷後には1次固有振動数は18%低下したことを明らかにした。宮本ら<sup>4)</sup>は、RC単純T桁橋を対象に人工損傷を導入し、導入前後の固有振動特性を解析モデルと併せて比較し1次曲げ固有振動数が約8%低下したことなどを明らかにした。これらから損傷を与えると固有振動特性が変化することがわかる。しかし、実際のPC単純桁橋に対して破壊載荷を行い損傷進展に伴う固有振動特性の変化を捉えようとする研究は例が少ない。

このたび、55年経過して損傷が進み撤去予定の5径間PC単純桁橋の多段階載荷破壊実験が土木研究所ほかにより実施された<sup>5)</sup>。著者らは、この実験に参加して実験中・実験後に振動測定を行い、破壊にまで至る載荷履歴を受けた1径間の固有振動特性の変化を調査した。未載荷のほかの4径間にも同様の振動測定を行い、固有振動特性の平均値とばらつきを点検結果の損傷程度の違いの観点から考察した。

### 2. 築別橋の概要

対象橋梁は北海道羽幌町の築別川に架かる一般国道232号の旧・築別橋である。この橋梁は供用後55年が経過して損傷が進んだため撤去される予定の5径間ポステンPC単純桁橋であり、25~40 m上流に平行して4径間PC橋の築別橋が架かっている。図-1に旧・築別橋の側面図および断面図を示す。橋長180.3 m、支間長34.3 m、幅員6 m、主桁のコンクリートの設計基準強度は40 N/mm<sup>2</sup>である。径間1で破壊載荷実験が実施された。同橋は、日本海側海岸線から平均で約170 mの距離にあり、健全度Ⅲ、塩害対策区分B1に判定されている。2010年度に行われた定期点検および診断の結果では、「主桁・横桁・

床版のコンクリート補強材に損傷が発生しており、主桁・横桁には損傷ランクc~eのひび割れ、剥離・鉄筋露出もあり、損傷範囲の拡大や耐荷力の低下が懸念されるため、速やかに補強材の補修、断面修復等を講じる必要がある」と記載されている。径間1~3はPCケーブル破断の可能性があるなど損傷レベルが大きく、犠牲陽極工法による防食などの対策が行われている<sup>6)</sup>。

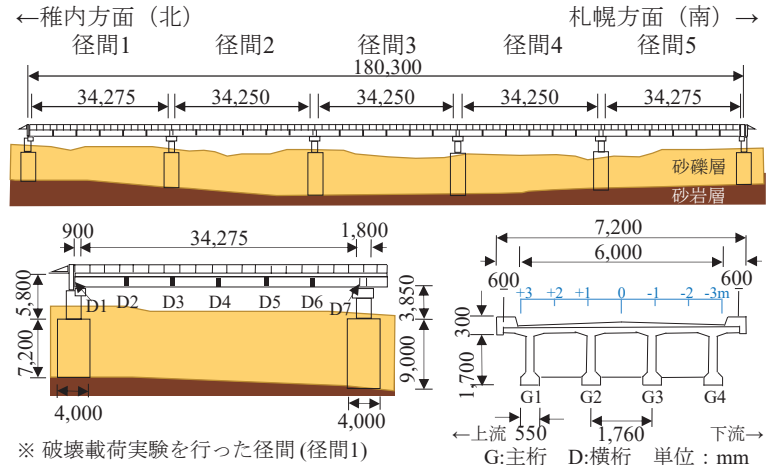


図-1 旧・築別橋の側面図および断面図

3. 数値解析による検討

載荷前の低次固有振動モードの現れ方を振動測定で把握することを目的に、汎用有限要素法(FEM)コードABAQUS 6.9 Student Edition<sup>7)</sup>で数値解析を行った。モデルは主桁、横桁、地覆から成り、舗装と高欄は再現していない。解析コードの制限により橋軸方向を12分割とした。境界条件は一端ピン・他端ローラーとした。コンクリート物性は、質量密度 2,400 kg/m<sup>3</sup>、ヤング係数 3.83E+10 N/m<sup>2</sup>、ポアソン比 0.2である。ヤング係数は現地で測定した弾性波速度 4,211 m/sから逆算した。図-2に解析モデルと1~5次の固有振動モードを示す。表-1に固有値解析結果を示す。別途実施した検討により低次振動モードではモード形の出現順序が変わらないことやモード間の振動数比も大差ないことを確かめている。

