

振動特性によるアーチ橋の損傷 要因分析と補強構造の検討

杵本正信*・島田静雄**・加藤雅史***
・福島 公****

この論文では、損傷を受けた鋼アーチ橋の振動特性と補強工事に対する数値シミュレーションの適用性について扱い、損傷要因を現地計測を考慮して検討した。対象橋梁は斜角構造による面外振動モードが卓越しており、これが損傷要因となっていることを確認した。補強部材を付加した数値モデルでは、損傷を引き起こしているモードは抑制されることがわかり、その効果を現地計測で確認した。立体的に非対称な構造物は、その挙動を考慮したシミュレーションの適用が必要であり、補強工事に有効な手段である。

Keywords : arch bridge, damage, stiffening, simulation, field measurement, out-of-plane mode

1. はじめに

人、貨物、その他あらゆるものの移動および輸送手段として自動車交通が定着した昨今、道路構造物の重要性はますます大きなものとなっている。とりわけ都市間交通の主要路線である高速道路では、日断面交通量 8~9 万台、大型車混入率 40~50%、夜間に至っては 70% を上回る路線もみられる。このような重交通を支える道路構造物の中でも橋梁は、河川、峡谷等自然条件の厳しい箇所に架かっていることがほとんどであるため、損傷が大きな事故につながる危険性を常に含んでいる。そのため損傷の早期発見、あるいは補修・補強などのメンテナンス（維持管理）が非常に重要な課題となっている。

本論文で対象とした蟬丸橋は供用以来 25 年間名神高速道路の重交通を支え続けたアーチスパン 54 m の RC 床版鋼 2 ヒンジャーチ橋である。このアーチ橋は斜角 62 度を有しており、その構造による特有の振動モードが要因と判定された損傷が、垂直材端部、縦桁端部に発生していた。

こうした現状を踏まえて、損傷を起こした橋梁に対しシミュレーションによる振動性状の再現と損傷要因の確認を行った。また、モデル部材の追加等により補強対策の検討を行い、実橋の補修・補強工事の構造検討を行った。当該橋梁のように斜角を有する橋梁は常に複雑な振動性状を示し、それらの性状が損傷要因となり得ることから、上路式鋼アーチ橋ならびに斜角を有する橋梁の点検・補修を含めた今後への提案としてまとめた。

2. 損傷要因の推定

(1) 損傷の実態

蟬丸橋の構造一般図を図-1 に示す。蟬丸橋は、床組、アーチリブともに 62 度の斜角を有しているため左右のアーチリブが同じ位置になく、振動性状、静的変形がともに通常の直橋と比較して複雑であることが特徴である。また、建設当時の設計図書では鉛直面内に関する検討のみで立体的な挙動が考慮されていないことから損傷を発生させる振動性状をもつ可能性があるものと推定できる。当該橋梁に発生していた損傷を表-1 に示す。表-1 に示した損傷のうち特徴的なものを写真-1、写真-2、および図-2 に示す。写真-1 および図-2 は、垂直材端部に発生していたクラックを示す。また、写真-2 は縦桁端部に発生したクラックである。これらの状況から、部材が 25 年間にわたって過大な変形および応力を受け続け、損傷が発生したものと推測される。これらの損傷は、橋梁の損傷事例としては非常に重要なものといえよう。

本論文ではこれらの損傷の実態をふまえ、当該橋梁の振動特性に着目し損傷要因の分析を行い、補強構造の検討を行った。図-3 にフローチャートを示す。

(2) 数値計算による現況の振動性状の再現

当該橋梁は、図-1 に示すように 62 度の斜角をもっている。斜角をもたない上路式アーチ橋では橋軸および鉛直両方向軸を含む面内（鉛直面内）で逆対称 1 次モードの性状を示し、橋軸直角方向（鉛直面外）の振動性状を支配することは少ない。しかし、当該橋梁は斜角を有する構造形式のため、活荷重の変形が橋梁のもつ振動特性と一致し両者が相乗作用するため、面外方向の力（橋軸方向より右回りに 62 度）が発生し、面外変形が励起されやすい構造である。さらに対傾構がなく、左右両側アーチをつなぐ横構も断面が比較的小さく面外方向の剛

* 正会員 工修 (株)フジエンジニアリング調査設計部
(〒530 大阪市北区中崎西 4-3-27 新日本ビル)

