

かりこぼうず大橋の静的・動的力学特性

Static and dynamic characteristics of Karikobouzu Bridge of glued laminated timber

○中澤隆雄* 今井富士夫* 飯村豊** 瀬崎満弘*

NAKAZAWA Takao, IMAI Fujio, IIMURA Yutaka and SEZAKI Mitsuhiko

* 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)

ABSTRACT Field tests were done to make clear the static and dynamic mechanical properties of Karikobouzu Bridge, the longest king-post truss road bridge made of glued laminated timbers in Japan. And three-dimensional structural analysis was also conducted using FEM. The results indicated that cross beams that support the slab contributed to the increment of the rigidity, there was good agreement between the experimental and analytical natural frequency in the bending vibration mode, the damping coefficient was similar to steel truss bridge, but lower than that of general steel or concrete bridge, and DAF(dynamic amplification factor) was in the range of 1.08 to 1.24, it can be said the DAF of 1.25 used in the design was a proper value.

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

1. まえがき

宮崎県の杉生産量はここ13年間全国一であるが、曲げ弾性係数や強度が米マツに比べて20～30%低いいため、構造材料としての有効利用が進んでいない現状にある。杉原木は強度の変動が大きく、変形しやすい等の欠点を有しているのに対して、杉集成材は強度のばらつきも少なく、大断面部材の製造も可能となってきたことから構造材として次第に用いられるようになってきており、2003年4月に完成したかりこぼうず大橋にも集成材が適用されている。近年、木橋への集成材の適用例が増えてきており、これに伴ってこれらの木橋の力学特性の解明に関する調査研究が進められている¹⁾。しかし、かりこぼうず大橋に採用された大支間長のキングポスト形式の木橋に関しては、その力学特性は十分には明らかになってはいない。

著者らは、これまでにかりこぼうず大橋に用いられた集成材の材料性状や力学特性についての報告²⁾を行う中で、本橋の力学特性について言及してきているが、完成後1年を経過した時点での力学性状を確認するために再度静的・動的載荷試験を行い、完成直後に実施した実験の結果と比較検討して、1年間経過したことによる力学性状の変化の有無を確認することとした。

2. かりこぼうず大橋の概要

かりこぼうず大橋(写真-1)の概要を図-1および図-2に示す。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。各木部材の断面諸元を表-1 に、また、下弦材の断面を図-3 に示す。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 (φ23) 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。また、キングポストには PC 鋼棒 (φ32) が用いられている。