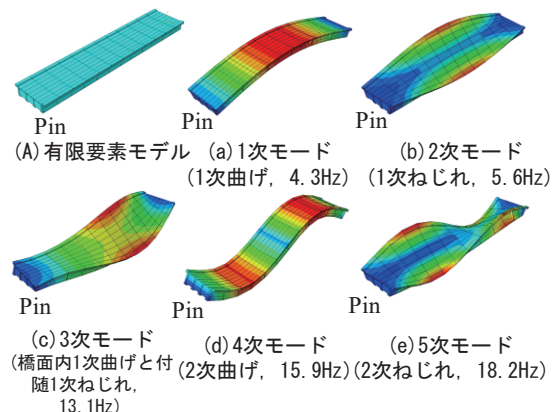


図-2 解析モデルと1~5次の固有振動モード

表-1 固有値解析結果 (1~5次まで)

固有振動モードの解釈	振動数 (Hz)	刺激係数		
		鉛直方向	橋軸方向	橋軸直角方向
1次曲げ	4.3	1.238	0.201	0.000
1次ねじれ	5.6	0.000	0.000	-0.894
橋面内1次曲げと付随する半径間1次ねじれ	13.1	0.000	0.000	1.067
2次曲げ	15.9	0.053	-0.527	0.000
2次ねじれ	18.2	0.000	0.000	0.376

1~5次の固有振動モードは、低振動数側から順に、1次に1次曲げモード、2次に1次ねじれ、3次に「橋面内1次曲げと付随する半径間1次ねじれ」、4次に2次曲げ、5次に2次ねじれが確認され、比が1次:2次は、曲げで1:3.1、ねじれで1:3.3である。曲げ:ねじれは1次で1:1.31、2次で1:1.15であり、2次曲げと2次ねじれで固有振動数が近い。これらを参考に実験で各モードが特定できることが期待される。

4. 定期点検結果による損傷程度と振動測定による固有振動数との関係

4. 1 定期点検結果による損傷程度の分析

径間ごとの近接目視による損傷の種類・程度と固有振動特性の関係をj知することを目的に、2

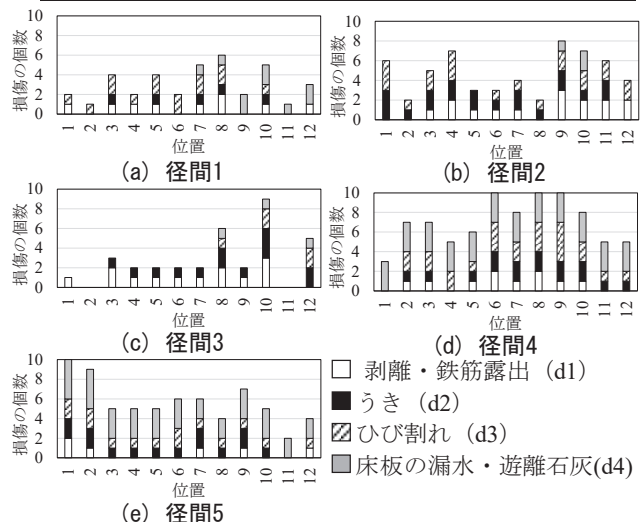


図-3 定期点検結果に基づく各径間の上部工下面の損傷個数の橋軸分布

015年実施の定期点検結果の分析を行った。桁の損傷は剥離・鉄筋露出 (d1) やうき (d2), ひび割れ (d3), 補修・補強材の損傷が主で, 床板の漏水・遊離石灰 (d4), 床板ひび割れ, 補修・補強材の損傷などに分類されていた。桁のひび割れは曲げひび割れではなく, 鉄筋に沿った橋軸方向のものとコンクリート表面の亀甲状のものであった。ここでは, 剛性低下に寄与の大きいと考えられる損傷に焦点を当て, d1, d2, d3, d4の個数 (N) を損傷指標とし, 橋軸方向に12分割して区間ごとに損傷個数を数えた。図-3に定期点検結果に基づく各径間の上部工下面の損傷個数の橋軸分布を示す。損傷程度と分布は径間ごとに差異があり, 損傷個数総数では径間1,3で少なく, 径間4,5で床板の遊離石灰が多い。

