

キングポストトラス木車道橋の静的・動的力学特性の経年変化

Time-dependent changes of static and dynamic characteristics of king-post truss highway bridge

○中澤隆雄* 飯村豊** 今井富士夫* 三浦功***

NAKAZAWA Takao, IIMURA Yutaka, IMAI Fujio and MIURA Isao

- * 工博 宮崎大学工学部土木環境工学科 (〒889-2192 宮崎市学園木花台西1-1)
** 農博 宮崎県木材利用技術センター (〒885-0037 都城市花操町2-1-2)
*** 宮崎大学大学院博士後期課程 (〒889-2192 宮崎市学園木花台西1-1)

ABSTRACT The timber road bridge named Karikobouzu Bridge (140m long and 7.0m wide) in Japan was built in Miyazaki Prefecture in the spring of 2003, using glued-laminated timber (glulam) manufactured from fast-growing Sugi tree. This bridge has four spans. The structural type in these three spans (25+50+50m) is king-post truss and the side span (15m) is girder. The span length 50m of the king-post truss is the longest in Japan. To make clear the static and dynamic mechanical properties and to get data for maintenance of this bridge, field tests have been conducted. Deflection, vibration mode, natural frequency, dynamic amplification factor (DAF), damping coefficient were evaluated. From these test results, it can be seen that there was no time-dependent change of the mechanical properties of this bridge.

Keywords: 集成材, キングポストトラス, たわみ, 固有振動数, 減衰定数, 動的増幅率
glued laminated timber, king-post truss, deflection, natural frequency, damping coefficient, dynamic amplification factor

1. まえがき

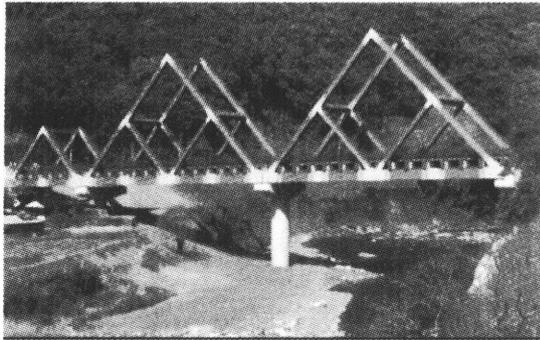
近年、環境との共生が求められている状況の下、橋梁の整備を行う場合においても環境負荷が少ない、自然の素材である木材を用いた「木橋」が注目されている。すなわち、エネルギーを必要とせず環境との共生が可能な部材を製造できること、デザイン上自由度が高いこと、軽量で強度に富むこと等、木材が優れた特徴が有していることや、構造用集成材の製造技術の飛躍的な発展がその背景にあり、歩道橋のみならず車道橋にも用いられてきている。

宮崎県産杉材は、曲げ弾性係数や強度が米マツに比べて20~30%低いため、これまでは構造材料としてはさほど活用されてはいない。しかし集成材の製造技術の進展に伴って、強度のばらつきも少なくなり、大断面部材の製造も可能となってきたため、構造材として次第に用いられるようになってきており¹⁾、2003年4月に完成した「かりこぼうず大橋」にも大断面の杉集成材が用いられている。

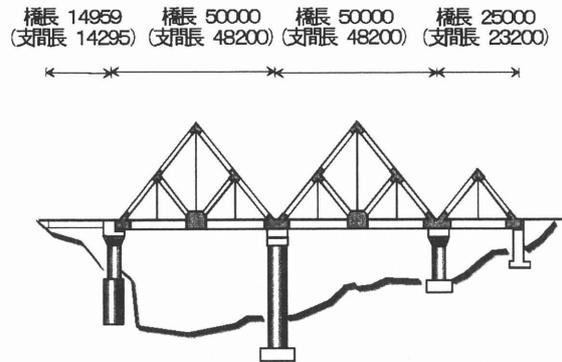
著者らはこれまでに、完成直後および完成後1年を経過した時点での力学性状を報告しているが^{2), 3)}、その後ほぼ1年毎に載荷試験を行ってきているので、ここに完成直後に実施した実験の結果と比較して、力学性状の経年変化の有無を検討することとした。