** 正会員 工博 埼玉大学教授 工学部情報工学科

*** 正会員 工博 九州東海大学助教授 工学部土木工学科

**** 正会員 日本道路公団名古屋管理局補修第二課長

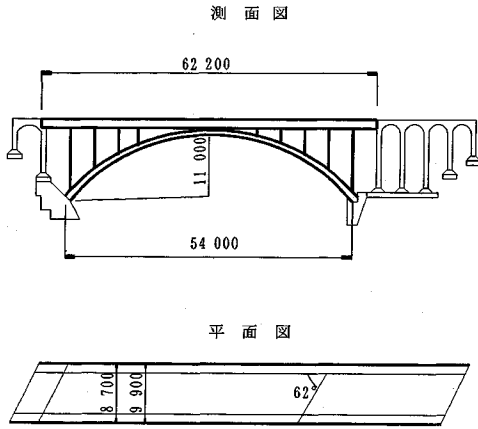


図-1 蟬丸橋構造一般図

表-1 主な損傷

RC床版：ひびわれ、漏水、遊離石灰
接着補強鋼板の浮き
縦 桁：横桁取合部のクラック
垂 直 材：端接合部のクラック

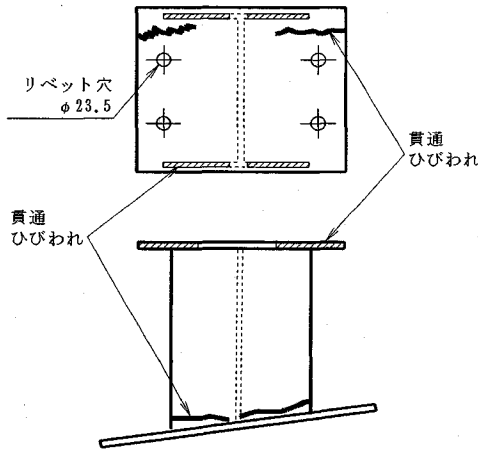


図-2 クラウン近傍の垂直材のクラック



写真-1 垂直材下端クラック

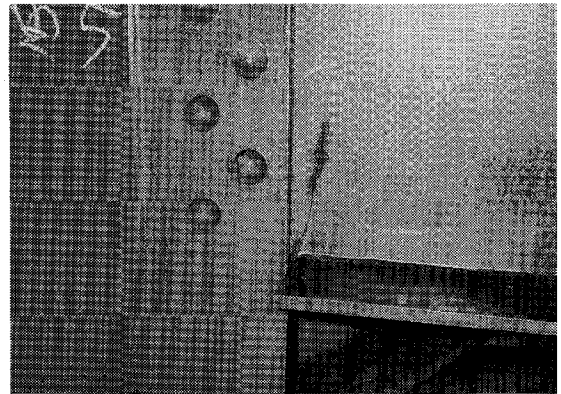


写真-2 縦桁端部クラック

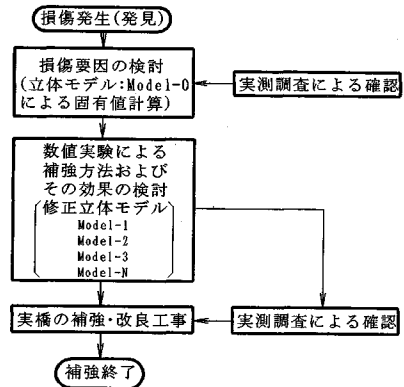


図-3 フローチャート

性が小さい。このため励起された面外変形に対する抵抗が期待できない。これらの構造的な特性を確認するため、コンピュータを使用して固有振動数および固有振動モードを求めた。計算には、サブスペース法を基本としたアルゴリズムをもつ固有値計算プログラムを用いた。サブスペース法 (subspace iteration method)¹¹⁾ は、固有値問題の解法の一つであり、近接固有値あるいは重複固有値の場合でも支障なく求められることや、大型固有値問題に適する等の利点があるため、プログラムのアルゴリズムに採用した。計算を行ったコンピュータは、Hew-

lett-Packard 社のミニコンピュータ PS-9000, Model-350 である。

計算に用いたモデルは、62度の斜角、床版剛性等の立体的な構造上の特徴を考慮した三次元の立体フレームモデルとした。

RC床版の評価として、重量・弾性定数は鋼材との重量比および弾性定数比により鋼材に換算した。断面2次

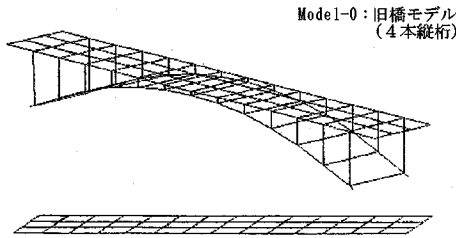


図-4 計算モデル

表-2 計算モデルの諸元

モデル形式	: 斜角, 床版剛性を考慮した立体フレームモデル
弾性定数	: 2.1×10^6 kgf/cm ²
単位体積重量	: 7.85 t/m ³
部材断面性能	: 実部材の断面諸定数
支承条件	: 床組脊: 可動(橋軸方向のみ可動) アーチ脊: ピン(回転のみ可動)

モーメントは、鉛直軸まわり、水平軸まわりにそれぞれ算出し、床組の縦桁および横桁に加えた。計算モデルを図-4に示し、その諸元を表-2に示す。

計算の結果、得られた固有振動モードを図-5に示す。図-5より、1次モードについては、アーチ構造の面内の基本的な振動モードであると考えられる。2次モードは、橋梁全体が一体となっているモードであり、局所的な応力集中を起こすようなモードではない。3次モードは、面内対称1次(4.365 Hz)で鉛直面内でクラウン部が上下するモードであり、4次モードは面外逆対称1次(4.944 Hz)で、クラウン部を中心にして床組を水平にねじるモードである。実橋における振動測定やひずみ測定でも確認されているこの3次モードおよび4次モードにより垂直材と、アーチおよび床組との接合部に交番曲げモーメントが作用し、表-1の垂直材、縦桁の損傷発生の要因となっているものと考えられる。

(3) 実橋調査

実橋において振動および応力測定を行った。振動は、アーチリブの $L/4$, $L/2$, $3L/4$ 、縦桁の $L/4$, $3L/4$ に圧電型加速度計を設置し、外力に対する応答加速度を計測した。加振には以下に挙げる3種類の方法を用いた。

a) 試験車走行実験

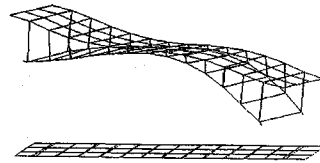
現実の供用状態に最も近い振動を再現するために、既知重量の試験車を使用した。

一般通行車を時間規制し、当該橋梁上に通行車両のない状態を約30秒間確保した。その無載荷状態で全重量を20tに調整した試験車(ダンプトラック)を速度50 km/hで走行させ、振動加速度・応力・変位を測定した。