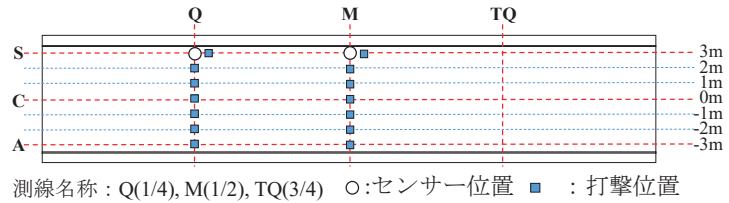


図-4 振動測定時の速度計(センサー)位置と打撃位置

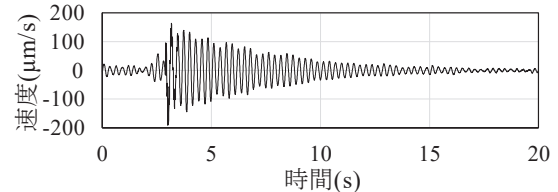


図-5 MA打撃のMSセンサーの上下動の速度波形

#### 4. 2 振動測定の方法

載荷径間以外の4径間の固有振動特性を知るために, 振動測定を実施した。図-4に振動測定時の速度計(センサーと言う)位置とハンマー打撃点を示す。測線は橋軸直角方向にQ (1/4径間), M (1/2径間), TQ (3/4径間)の線を, 橋軸方向にS (センサー側車道外側線), C (中央線), A (センサー反対側車道外側線)の線を設け, それらの直交線の交点を定義し, MS, QS地点にセンサーを設置した。Q線, M線上に1m間隔でそれぞれ7点設定し, 計14点を木製ハンマーで打撃した。隣接する築別橋を車両が通行しており, その振動を避け測定を実施した。測定には3成分の感震器とAD変換器が内蔵された0.5~20 Hzで平坦な利得の動コイル型速度計GEODAS (ANET社製) 2台を用いた。AD周波数は200 Hzで, 打撃 3秒前から20.48 秒間のデータを抽出しスペクトル解析を行った。図-5にMA打撃のMSセンサーの上下動の速度波形を示す。打撃とともにパルス状に振動が生じ, 種々の振動数成分が含まれた初期に対し, しだいに振幅が指数関数の曲線状に減衰し, 最後に微動レベルにまで低下している。

#### 4. 3 振動測定による固有振動数の特定

図-6に径間2から5の打撃による振動の3成分の速度フーリエスペクトルを示す。図左側はMA打撃時のMSセンサーの場合, 右側はQA打撃時のQSセンサーの場合である。剛心線から離し, ねじれモードの励起を意図した打撃点のケースである。明瞭なピークが確認でき卓越振動数が特定できる。径間2では, 測定時に隣接橋に大型車両が通過したため, MA+1 m打撃時のデータを採用しているが, この期間でも隣接橋車両通過の影響が現れ, 他径間と比べ鉛直以外の水平2成分の振幅が大きい。

図-6の鉛直成分のスペクトルピークには低次の固有振動モードの記号 (1B, 1Tなど) を示すとともに読み取った卓越振動数を示す。図-2の固有振動モードを参照することで, センサー位置と打撃点の組合せと鉛直成分 (以下, V成分), 橋軸直角方向成分 (以下, T成分), 橋軸方向成分 (以下, L成分) のピークの出現の組合せから, 演繹的に固有振動モードを特定できる。