2. かりこぼうず大橋の概要

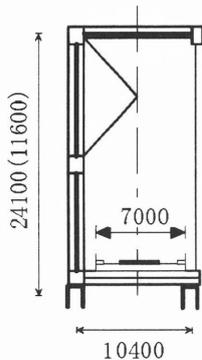
支間 14.3m の単純桁橋，支間 48.2m のキングポスト橋 2 連および支間 23.2m のキングポスト橋の 4 径間からなる橋長 140m の我が国最大の木造道路橋であるかりこぼうず大橋（写真－1）の一般図と断面図をそれぞれ図－1 および図－2 に示す。表－1 には各木部材の断面諸元を，また，図－3 には下弦材の断面を示す。下弦材は下フランジがないチャンネル断面であり，トラス組み立て時の死荷重を負担するために 4 本の PC 鋼棒（ $\phi 23$ ）が断面内部の中空部に配置されている。本 PC 鋼棒は活荷重作用時には木下弦材とともに抵抗する，活荷重合成の考え方が採用されている。キングポスト部材には PC 鋼棒（ $\phi 32$ ）が用いられている。



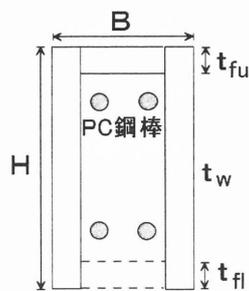
写真－1 かりこぼうず大橋



図－1 かりこぼうず大橋の一般図



図－2 断面図



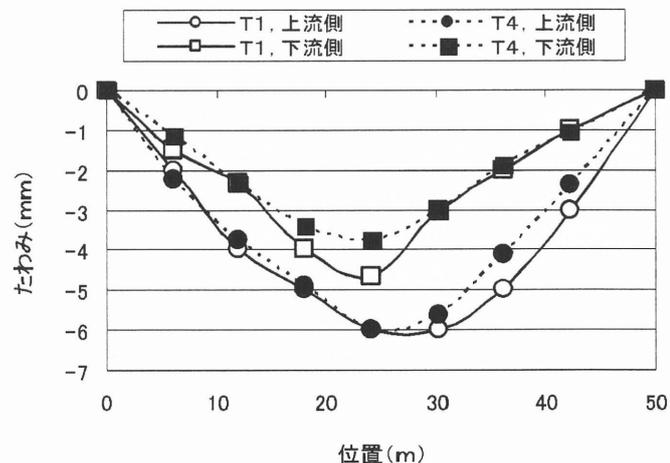
図－3 部材断面

表－1 木部材の断面諸元(mm)

	H	B	t_w	t_{fu}	t_{fl}
下弦材	1830	1000	210	210	*
上弦材	1050	1000	180	300	300
斜材	800	1000	180	300	300
上横支材	900	1000	180	150	150
下横支材	600	780	180	*	*

3. 静的・的試験の概要および結果

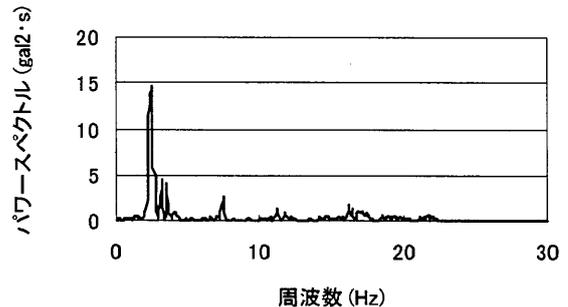
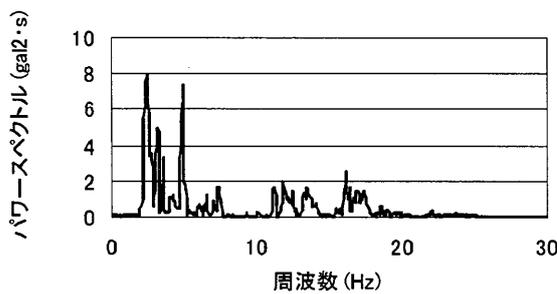
本橋が完成して 1 年経過した時期 (T1) では，前輪荷重：49.1kN，後輪荷重：141.4kN のダンプトラックを用い，完成後ほぼ 4 年経過した時期 (T4) では，前輪荷重：63.7kN，後輪荷重：136.2kN のダンプトラックを用いて静的載荷試験を行った。試験対象としたのは図－1 に示している 2 つの大支間トラスのうち，右側の大支間トラスである。載荷にあたり，後輪の中心点が幅員上流側，幅員中央および