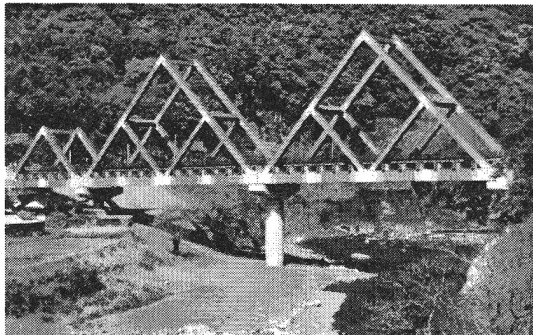


写真-1 かりこぼうず大橋

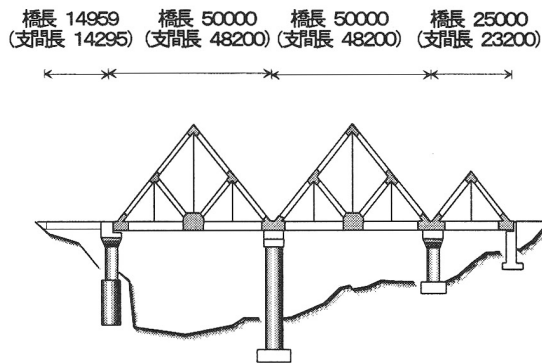


図-1 かりこぼうず大橋の一般図

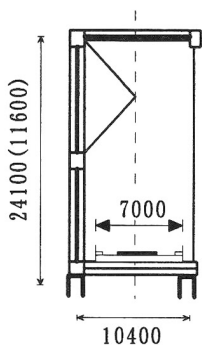


図-2 断面図

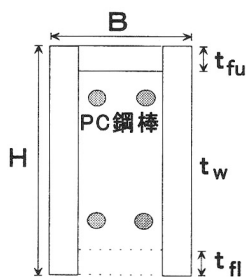


図-3 部材断面

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. 試験の概要

完成直後の試験では、高所作業車（前輪荷重：25.9kN，後輪荷重：50.9kN）と、クレーン車（前輪荷重：59.0kN，後輪荷重：166.5kN）を用いたが、1年が経過した今回はダンプトラック 2 台（前輪荷重：49.1kN，後輪荷重：141.4kN および前輪荷重：50.4kN，後輪荷重：138.1kN）とした。静的試験ではこれらの後輪を所定の位置に静止した状態でたわみを測定した。動的試験では車両の走行試験や人間のジャンプによる衝撃載荷試験を行った。今回の動的試験での測定はサーボ型加速度計に加えて部分的にサーボ型速度計も用いている。測定対象は小支間トラスとこれに隣接する大支間トラスの 2 橋である。

静的載荷試験から得られた結果を図-4 および図-5 に示す。図-4 は大支間トラスの幅員の上流側で支間中央に車両 1 台を偏載荷したときの、幅員上下流でのスパン長の各 8 等分点におけるたわみを示している。同じく図-5 は小支間トラスの幅員の上流側に車両 1 台を偏載荷したときの、幅員上下流でのスパン長の各 4 等分点におけるたわみを示している。静的載荷試験でのたわみの計測には、トータルステーションを用いている。なお、実線および破線で示した解析結果は D I A N A 7 を使用して得られたものである。トータルステーションによるたわみの計測精度は 1 mm であるため、計測結果にはややばらつきは認められるが解析結果と実験値とはほぼ一

致する結果が得られている。また、完成直後のたわみ量と完成後1年経過時点でのたわみ量にはほとんど差異は認められない結果が得られている。

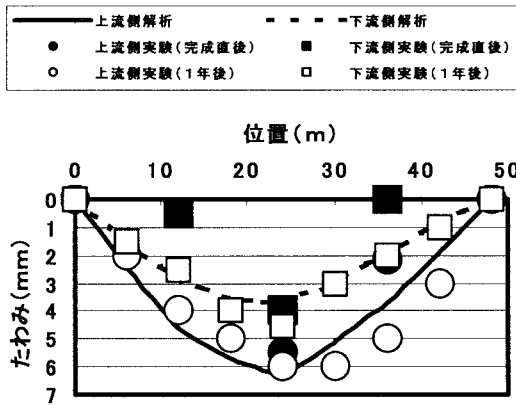


図-4 幅員中央偏載荷（支間中央）時のたわみ（大支間トラス）

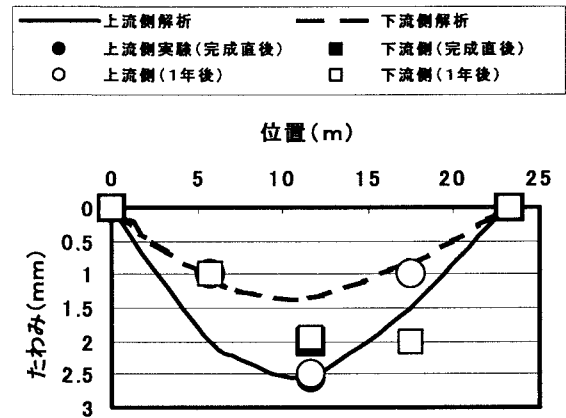
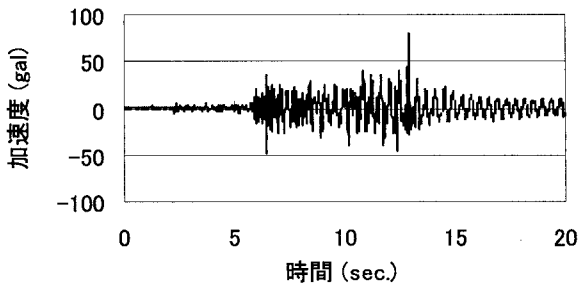
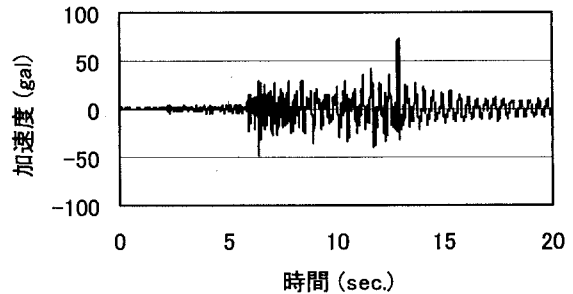