1次曲げモード (1B) では, 橋面全面でV成分が卓越し, L成分が出現し, T成分は出現しない。3.6~3.8 Hzのピークが明瞭に相当する。一方, 1次ねじれモード (1T) では, V, T成分は中心線付近に想定されるモード節線では出現しないが, 両側端側に離れるにつれ出現・卓越し, L成分が出現する。4.5~4.6 Hzのピークが明瞭に相当する。2次曲げモード (2B) では, T成分は出現しない。QSセンサーではV成分が卓越し, L成分が出現するが, MSセンサーでは節線上のためV成分が卓越しない。QSにありMSにない卓越ピークとなる。2次ねじれモード (2T) も2Bと同様であるが, T成分が出現する。12~13 Hz付近のピークはMSで現れないがQSで現れており, 2Bか2Tである。前述したがFEMでは2Bと2Tの固有振動数は近接している。径間2ではQSのピークは2Bであるが, 径間3~5では2Tである。径間



3,5ではV成分のピークに対応するTとL成分のピークがあるが、1Hz程度低い側にL成分のピークがありそれに対応してV成分に膨らみが認められることから2Bモードに対応するものと思われる。ほかの振動モードについてはここでは議論しない。

卓越振動数については、14点のうち7点は1回打撃、ほかの7点は2回打撃で、合計21回打撃に対応するMSとQSの3成分フーリエスペクトルより少数点以下2桁で読み取った。

#### 4. 4 損傷程度と固有振動数との関係

図-7に実測の固有振動数と損傷個所数の相関を示す。各種相関係数などのパラメータは後述の表-2に記載している。測定値は径間内で再現性が高く、径間の間でもばらつきが小さい。剥離・鉄筋露出(d1)の個数と1次曲げ固有振動数( $f_{1B}$ )の間には逆相関が認められ、損傷個数が増加すると固有振動数が低下する傾向が確認された。一方で、桁のうき(d2)の個数は $f_{1B}$ と、床板の漏水・遊離石灰(d4)は1次ねじれ固有振動数( $f_{1T}$ )と相関があり、損傷個数が増加すると固有振動数が上昇した。これらについては、事例の蓄積と検討が必要である。