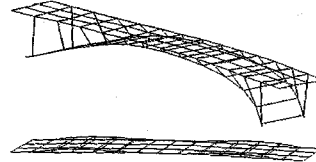
b) 衝撃加振試験

橋梁の固有振動数および減衰定数を把握するため衝撃力(インパルス)を与え、その応答を測定した。

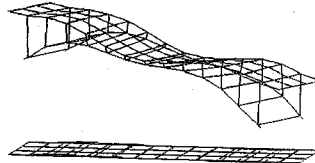
1st mode 2.012Hz 面内逆対称1次



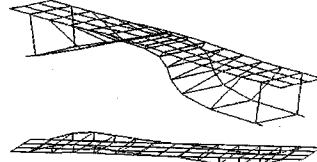
2nd mode 3.909Hz 面外対称1次



3rd mode 4.365Hz 面内対称1次



4th mode 4.944Hz 面外逆対称1次



5th mode 5.633Hz 面外対称2次

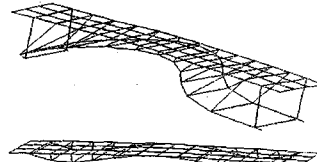


図-5 固有値計算による固有振動モード (Model-0)

図-6に示す衝撃加振装置²⁾により、アーチリブ $L/4$ 点を加振し各測点の振動加速度を測定した。衝撃加振試験は、一般供用時に行ったため一般車両の影響を受けた。そこで衝撃加振を15回行い、記録した加速度の時刻歴波形を加算平均して衝撃加振による応答以外の雑音を除去した³⁾。

c) 常時微動測定

試験車走行実験時の試験車が当該橋梁に進入する前の無載荷状態を利用して、常時微動の測定を行った。

これらの外力に対する応答加速度波形をミニコンピュータを用いて高速フーリエ変換(FFT)を行い、固有振動数および固有振動モードを求めた。また、垂直材の上下端、アーチリブの上下フランジにひずみゲージを設置し、曲げモーメント・軸力を測定した。

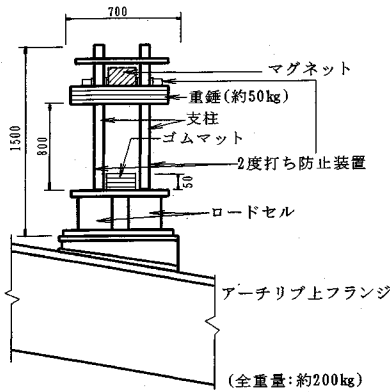


図-6 衝撃加振装置

実測の結果、当該橋梁の卓越固有振動数および振動モードは、4.4 Hz：面内対称、4.9 Hz：面外逆対称であることがわかった。これらの振動モードは、前述の固有値計算結果の3次モードおよび4次モードに相当するものであった。試験車走行時のクラウン部鉛直方向のたわみ波形とひずみ波形による応力の一例を図-7(a),(b)に示す。(a)図は、車両の進入に依り山側のクラウン部のたわみが増加し、その後わずかの時間差で反対側のクラウン部のたわみが起こっている。この現象は、走行車両の通過位置によってたわみ量の差はあるが、時間差が発生する傾向は変わらない。また、動的増幅率は $DIF=1.171$ である。(b)図は、クラウンから2本目の垂直材の下端(アーチリブとの接合部)の進入側と退出側の応力波形 ($E=210$ 万 kgf/cm^2) を比較したものである。図より、圧縮・引張応力ともに発生すること、進入・退出両側の位相が逆であることがわかり、垂直材端部には正負交番の曲げモーメントが作用していることが確認された。

(4) ま と め

実測モードは、多くのモードが重なり面外・面内振動が連成したモードとなっている。数値計算結果にみられるような明瞭な振動モードに分離することは困難であったが、パワースペクトルの卓越した周波数帯に着目して面外逆対称1次(4.9 Hz)モードと面内対称1次(4.4 Hz)モードを得た。これらのモードは、数値計算にも現れており、計算値の妥当性が確認できた。

当該橋梁の損傷の主な要因は62度の斜角、面外剛性の不足等の構造的条件による固有振動モード(面外逆対称1次:4.9 Hzおよび面内対称1次:4.4 Hz)という動的な要素に加え、スレンダーな構造のため、車両の通過とともに主構造部材である左右のアーチリブの変形が同時刻に起こらず、時間差をもったために垂直材端部に過大な正負交番の曲げモーメントが発生している。こうした現象に動的挙動が相乗し、損傷の発生を助長してい