図-5 幅員中央偏載荷（支間中央）時のたわみ（小支間トラス）

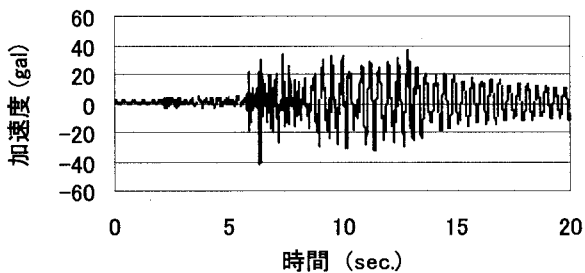
次に、動的載荷試験結果を示す。まず、図-6には、完成直後での車両走行による大支間トラスの各測点での加速度波形を示す。測点2および測点4は幅員上流側の支間長 1/4 点および 1/2 点、測点9および測点11は幅員下流側の支間長 1/4 点および 1/2 点における波形である。



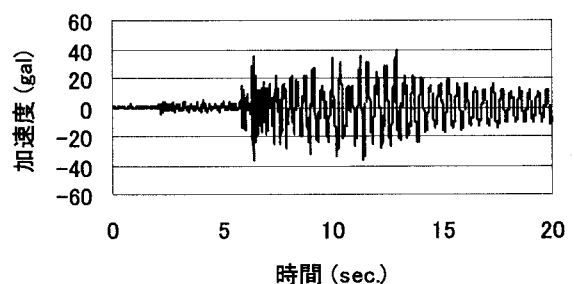
(a)測点2（幅員上流側，支間長 1/4 点）



(b)測点9（幅員下流側，支間長 1/4 点）



(c)測点4（幅員上流側，支間長 1/2 点）

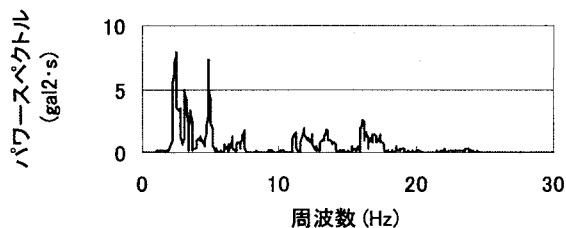


(d)測点11（幅員下流側，支間長 1/2 点）

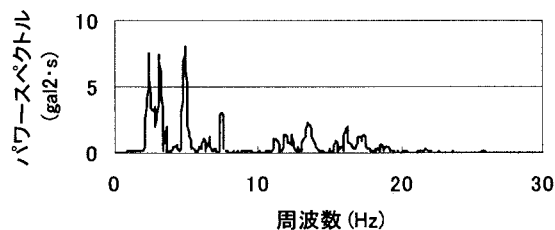
図-6 車両走行（幅員上流側）時の大支間トラスの各測点の加速度波形

これらの振動波形を FFT 解析した結果は図-7に示すとおりである。幅員上下流の支間長 1/4 点においては 5 Hz あたりまでに 3 つのパワースペクトルのピーク値が認められるのに対し

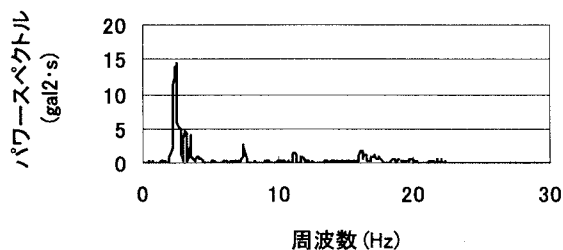
て、支間長の 1/2 点では 1 つのピークしか生じていないことがわかる。すなわち、測点位置によって明らかに異なる振動モードに対する固有振動数が生じていることが理解できる