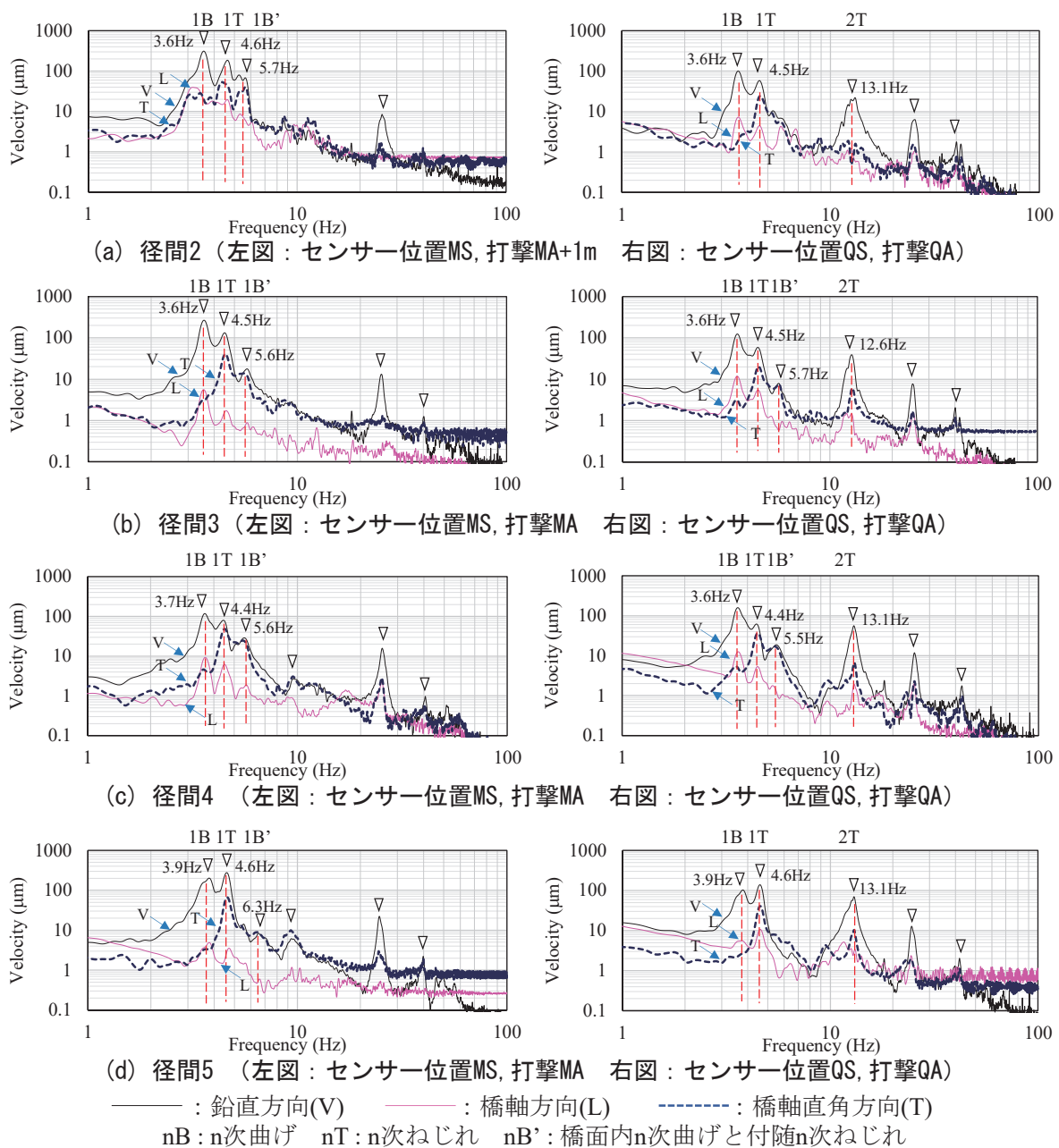


図-6 径間2から5の打撃による振動の3成分の速度フーリエスペクトル (平滑化幅 0.3Hz)

5. 破壊载荷による固有振動特性の変化

5. 1 多段階载荷破壊実験

2017年7月26日～28日にわたり径間1で载荷が行われ、著者らは26日と27日の実験に参加した。载荷点はG1桁の支間中央車道外側線近傍で、载荷装置は耐力2,500 kNのグランドアンカー2本で反力を取り、センターホールジャッキを鋼製载荷枠に据えPCケーブルにより载荷がなされた<sup>5)</sup>。実験は多段階载荷で、静的に荷重を作用させ各段階最大荷重で荷重保持しクラック観察を行い、除荷する手順で最大荷重を更新しつつ計7サイクル繰り返された。最大荷重は26日に600 kN (計算ひび割れ発生荷重) を2回, 27日に1,200 kN (計算鉄筋降伏荷重), 1,300 kN, 2,500 kN (計算終局荷重), 28日に3,000 kN, 3,271 kN (破壊荷重) であった。

破壊荷重は終局荷重の約1.3倍に達し、地覆上縁の圧壊が確認されている。破壊荷重除荷後の残留鉛直変位は150 mm, ひび割れ幅は約10 mmもあった。G1桁には多くの曲げせん断ひび割れが生じ, G2桁には曲げとねじりによるせん断ひび割れが発生した。

なお、载荷装置は26日にすでに設置され径間の構造は2辺自由2辺単純支持ではなく、1辺に中央弾性支持が加わった構造系とみなせる。そのため固有振動モードが想定と異なり径間1の载荷前の振動測定はできず、他径間の振動特性から推定することとした。

5. 2 破壊载荷後の固有振動特性

破壊载荷後の固有振動特性を知るために、载荷後かつ载荷装置撤去状態の8月27,28日に振動測定を行った。図-8に破壊载荷後の径間1の3成分の速度フーリエスペクトルを示す。他径間と同様にピークに対応する固有振動数を特定した。V成分1次ピークの3.2HzではT成分も卓越し、1次ねじれである。それより低振動数側には1次曲げのスペクトルピークは完全に消滅している。しかし、V成分のピーク振幅が他径間と比べ2倍大きくなっていることやスペクトルの裾幅が広がり、2.7Hz付近でスペクトルの膨らみがあり、T成分の振幅の急減点に相当することから1次曲げ振動モードに対応すると考えられる。载荷点を中心に橋軸方向に3mにわたりせん断ひび割れが現れるほどの損傷が大きく生じたことを