図－4 各計測時点でのたわみ

び幅員下流側における支間長の 1/4 点, 2/4 点および 3/4 点にくるようにした (前輪は図-1 の右側)。図-4 に, 幅員の上流側で支間中央 (2/4 点) に偏載荷したときに得られた, 幅員上下流での支間長の各 8 等分点におけるたわみを示す。なお, たわみの実測にあたり, トータルステーションを用いている。使用したトータルステーションの計測精度は 1mm であるため, 計測結果は精度には欠けるものの, また, 前・後輪荷重の大きさに幾分かの差異はあるものの, ほぼ同程度のたわみ量となっており, 経年によるたわみへの影響はまだ生じてはいないと考えられる。

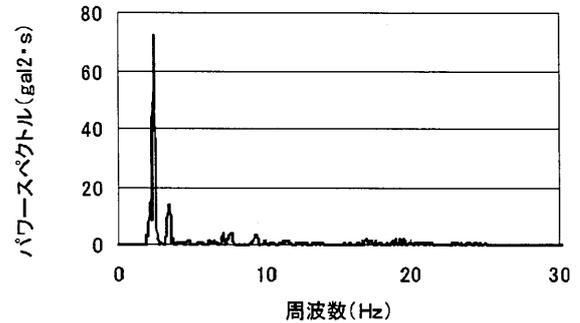
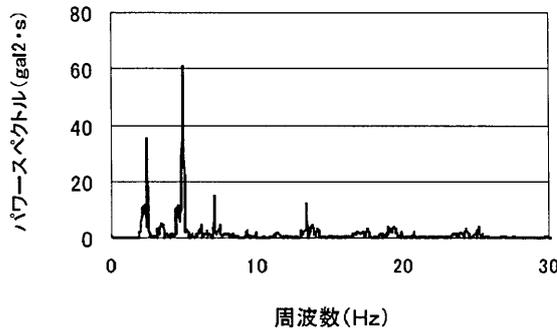
また, 走行車両および人間のジャンプによる衝撃载荷で本橋の動的力学特性を検討した。まず, 図-5 には, 完成当初(T0, 2003 年 4 月)における車両走行 (幅員上流側) による大支間トラス (図-1 に示す 2 つの大支間トラスの右側部, 支間長 48.2m) の, 幅員上流側の支間長 1/4 点および幅員上流側の支間長 1/2 点での加速度波形を FFT 解析して得られたパワースペクトルを示す。これに対して完成後約 4 年経過した時点で得られた同一の車両走行条件での上述した測点でのパワースペクトルを図-6 に示す。これらの図から, パワースペクトル図の形状は幾分異なるものの, 固有振動数の値には差異はなく, 経年による固有振動数の変化は認められないことがわかる。



(a) 幅員上流側, 支間長 1/4 点

(b) 幅員上流側, 支間長 1/2 点

図-5 車両走行時の大支間トラスのパワースペクトル (時期 T0, 完成当初)