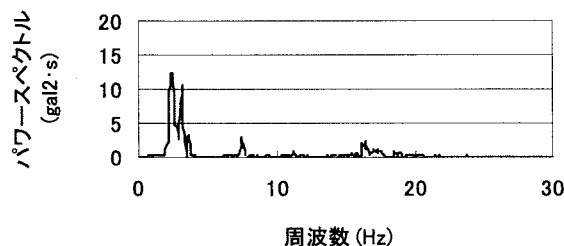
(a) 測点 2 (幅員上流側, 支間長 1/4 点)



(b) 測点 9 (幅員下流側, 支間長 1/4 点)



(c) 測点 4 (幅員上流側, 支間長 1/2 点)

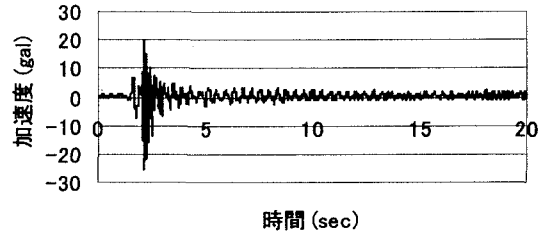
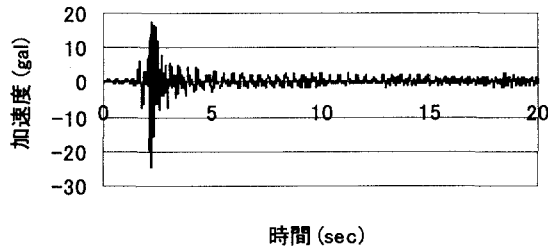


(d) 測点 11 (幅員下流側, 支間長 1/2 点)

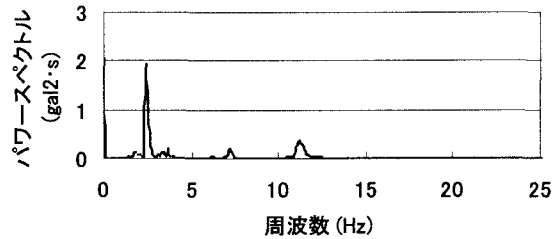
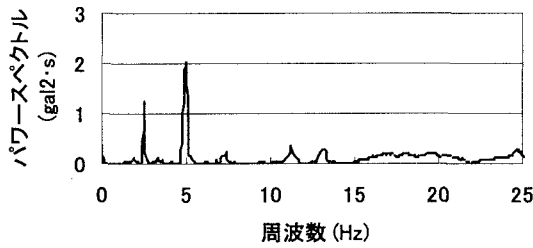
図-7 車両走行 (幅員上流側) 時の大支間トラスの各測点のパワースペクトル

さらに、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、大支間トラスの各測点での加速度波形を図-8 に示す。衝撃载荷点は曲げおよびねじり振動が生じるように、幅員上下流偏载荷ならびに幅員中央载荷における支間長 1/4 点と 1/2 点を選定した。図-8 は幅員上流側の支間長 1/4 点での衝撃载荷の場合の波形である。得られた加速度波形は、ジャンプによる着地直後では衝撃応答を示しているが、時間の経過に伴ってなだらかな減衰振動に移行していることがわかる。これらの加速度波形を FFT 解析した結果は図-9 に示すとおりである。この場合においても、幅員上下流の支間長 1/4 点においては 5 Hz あたりまでに 2 つのパワースペクトルのピーク値が認められるが、支間長の 1/2 点では 1 つのピークしか生じていない。