表-2 実験と単純梁理論とFEM解析による固有振動数および損傷箇所数とそれらの相関係数の一覧

固有振動数	1次曲げ			1次ねじれ			2次ねじれ			損傷箇所数(個)			
	平均値 (Hz)	標準偏差	サンプル数	平均値 (Hz)	標準偏差	サンプル数	平均値 (Hz)	標準偏差	サンプル数	剥離・鉄筋露出	うき	ひびわれ	漏水・遊離石灰
径間1(破壊载荷後)	(2.70)			3.22	0.01	32	12.33	0.52	21	9	5	14	9
径間2	3.64	0.03	31	4.60	0.06	31	13.06	0.10	12	15	19	20	3
径間3	3.63	0.03	32	4.52	0.05	24	12.34	0.25	14	13	13	5	3
径間4	3.63	0.02	22	4.47	0.03	13	12.96	0.19	10	10	15	23	36
径間5	3.83	0.02	32	4.58	0.08	23	12.57	0.57	13	6	14	14	34
径間2～5平均	3.68	0.09	117	4.55	0.07	91	12.70	0.44	49	1次曲げと損傷との相関係数			
単純梁理論値	3.34			参考推定(4.38)			参考推定(12.45)			-0.89	-0.42	-0.17	0.59
固有値解析値	4.26			5.59			15.88			1次ねじれと損傷との相関係数			
										0.09	0.52	-0.05	-0.36

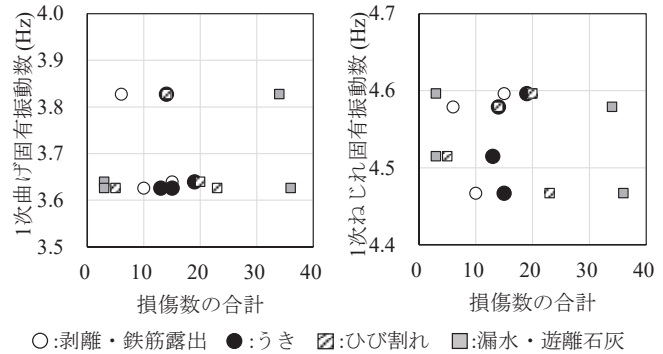
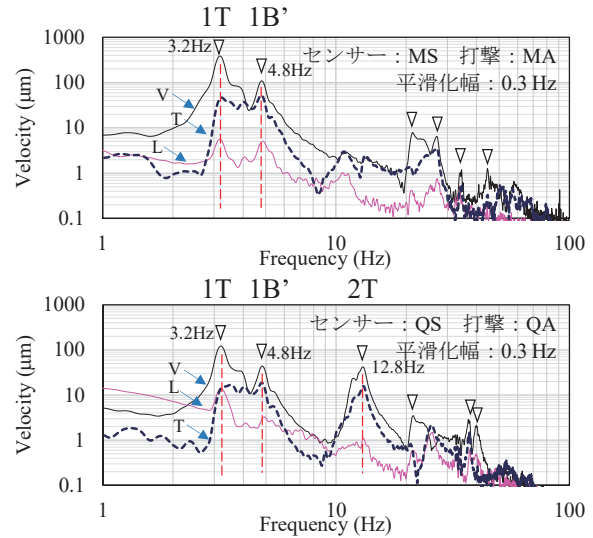


図-7 固有振動数と定期点検結果に基づく損傷程度との比較



—: 鉛直方向(V)      —: 橋軸方向(L)  
 ---: 橋軸直角方向(T)  
 nB: n次曲げ    nT: n次ねじれ  
 nB': 橋面内n次曲げと付随n次ねじれ