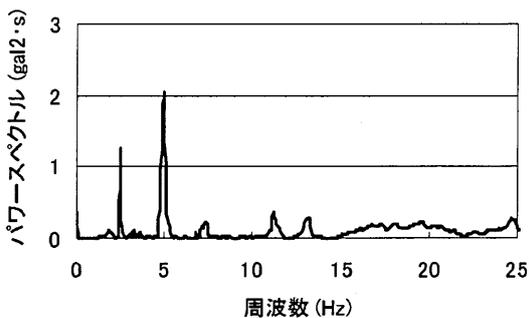


(a) 幅員上流側, 支間長 1/4 点

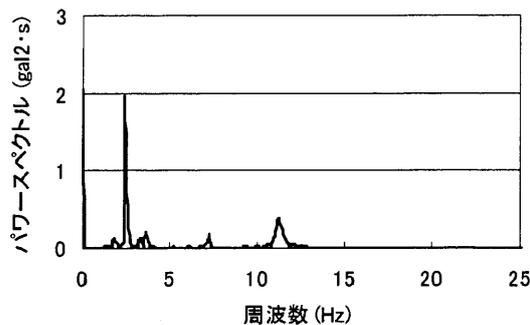
(b) 幅員上流側, 支間長 1/2 点

図-6 車両走行時の大支間トラスのパワースペクトル (時期 T4, 完成後約 4 年)

また, 3 人の人間のジャンプによる衝撃载荷によって得られた, 完成当初の大支間トラスにおける幅員上流側の支間長 1/4 点および幅員上流側の支間長 1/2 点での加速度波形から得られたパワースペクトルを図-7 に示す。同様にして完成後約 4 年経過した時点で得られた同一の衝撃载荷条件での同上の測点でのパワースペクトルを図-8 に示す。同様にこれらの図においても, 固有振動数の値は同一であり, 経年による固有振動数の変化は生じていないことが確認できる。

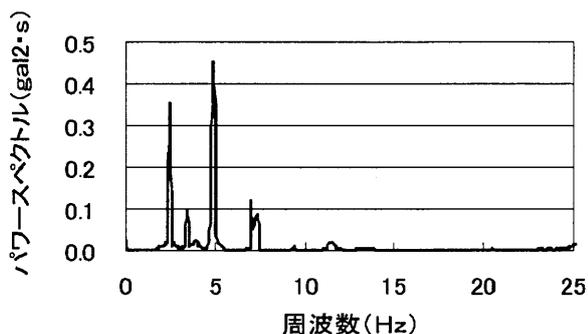


(a) 幅員上流側，支間長 1/4 点

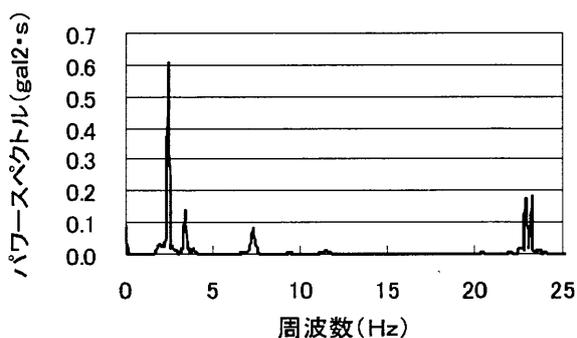


(b) 幅員上流側，支間長 1/2 点

図一七 衝撃载荷（人間ジャンプ）時の大支間トラスのパワースペクトル（時期 T0）



(a) 幅員上流側，支間長 1/4 点



(b) 幅員上流側，支間長 1/2 点

図一八 衝撃载荷（人間ジャンプ）時の大支間トラスのパワースペクトル（時期 T4）

表一 2には、完成後1年経過した時点（時期 T1）およびほぼ4年経過した時点（T4）における幅員上下流の支間の各8等分点で得られた鉛直垂直方向振動の固有振動数を比較して示す。固有振動数の値には幾分かの違いはみられるものの、ほぼ同一の固有振動数が得られており、これらの結果からも経年変化は生じていないことがわかる。さらに表一 3には、大支間および小支間トラスについて、各振動モードに対応する固有振動数にトラス頂部での測定結果から得られた頂部水平（橋軸直角）変形と橋軸方向変形に対応する固有振動数を加え、解析結果と比