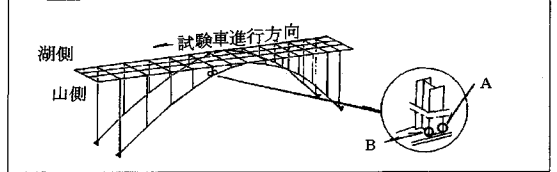
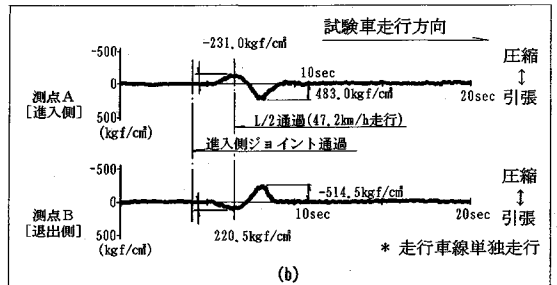
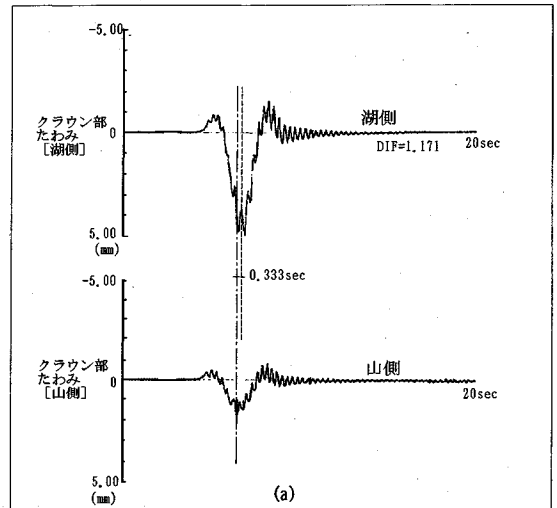


図-7 試験車走行時の変位・応力波形 (工事前)

るためであると考えられる。

3. 数値シミュレーションによる補強構造の検討

本橋梁の主な損傷要因である振動モードを改善するための手段として、2つの方法が考えられる。第1の方法は、面外挙動を励起させる力を生じさせないように斜角をなくすことである。第2の方法として、橋梁全体の剛性を向上させ振動特性を変化させる方法である。しかし、当該橋梁の斜角は立地条件に基づくものであり変更することは困難である。したがって、現実的な手法である振動特性を変化させる方法として、損傷要因となる振動モードに対しその挙動を抑制する方向に新部材を追加することが考えられる。この手法について以下に検討を加えた。

改善すべき手法として、左右のアーチが位相のずれなく挙動するために面内面外ともに剛性増加を計ることが考えられる。このために、鉛直面内の挙動を小さくする

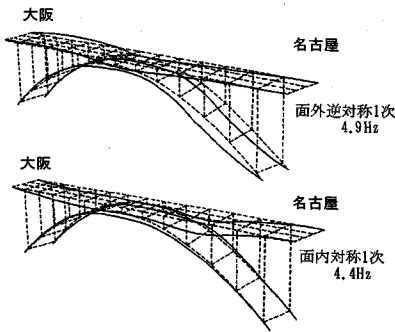


図-8 卓越振動モード図

表-3 固有振動数および振動モード

出現順序	Model-0	Model-1	Model-2	Model-3	Model-N
1st	2.012Hz	2.231Hz	2.235Hz	3.296Hz	5.079Hz
	面内逆1次	面内逆1次	面内逆1次	面内逆1次	面内逆1次
2nd	3.909Hz	4.700Hz	4.751Hz	5.023Hz	5.368Hz
	面外対称1次	面外対称1次 +ねじれ	面外対称1次 +面内1次	面外対称1次	面外対称1次
3rd	4.365Hz	4.714Hz	4.766Hz	5.558Hz	6.567Hz
	面内対称1次	面内対称1次	面内対称2次	面内対称1次	面内対称1次 +面外対称1次
4th	4.944Hz	6.261Hz	6.286Hz	8.008Hz	8.193Hz
	面外逆1次	面内対称2次	面内対称3次	面内対称2次	面外対称2次 +面外逆1次
5th	5.633Hz	7.406Hz	8.151Hz	8.391Hz	8.606Hz
	面外対称2次	ねじれ1次	面内逆2次	ねじれ1次	ねじれ1次

*表中の次数は出現順。

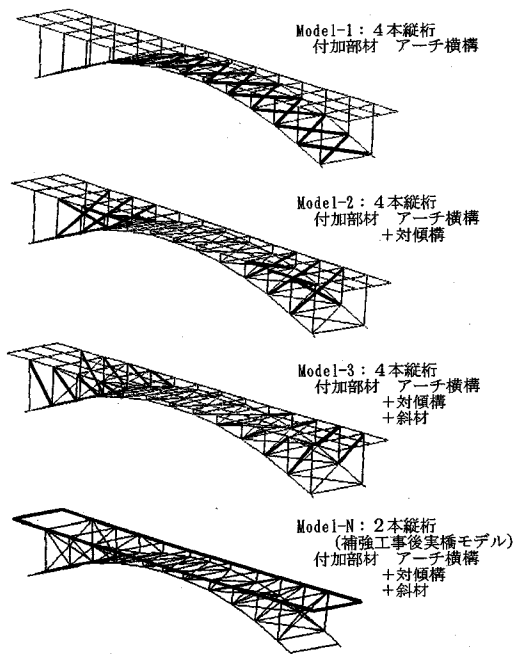


図-9 計算モデル

斜材の追加によりトラス形式を採用すること、面外の挙動を小さくするため床組、対傾構の追加を採用することが考えられる。図-9に示す Model-1~Model-3 および Model-N のモデルを想定し、数値計算を行ったうえで振動特性の変化について考察を加えた。

ここで、Model-1 はアーチの面外剛性の向上を目的として現況モデルにアーチ横構を追加したものである。Model-2 は床組とアーチとの連結を強化するため Model-1 に対傾構を加えたものである。Model-3 は面内の全体剛性を上げるため、Model-2 に斜材を追加したものである。Model-1~Model-3 の追加部材の諸元は概略設計によりほぼ妥当と思われる値を用いた。