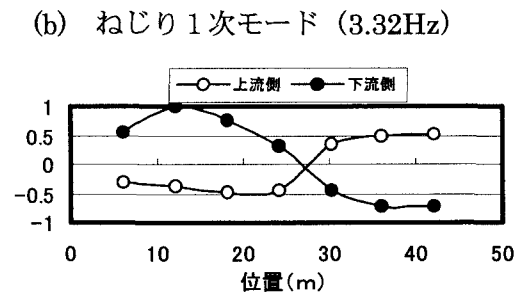
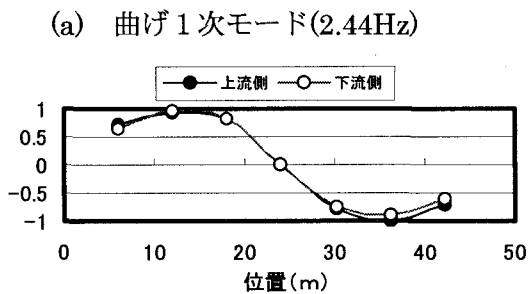
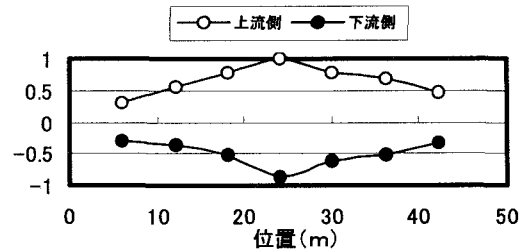
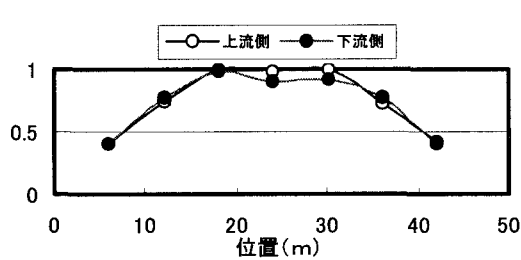
図-10 には、橋梁完成直後に実施した人間 3 人のジャンプによる衝撃载荷試験で求められた加速度波形を FFT 解析し、得られたパワースペクトルのピーク値によって推定した大支間トラスの各固有振動数に対する振動モードを示す。表-2 には、これらの固有振動数を解析値と比較して示す。なお、解析の結果では大支間トラス全体の最低次の振動モードとして、頂部面外水平振動が生じ、その次に橋軸方向の水平振動モードが生じている。小支間トラスでは、橋軸方向の水平振動モードの固有振動数が最低次で次いで頂部面外水平振動となっている。この時点ではトラス頂部に計測機器を取り付けることができなかつたため、実測値が得られていない。そこで、今回は頂部に加速度計を取り付けることが可能であったため、各加振条件で加速度波形を計測した。得られた波形を FFT 解析してピークパワースペクトルから固有振動数を求めたところ、大支間トラスでは 0.98 Hz、小支間トラスでは 2.34 Hz となり、解析結果とほぼ一致する結果が得られた。また、曲げ振動やねじり振動モードに対応する固有振動数についても、完成直後の値とほぼ一致する結果が得られている。また、大支間および小支間トラスについての完成当初の減衰定数の測定結果を示せば表-3 のとおりである。今回の 1 年後の計測結果に関しても、大支間トラスでは 0.0056~0.0115、小支間トラスでは 0.010~0.017 の範囲となっており、動力学特性



(a)測点2 (幅員上流側, 支間長 1/4 点) (b)測点4 (幅員上流側, 支間長 1/2 点)
 図-8 衝撃载荷 (幅員上流側, 支間長 1/4 点) 時の大支間トラスの各測点の加速度波形



(a)測点2 (幅員上流側, 支間長 1/4 点) (b)測点4 (幅員上流側, 支間長 1/2 点)
 図-9 衝撃载荷 (幅員上流側, 支間長 1/4 点) 時の大支間トラスの各測点のパワースペクトル



(a) 曲げ1次モード (2.44Hz) (b) ねじり1次モード (3.32Hz)
 (c) 曲げ2次モード (4.88Hz) (d) ねじり2次モード (6.15Hz)
 図-10 衝撃载荷試験から得られた振動モード (大支間トラス)

についても完成当初との差異は認められなかった。

本橋の設計においては、設計仕様書に基づいて支間長の相違にかかわらず衝撃係数は 0.25 の一定値が用いられている。そこで、本橋に用いられた衝撃係数の妥当性を検討するため、大支間トラスの動