表一 2 測定時期の違いによる固有振動数(Hz)

測点	時期	固有振動数 (Hz)						
		2.44	3.32	4.88	6.15	7.32		
上流側	L/8	T1	2.44	3.32	4.88	6.15	7.32	
		T4	2.44	3.42	—	—	7.32	
	2L/8	T1	2.44	3.32	4.88	6.15	7.32	
		T4	—	3.42	—	—	—	
	3L/8	T1	2.44	3.32	4.88	—	7.32	
		T4	2.44	—	—	—	—	
	4L/8	T1	2.44	3.32	—	—	7.32	
		T4	2.44	3.42	—	—	—	
	5L/8	T1	2.44	3.32	4.88	6.15	—	
		T4	2.44	3.42	—	—	7.03	
	7L/8	T1	2.44	3.32	4.88	6.15	7.32	
		T4	2.44	3.42	—	—	7.03	
	下流側	L/8	T1	2.44	3.32	4.88	6.15	7.32
			T4	計器不良				
2L/8		T1	2.44	3.32	4.88	6.15	7.32	
		T4	2.44	3.42	—	—	—	
3L/8		T1	2.44	3.32	4.88	6.15	—	
		T4	2.44	3.42	—	—	7.03	
4L/8		T1	2.44	3.32	—	—	7.32	
		T4	2.44	3.42	—	—	—	
5L/8		T1	2.44	3.32	4.88	6.15	—	
		T4	2.44	3.42	—	—	—	
6L/8		T1	2.44	3.32	4.88	6.15	7.32	
		T4	2.44	3.42	—	6.05	7.03	
7L/8		T1	2.44	3.32	4.88	6.15	7.32	
		T4	2.44	3.42	—	6.05	7.32	

表一 3 各振動モードでの固有振動数(Hz)

振動モード	大支間トラス				小支間トラス		
	解析	実測時期		解析	実測時期		
		T1	T4		T1	T4	
頂部水平変形	0.95	0.98	0.98	217	234	1.95	
橋軸水平変形	1.2	1.17	1.17	1.54	1.36	1.36	
曲げ変形(1次)	25	244	244	5.7	5.08	5.08	
曲げ変形(2次)	4.98	4.88	4.88	10.4	—	8.79	
ねじり変形(1次)	2.83	3.32	3.42	5.71	6.93	6.15	
ねじり変形(2次)	4.98	6.15	6.05	10.4	—	11.23	

較して示す。固有振動数の値が幾分異なるものも見受けられるが、ほぼ同一の値となっている。

続いて図-9(a)には、時期 T4 に実施した、人間ジャンプによる衝撃载荷試験時の下流側支間中央点での加速度波形を（大支間トラスの幅員中央部の支間長 3/4 点に衝撃载荷）、また図-9(b)には、幅員中央部を自動車が行ったときの下流側支間中央点での加速度波形を示す。同じく図-10(a)には、時期 T4 に実施した、人間ジャンプによる衝撃载荷試験時の下流側支間中央点での加速度波形を（小支間トラスの幅員中央部の支間長 3/4 点に人間ジャンプによる衝撃载荷）、図-10(b)には、幅員中央部を自動車が行ったときのの上流側支間中央点での加速度波形を示す。これらの図から振動波形が次第に減衰していることがわかる。このようにして得られた種々の载荷条件から得られた振動波形を基に減衰定数を求めた。その結果、時期 T1 の場合には、大支間トラスの場合 0.0055~0.0112 の範囲であったのに対して、時期 T4 の場合には 0.00549~0.0114 の値が得られた。また小支間トラスの場合には、時期 T1 の場合に 0.0114~0.0182 であったのに対して、時期 T4 の場合には 0.0104~0.0150 の値が得られた。このように減衰定数も幾分かの相違は認められるものの、ほぼ同じ値が得られており、経年変化はないと考えられる。