Model-N は実際に可能な作業工程を考慮し、補強モデルの検討結果を組み合わせたモデルである。また、Model-1~Model-3 は RC 床版を想定し Model-N は鋼床版を想定している。

これら 4 モデルについて固有値計算を行い、固有振動数および振動モードを求めた結果、および現況モデル (Model-0) の計算結果を表-3 に示す。

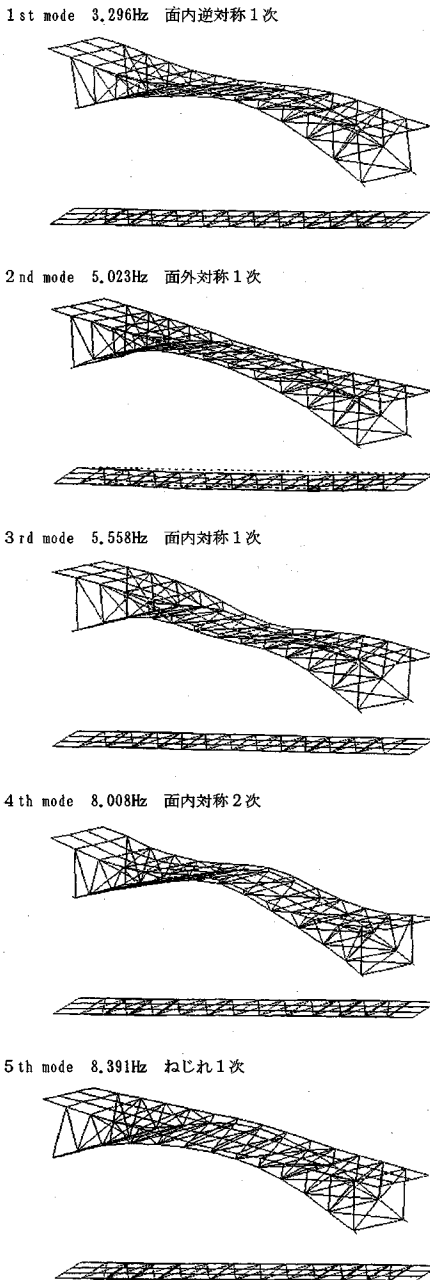
表-3 より、各モードの固有振動数が部材を追加するに従って高く変化している。たとえば、1 次モードの面内逆対称 1 次では Model-0 (現況モデル) は 2.012 Hz であったのが、Model-1 (アーチ横構追加モデル) では 2.231 Hz と約 11 % 高くなり、Model-2 (アーチ横構+

対傾構追加モデル) になるとさらに約 2 % 振動数が高くなっている。Model-1, Model-2 で追加した部材はともに面外剛性向上のための部材であるが、面内剛性の向上にも寄与していることがわかる。斜材を追加する Model-3 になるとその効果が顕著に現れ、Model-2 から Model-3 では約 47 % も振動数が高くなっている。

振動数が高くなることは、一般に構造系の剛度増加につながり、同時に振動モード出現順位の変化にもつながり、損傷の発生に起因していた面外逆対称 1 次モードを低減することが可能となる。

本橋梁の主な損傷要因と考えられた面外逆対称 1 次モード (Model-0, 4 次モード: 4.944 Hz) が、Model-1 ではみられなくなっている。5 次モードの面外対称 2 次モードも同様に Model-1 ではみられなくなっており、2 次モードの面外対称 1 次モードについても振動数が 3.909 Hz から 4.700 Hz へと約 20 % 高くなっている。これらの面外モードの変化と面内モードである 1 次、3 次モードは 2.012 Hz から 2.231 Hz, 4.365 Hz から 4.714 Hz と約 10 % 程度の比較的小さな変化であることを併せて考えると、Model-1 で設定したアーチの横構は面外挙動に対し顕著な効果を示すことが確認できた。

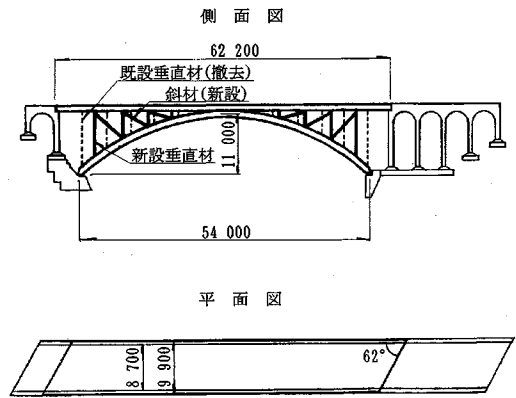
Model-1 と Model-2 を比較した場合、1 次~4 次モードまでは面内・面外ともにモードの変化はみられず振動数も 1~2 % 高くなっている程度である。しかし、5 次モードのねじれ 1 次が面内逆対称 2 次に変化し、振動数も 7.406 Hz から 8.151 Hz へと約 10 % 程度高くなっている。また、2 次モードでは Model-1 にみられたねじ



図一〇 固有計算値による固有振動モード (Model-3)

れ成分が Model-2 では面内変形成分に変化するという、5次モードと同様の傾向がみられる。これらのことから Model-2 で追加した対傾構は、全体のねじれ挙動に対して効果があることが確認できる。

Model-2 と Model-3 の振動数を比較すると最も変化が大きいのは 1 次モード (面内逆対称 1 次) で、2.235 Hz から 3.296 Hz へと約 47 % 高くなっている。次に変化が大きいのは 4 次モード (面内対称 2 次) で 6.286