表-2 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	実験	解析	実験
頂部水平変形	0.95	*	2.17	*
橋軸方向変形	1.20	1.27	1.54	1.36
曲げ変形 (1次)	2.50	2.44	5.70	4.98
曲げ変形 (2次)	4.98	4.88	10.40	*
ねじり変形 (1次)	2.83	3.32	5.71	*
ねじり変形 (2次)	4.98	6.15	10.40	*

動的たわみを測定することとした。完成当時には支間長の 1/2 点にバネ式のカンティレバ一変位計を設置し、車両走行時の動的たわみを求めた。得られた動的たわみ波形を図-11 に示す。求められた波形の振幅中央値を静的たわみと見なして、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、衝撃係数を評価することとした。得られた結果は表-4 に示すとおりである。なお、完成1年後の動的たわみはサーボ型速度計を用いて求めている。その場合の得られた動的増幅率は 1.07~1.18 の範囲であった。これらの結果から、設計に用いられた衝撃係数 0.25 はほぼ妥当であると考えられる。

表-3 減衰定数

衝撃加振点	大支間トラス		小支間トラス	
	上流側	下流側	上流側	下流側
幅員上流側, 支間長 L/4	0.0083	0.0090	0.0120	0.0100
幅員上流側, 支間長 L/2	0.0083	0.0062	0.0140	0.0120
幅員上流側, 支間長 3L/4	0.0069	0.0069	0.0110	0.0110
幅員中央, 支間長 L/4	0.0056	0.0038	0.0130	0.0110
幅員中央, 支間長 L/2	0.0050	0.0024	0.0050	0.0150
幅員中央, 支間長 3L/4	0.0051	0.0068	0.0150	0.0140

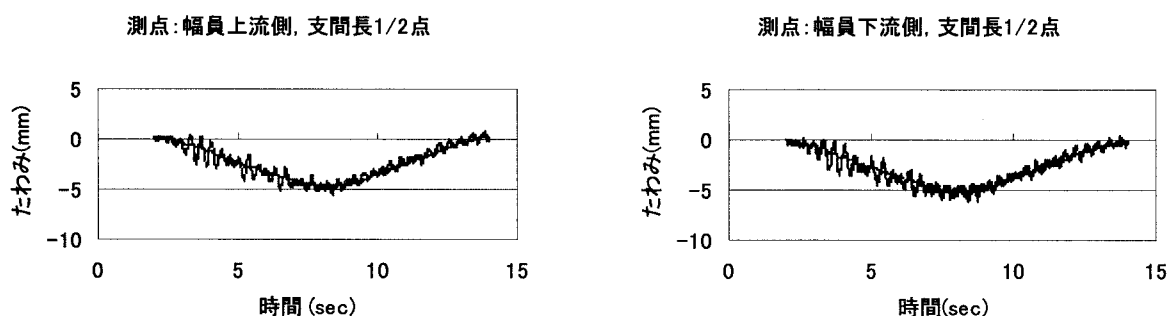


図-11 動的たわみ波形 (大支間トラス, 幅員中央走行, 10km/h)

4. あとがき

本論文は、かりこぼうず大橋の静的・動的力学特性を、完成直後および1年経過後において試験結果ならびに解析結果を比較し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) 試験から得られた大支間トラスおよび小支間トラスの静的たわみは、解析結果とほぼ一致しているとともに、1年経過後でも当初のたわみ量と差異のないものであった。
- (2) 固有振動数についても、試験から得られた値は解析結果と比較的良好な一致が認められた。
- (3) 大支間トラスの減衰定数は 0.0024~0.009 の範囲にあり、比較的小さな値であった。
- (4) 動的増幅率の検討結果から、本橋の設計に用いられた衝撃係数は妥当であると判断できる。
- (5) 完成後1年が経過したばかりであるが、静的・動的特性には特に変化は認められなかった。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) H.HONDA, S.USUKI, T.SASAKI, Y.MISHIMA: Structural Performance of Deck Arch Timber Highway Bridge, IABSE Conference, LAHTI2001, pp.187-192, 2001
- 2) 今井富士夫, 飯村豊, 入江達雄, 中澤隆雄: かりこぼう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