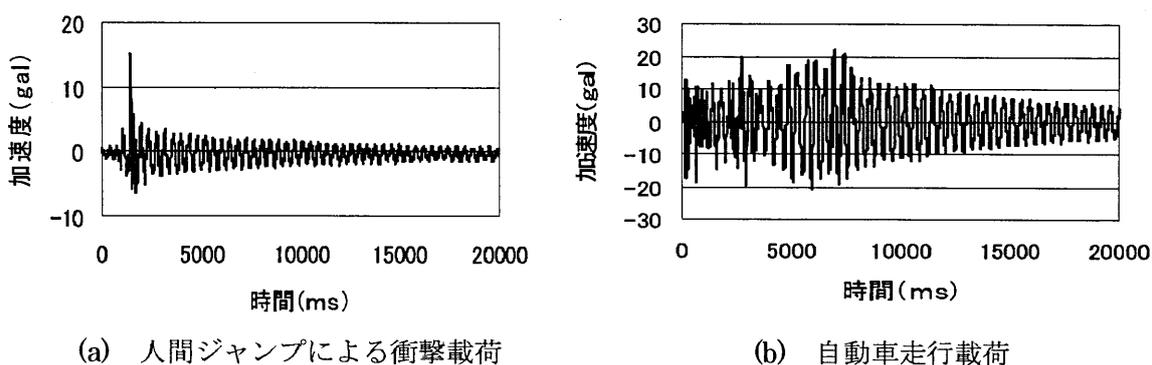


図-9 大支間トラスの減衰振動波形（時期 T4）

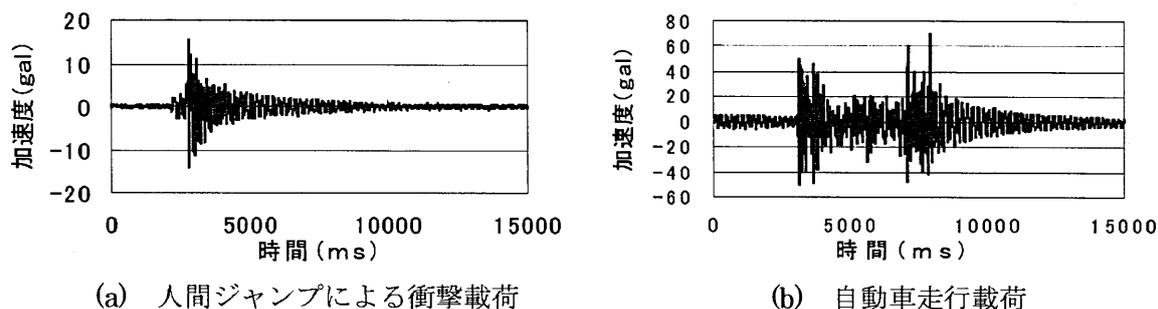
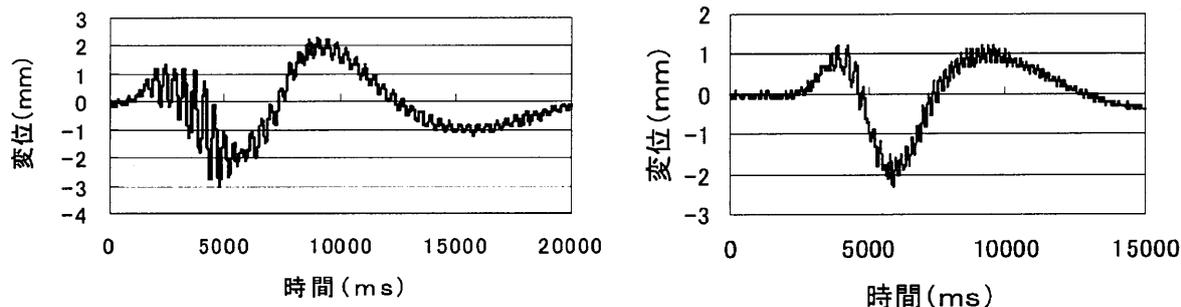