図一〇 構造一般図 (補強工事後)

Hz から 8.008 Hz へと約 27 % 高くなっている。続いて 3 次モード、2 次モード、5 次モードの順でそれぞれ約 17 %、約 6 %、約 3 % の変化となっている。これらはいずれも面外以外のモード成分をもったモードである。これらのことより Model-3 で追加した斜材は面内挙動に対する効果が顕著であり、剛性を増すことで十分な対応が可能であると考えられる。図一〇に、Model-3 の固有振動モードを示す。

補強工事後の新構造をモデル化した Model-N では各モードの出現順序は第 4 モード以外は同じであるが、振動数が約 2~54 % 程度高くなっている。

これは、旧構造モデルの Model-0~3 では追加部材の断面定数に概略設計による値を使用したが、新構造モデルの Model-N では実部材の値を用いていることや、床組の構造が新旧構造で異なること等が影響しているものと考えられる⁹⁾。

以上、現況モデルおよび補強部材を追加したモデルによる固有振動数および振動モードの検討の結果、振動特性の改善に対しそれぞれの補強部材の効果が確認できた。

4. 実測による検証

蟬丸橋では、実測および数値計算で検討した損傷要因に対し補強工事を行っている。その内容は、数値計算モデルで設定したアーチ機構、対傾構、斜材の 3 部材を補強部材として追加すること、損傷を起こした垂直材を交換すること、および RC 床版から鋼床版へ交換することである。この対策により、RC 床版 2 ヒンジアーチ橋が鋼床版 2 ヒンジスバンドレルブレスドアーチ橋として生まれ変わった。これらの対策が解析と同様の効果を発揮しているか否かを、補強工事後に実施した実橋の計測結果をもとに検証した。

補強工事後の構造一般図を図一〇に示す。当該橋梁では、施工⁹⁾に際し夜間通行止めを行い、トラベラーク

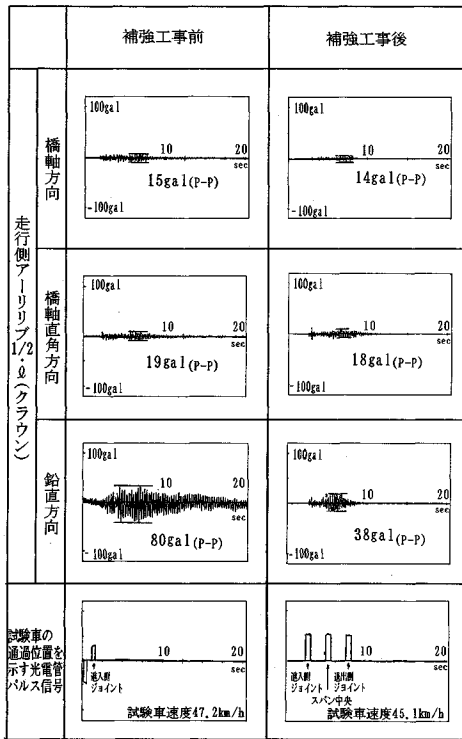


図-12 試験車走行による振動加速度波形

レーン (47 t 吊) による床組および垂直材の分割架設⁷⁾を実施した。新旧床版の取合いによる架設上の問題から、新旧垂直材の位置が異なり垂直材本数もアーチクラウンから片側半分当たり旧構造では6本に対し新構造では5本となっている。

a) 振動加速度

20 t 試験車走行時の振動加速度波形例を図-12に示す。図-12より、鉛直方向加速度のピーク値が補強工事により80 gal (p-p) から38 gal (p-p) に低減している。また、新構造では旧構造に比べ自由振動部分の減衰が大きくなっていることがわかる。特に鉛直方向が顕著であり、これらのことより剛性が向上したと考えられる。

b) 固有振動数

試験車走行実験、衝撃加振試験、常時微動測定で得られた振動加速度波形について、試験車走行実験および常時微動測定では高速フーリエ変換 (FFT) を行うことにより卓越振動数を求め⁸⁾、衝撃加振試験についてはモード円適合を行って固有振動数を求めた⁹⁾。その結果を表-4に示した。新旧構造の卓越固有振動数を比較するため、旧構造における卓越固有振動数を併せて表-4に示す。


表-4より新構造における卓越振動数は4.3 Hz~5.5 Hzであり、近接した値のものをまとめてグループ分けすると、4.3 Hz~4.5 Hzのグループ (表中：) と

表-4 各種試験における卓越振動数












成分	旧構造	新構造	
		試験車走行実験	衝撃加振試験 常時微動
橋軸	4.7 Hz	4.3 Hz 	4.9 Hz 
橋軸直角	4.8 Hz	4.3 Hz 	4.5 Hz 
鉛直	4.4 Hz	4.3 Hz 	4.9 Hz 

表-5 各種試験による振動モードの推定

	モード円適合解析	クロスパワー分析		振動モード	
	衝撃加振試験	走行試験	常時微動		
面内	4.9 Hz; 走行側アーチリブ (側面図略)		5.3 Hz +74deg (同位相)	5.5 Hz -31deg (同位相)	面内逆対称1次
			5.3 Hz -167deg (逆位相)	5.5 Hz +179deg (逆位相)	
面外	4.5 Hz; 走行側梁桁 (平面図略)		4.3 Hz -3deg (同位相)	4.3 Hz -42deg (同位相)	面外対称1次
			4.3 Hz -3deg (同位相)	—	