図-8 破壊载荷後の径間1の3成分の速度フーリエスペクトル

考慮すれば、曲げ振動成分が出現しにくくなり、ねじれ振動成分が出現しやすくなったと考えられる。

表-2に実験と単純梁理論とFEM解析による固有振動数および損傷箇所数とそれらの相関係数の一覧を示す。実験による固有振動数は10～32のスペクトルからの読み取り値の統計である。破壊された径間1と載荷していない径間2～5の固有振動数を対象に平均の差の検定（Welchのt検定）を行った。他径間の平均振動数と比べ、1次曲げは約30%低下（スペクトルピーク消滅）、1次ねじれは約30%（有意水準 $\alpha=0.1\%$ ）、2次ねじれは約3%（ $\alpha=1.0\%$ ）の低下となった。2次ねじれの低下率が小さいのは中央の破壊域が2次モードの節に相当するためと考えられる。

## 6. 結論

供用後55年が経過し撤去予定のPC橋に対して、径間ごとに振動測定を行い固有振動モードと固有振動数を得て、その大小と経年による損傷程度との相関を検討した。また、径間のひとつで破壊載荷を行い、載荷後の振動測定を行って破壊損傷後の固有振動特性を明らかにし、載荷していない径間との比較で破壊載荷による固有振動特性の変化を明らかにした。得られた知見は以下の通りである。

- 1) 桁と床板の損傷箇所数と1次曲げと1次ねじれ固有振動数の相関から、剥離・鉄筋露出の箇所数増加に伴い1次曲げ固有振動数が低下する傾向があることがわかった。
- 2) 破壊載荷が行われ径間中央部が大きくせん断破壊した径間では、1次ねじれ振動のスペクトル振幅が卓越する一方、他径間の1次曲げ固有振動に対応するスペクトルのピークが消滅し、スペクトルの膨らみとして認識できる程度にまで励起されなくなった。
- 3) 破壊載荷をした径間の固有振動数は統計的に有意に低下し、低下率は1次曲げモードで約27%、1次ねじれモードで約29%（有意水準 $\alpha=0.1\%$ ）、2次ねじれモードで約3%（ $\alpha=1.0\%$ ）であった。

## 謝 辞

国土交通省北海道開発局留萌開発建設部と土木研究所CAESARの皆様には、載荷実験への参加の機会や別途実施しました打撃振動試験の許可を戴き、築別橋の設計図書や点検調書などの資料をご提供戴きました。また、本研究の一部は、（一財）港湾空港総合技術センター平成29年度研究開発助成（助成番号：平成29年第13—3号）「打撃振動測定によるPC栈橋の損傷モニタリング技術の開発」によりました。ここに記して謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 国土技術政策総合研究所：平成25年度道路構造物に関する基本データ集，国土技術政策総合研究所資料第822号，p. 20，2015.1.
- 2) 国土交通省 道路局 国道・技術課：橋梁定期点検要領，pp. 2-5，2019.3.  
[http://www.mlit.go.jp/road/sisaku/yobohozen/tenken/yobo3\\_1\\_6.pdf](http://www.mlit.go.jp/road/sisaku/yobohozen/tenken/yobo3_1_6.pdf)
- 3) 加藤 雅史，高木 保志，島田 静雄：PC 橋梁の破壊に伴う振動性状の変化に関する実験的研究，土木学会論文報告集，341号，pp. 113-118，1984.1.
- 4) 宮本 文穂，森川 英典，山本 昌孝：既存コンクリート橋の損傷に対応する動的挙動の感度特性と損傷評価への適用，土木学会論文集，N0.442，pp. 61-70，1992.2.
- 5) 平田 健朗，藤野戸宏樹，石田 雅博：国道232号旧築別橋における実橋耐荷力試験，第61回（平成29年度）北海道開発技術研究発表会，pp. 1-5，2018.  
<https://www.hkd.mlit.go.jp/ky/jg/gijyutu/splaat00000163bb-att/splaat00000163g0.pdf>
- 6) 山田 信行，伊藤 啓史，舘山 孝利：一般国道232号 築別橋の損傷事例について —新橋架替えまでの現橋維持管理について—，pp. 1-6，第56回（平成26年度）北海道開発技術研究発表会，2015.2.  
[http://thesis.ceri.go.jp/db/documents/public\\_detail/60063/](http://thesis.ceri.go.jp/db/documents/public_detail/60063/)
- 7) Jacob Fish , Ted Belytschko: A First Course in Finite Elements（山田 貴博ほか訳），丸善，2008.