図-10 小支間トラスの減衰振動波形（時期 T4）

図-11(a)には大支間トラスの幅員中央を自動車が行った時の上流側の支間中央点でのたわみ振動波形を、図-11(b)には小支間トラスの幅員上流側を自動車が行った時の上流側の支間中央点でのたわみ振動波形を示す。このようにして得られたたわみの振幅中央値を静的たわみとみなし、最大動的たわみと最大静的たわみの比から動的増幅率 (DAF) を求めて、衝撃係数を評価した。大支間トラスでは、時期 T1 での DAF の値は 1.07~1.18 であったが、時期 T4 では 1.13~1.53 と幾分増大した値を示した。また、小支間トラスでは時期 T4 において、1.10~1.27 の値が得られた。なおこれらの図においては、対象支間に自動車が入る直前と離脱した直後にたわみの浮き上がり現象が認められる。これは橋脚の変形が連成している影響ではないかと考えられるが、この点に関しては今後詳細な調査検討が必要である。



(a) 大支間トラス (b) 小支間トラス

図-11 たわみ振動波形 (時期 T4)

表-4には、時期 T4 において、大支間トラスのキングポストラス鋼棒をハンマーで叩いたときの応答加速度波形から求めた固有振動数を、吉川らの結果⁴⁾と比較して示す。振動数にやや相違が認められるものの、同程度の振動数となっており、経年変化はないと考えられる。

表-4 キングポストラス鋼棒振動数

	曲げ対称1次振動数(Hz)		
	上流側		下流側
	文献4)	時期 T4	時期 T4
中央鋼棒	4.70	4.88	5.13
左鋼棒	6.81	7.08	7.08
右鋼棒	6.88	7.57	7.08

4. あとがき

かりこぼらず大橋の静的・動的力学特性を、完成後約4年経過した時点で実施した実験の結果に基づいて検討したものであり、得られた結論を要約すると、以下ようになる。

- (1) 約4年経過した時点でも静的たわみ量に特段変化はなく、経年変化は見られなかった。
- (2) 固有振動数の変動もほとんどなく、経年変化は特に見られなかった。
- (3) 減衰定数の値にも幾分かの相違は認められるものの、ほぼ同じ値が得られており、減衰定数も経年による変化はないと考えられる。
- (4) 大支間トラスおよび小支間トラスの動的増幅率は、完成当初よりも幾分増大している結果が得られたものの、大きな変動はなく、経年による変化はないものと思われる。また、大支間トラスでは1.50程度の動的増幅率の値も見受けられるが、大半は1.30程度以下であり、本橋の設計に用いられた衝撃係数の値の0.25は妥当であると判断できる。
- (5) キングポストラス鋼棒の固有振動数にも大きな変動は認められず、鋼棒の緊張力についても経年変化はないと考えられる。

以上の結果から、完成後約4年が経過した時点ではあるが、経年による力学特性への影響は現在のところ特に認められなかった。なお、本橋の経年変化については今後も継続して調査を行う予定である。

参考文献

- 1) 渡辺浩志, 久保田努, 齋藤潔, 柴田直明: 日影入線木橋 (長野県林道木橋標準設計) の施工, 第2回木橋技術に関するシンポジウム論文報告集, pp.41~45, 2003
- 2) 今井富士夫, 飯村豊, 入江達雄, 中澤隆雄: かりこぼらず大橋の材料および力学性状, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.865~872, 2004
- 3) 中澤隆雄, 今井富士夫, 飯村豊, 瀬崎満弘: かりこぼらず大橋の静的・動的力学特性, 第3回木橋技術に関するシンポジウム論文報告集, pp.47~52, 2004
- 4) 吉川彰彦, 本田秀行, 有村英樹, 宮里順: 大規模キングポストラス木車道橋の構造性能評価, 第3回木橋技術に関するシンポジウム論文報告集, pp.39~46, 2004