* ±90degより位相差が大きい場合を逆位相、位相差が小さい場合を同位相とした。

4.9 Hz~5.5 Hzのグループ (表中：) に分けられる。4.3 Hz~4.5 Hzは、主に橋軸直角成分で卓越していることから面外の挙動に関する振動数であることが推測される。

一方、4.9 Hz~5.5 Hzは、橋軸および鉛直成分において卓越していることから鉛直面内の挙動に関する振動数であると考えられる。

c) 振動モード

衝撃加振試験により得られた振動データについて、モード円適合を行うことにより固有振動数と同時に振動モードを求めた。また、試験車走行実験および常時微動測定で得られた振動加速度波形について、高速フーリエ変換 (FFT) によるパワースペクトル分析を行った。さらに任意の比較する2測点間のクロスパワー分析を行い、2測点間の位相差を求めた。さまざまな組合せの2測点間の位相差より、衝撃加振試験で得られた振動モードを確認した。

表-5に、衝撃加振試験で得られた振動数および振動モードのうち表-4に挙げた4.5 Hz、4.9 Hzのモードを示し、試験車走行実験および常時微動におけるクロスパワー分析結果と比較した。表-5より、卓越振動数および振動モードとして、鉛直面内については4.9 Hz~5.5 Hzが面内逆対称1次モード、面外については4.3 Hz~4.5 Hzが面外対称1次モードであると考えられる。

試験車走行実験、衝撃加振試験および常時微動測定のおおのの結果では振動数に0.2 Hz~0.6 Hzの差がみ

表—6 補強工事後の固有振動数および振動モード

卓越固有振動数	振動モード
4.3Hz	面外対称1次
5.3Hz	面内逆対称1次

表—7 試験車走行実験における減衰定数の比較

	橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向
旧構造(工事前)	0.031~0.047	0.013~0.034	0.030~0.036
新構造(工事後)	0.033~0.053	0.024~0.039	0.044~0.063

表—8 衝撃加振試験における減衰定数の比較

	橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向
旧構造(工事前)	0.012~0.024	0.009~0.033	0.007~0.015
新構造(工事後)	0.028~0.036	0.028~0.039	0.023~0.030

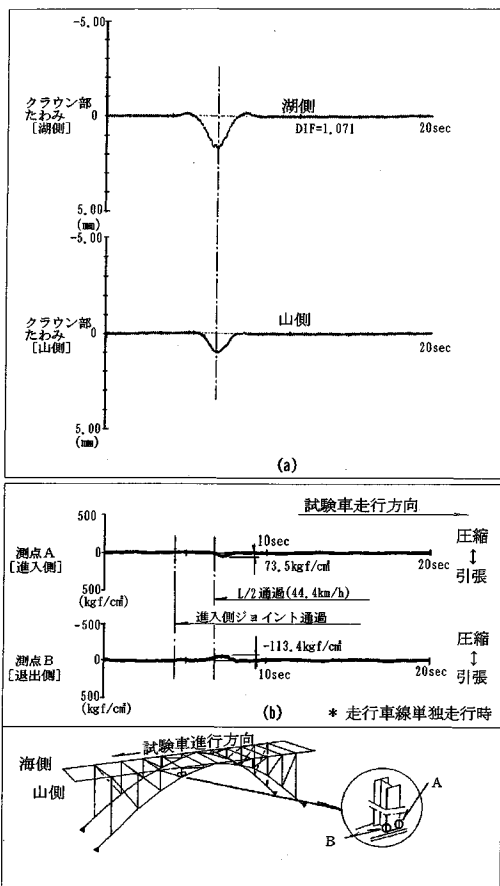
られる。これは付加質量としての試験車重量や、各試験における加振力特性の影響が現れているものと考えられる。構造物の固有振動数としては、衝撃加振試験や常時微動測定により得られた値が妥当なものである。しかし、一般供用中の橋梁使用状態においては、車両の通過により出現した振動数が疲労などに対して大きく影響を与えたと考えられる¹⁰⁾。したがって、橋梁の健全性ということを考慮して試験車走行実験により得られた4.3 Hz (面外対称1次) および5.3 Hz (面内逆対称1次) を当該橋梁の固有振動数および振動モードとした (表—6)。

表—6より、工事後では面外逆対称1次 (回転) モードも面内対称1次 (上下動) も卓越しなくなり、工事前の実測では卓越していなかったアーチの基本的なモードである面内逆対称1次 (2.012 Hz)、および橋梁全体が一体となって動く面外対称1次 (3.909 Hz) の2つが卓越して出現するようになり、橋梁としても安定した構造になったことがわかる。さらに振動数の変化をみると、面内逆対称1次モードは2.012 Hz から5.3 Hz と大きく変化しており面内剛性の向上が確認できる。

d) 減衰定数

試験車走行実験において、試験車が当該橋梁を通過した後の自由振動加速度波形から減衰定数を求めた¹¹⁾結果を表—7に示す。表—7より、旧構造では橋軸直角方向の減衰定数が他の2方向と比較して小さく、面外方向の振動が他の方向より部材に影響を与えていたことが推測できる。補強工事の前後では全体的に減衰が大きくなっているが、特に橋軸直角方向および鉛直方向の減衰が大きくなっている。

また、衝撃加振試験データをモード円適合することにより求めた減衰定数を表—8に示す。表—7の自由振動加速度波形から求めた減衰定数と同様、補強工事により全体的に減衰が大きくなっており、3方向ともほぼ同程度の値となった。



図—13 試験車走行時の変位・応力波形 (工事後)

e) たわみ波形とひずみ波形

工事後のたわみ波形およびひずみ波形を図—13 (a)、(b)に示す。工事後のクラウン部たわみ波形 (a) では、左右のアーチにおけるたわみ時間差は少なく、旧橋とは異なり同時に変形が発生している。また、動的増幅率 DIF=1.071 で旧橋に比べ小さくなっている。一方、旧橋の垂直材では圧縮・引張が交互に発生し、応力の範囲が大きくなっていたのに対し、工事後では (b) 図に示すように圧縮 (または引張) のみであり一方の曲げに変化し、応力の範囲が小さくなったことがわかる。

これらのことから、実橋においても補強工事で追加された補強部材 (アーチ横構, 対傾構, 斜材) により応力が分配され、部材負担の軽減, 応力性状の改善がみられた。

5. 結 言

数値計算および実測結果の検討により、当該橋梁の損傷要因およびその対策について以下のような結論を得た。

- (1) 損傷要因としては、斜角による面外振動モード

のような動的要素に加え垂直材端部に作用する正負交番曲げモーメントのような、橋梁全体の剛性不足による静的応力挙動の厳しさが相乗作用し、損傷発生を助長していることが考えられる。

(2) 補強工事前の旧構造では、62度の斜角、面外剛性の不足等の構造条件により、面外振動モード（アーチを主とした面外逆対称1次）が卓越し、面内逆対称1次のような基本的なモードが卓越しない状態であった。

(3) 振動特性の改善策としては、アーチ横構、対傾構、斜材の追加によって固有振動数、振動モードが大きく変化し、効果的であることがわかった。

以上のように、設計時にはあまり考慮されていなかったと思われる動的挙動が損傷発生を助長するという現象が起り得ることがわかった。たとえば、本論文で対象とした橋梁のように斜角をもつ場合、あるいは面外の剛性が十分でない場合等、その構造的要素に起因する面外挙動が、鉛直面内の静的挙動の検討だけからは予想し得ない損傷を引き起こす可能性を示唆している。現在の橋梁設計では、立体構造で応力検討を行うことが多いため、当該橋梁のような損傷を来すことは少ないと考えられるが、今後ますますの交通量の増加と交通荷重の増大が推測されることから、構造上斜角を有するような橋梁には損傷を起こしやすい振動性状が潜在的に存在することが考えられる。

したがって、構造物において面外の挙動が懸念されるような場合、すなわち斜角をもつような橋梁では静的挙動はいうまでもなく動的挙動の確認調査を実施し、面外方向に関する特性を把握し、斜角による影響をもったモードが卓越しないように構造系の剛度を吟味することが望ましい。

本論文では、実構造物における損傷要因の推定、対策

の検討などに数値実験（シミュレーション）を適用し、十分な成果をあげたものとする。さらに数値実験は、適切なモデル化、諸条件の設定によりミニコンピュータ程度の処理能力があれば十分実用に耐え得ることを確認した。

参考文献

- 1) 鷺津久一郎ほか：有限要素法ハンドブック，培風館，1981.
- 2) 梶川康男・津村直宜・角本 周：PC吊床版歩道橋の振動とその使用性，構造工学論文集，Vol. 36 A, pp. 685～695, 1990. 3.
- 3) 岡林隆敏・原 忠彦：道路橋振動動特性測定における衝撃加振法の適用，構造工学論文集，Vol. 34 A, pp. 731～738, 1988. 3.
- 4) 川谷充郎・小松貞夫・佐々木孝：走行自動車荷重を受けるプレートガーダー橋の動的応答特性に関する研究，土木学会論文集，No. 392/I-9, pp. 351～358, 1988. 4.
- 5) 松本正信・島田静雄・加藤雅史・福島 公：アーチ橋改良工事における振動モードの変化確認実験について，第45回年次学術講演会講演概要集 I-381, pp. 792～793, 1990. 9.
- 6) 福島 公・岩竹喜久磨・上村一郎・高田 寛：名神高速道路鋼アーチ橋の改良計画，橋梁と基礎，pp. 23～29, 1989. 10.
- 7) 福島 公・岩竹喜久磨・岡 隆延・竹中昌一：名神高速道路鋼丸橋架換え工事，橋梁と基礎，pp. 2～8, 1990. 4.
- 8) 日野幹雄：スペクトル解析，朝倉書店，1977.
- 9) 長松正昭男：モード解析，培風館，1985.
- 10) 西星匡博・山田健太郎・岡 隆延・寺田博昌：アーチ橋補強工事における応力頻度による補強効果の検討，第45回年次学術講演会講演概要集 I-380, pp. 790～791, 1990. 9.
- 11) 土木学会：土木技術者のための振動便覧，土木学会，1966. (1990. 11. 29 受付)

STUDY ON VIBRATIONAL CHARACTERISTICS AND STRENGTHENING EFFICIENCY OF DAMAGED ARCH BRIDGE

Masanobu SUGIMOTO, Shizuo SHIMADA,
Masafumi KATO and Isao FUKUSHIMA

This paper deals with vibrational characteristics of a damaged steel arch bridge and application of numerical simulation to stiffening works. Factors for the damages were investigated through field measurement and with numerical simulation. It was recognized that an out-of-plane mode of bridge vibration was predominant due to skew structure and caused damage as the result. Procedure of stiffening on the bridge was studied by using numerical models. The mode causing damages was suppressed by adding members to stiffening. After stiffening works, effects of works were verified on field measurement. The structure without cubic symmetry must be examined of cubic behavior. Numerical simulation is instructive to rehabilitation and stiffening works.