

## かりこぼうず大橋の静的・動的性状

### Static and dynamic characteristic of Karikobouzu Bridge

○池田拓郎\* 今井富士夫\*\* 中澤隆雄\*\* 飯村 豊\*\*\*  
林久智\*<sup>4</sup> 宮里順\*<sup>4</sup>, 木場和義\*<sup>4</sup> 入江達雄\*<sup>5</sup>

IKEDA Takurou, IMAI Fujio, NAKAZAWA Takao, IIMURA Yutaka  
HAYASHI Hisatomo, MIYASATO Jun, KOBA Kazuyoshi, and IRIE Tatsuo

\* 宮崎大学博士前期課程 (〒889-2192 宮崎市学園木花台1-1)  
\*\* 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 都城市花繩町21-2)  
\*<sup>4</sup> 駒井鉄工(株) (〒555-0041 大阪市西淀川区中島2-5-1)  
\*<sup>5</sup> 工博 (株)建設技術研究所 (〒810-0041 福岡市中央区大名2-4-12)

**ABSTRACT** This paper describes the results obtained from experiment and analysis done to investigate the static and the dynamic mechanical properties of king-post truss bridge made of glued laminated timber and to get initial data for maintenance of the bridge. Results of the investigation are summarized as follows: (1)Cross beams that support the slab contribute to the increment of the rigidity of the bridge, (2)At the cross section subjected to bending moment near the steel joint, Bernoulli-Euler assumption is not valid, (3)Because this bridge vibrates laterally at low frequency, it is necessary to examine the dynamic mechanical properties through a long term obsevation.

**Keywords** 集成材, キングポストトラス, 静的試験, 動的試験, 固有振動数  
glued laminated timber, king-post truss, static test, dynamic test,  
eigen-frequency

### 1. まえがき

本年4月に日本では最大級のキングポストトラス木橋が竣工した。本橋の特徴は宮崎県産スギ材を活用した集成材を主部材に採用していること、周囲の山並みの景観を配慮して橋高の高いトラス橋を採用したこと、下弦材は集成材とPC鋼棒の合成構造としたことなどにある。

集成材を活用した木橋の建設は近年増加しつつあり、実橋梁に対する試験も実施され<sup>1), 2)</sup>、実橋試験によるデータ収集が行われてきているものの、まだ充分とは云い難い。特に大規模なトラス橋に関するデータはほとんど見受けられない。

このような背景から、本研究ではスギ材から成る大断面集成材を適用した大規模トラス木橋の構造性状の解明や設計仕様ならびに維持管理手法の確立を目的とするもので、本論文で報告する静的・動的試験は、供用当初の初期値としてのデータ収集と維持管理のための解析を考えたもので、供用になっている現在は西米良村役場の協力のもとに動態観測を継続しながら、一定期間の供用後にも数回の試験を実施する予定となっている。

## 2. 本橋および試験概要

### 2.1 本橋の概要

「かりこぼうず大橋」の概要を図-1に示す。橋長は140mで4径間の単純構造であり、単純桁橋（橋長15m）、二連の大支間トラス（橋長50m）および小支間トラス（橋長25m）から成っている。いずれのトラスも上弦材の角度は45度である。

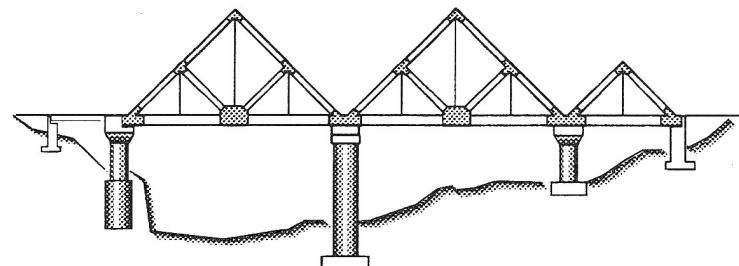


図-1 かりこぼうず大橋

トラスの木部材の断面を図-2および表-1に示す。下弦材は図表から判るようにチャンネル形の断面で中空部には両端の支承でのみ固定された4本のPC鋼棒が配置されている。このPC鋼棒は全体トラスの結合時の死荷重を負担するもので、活荷重には木部材とPC鋼棒の両者が抵抗する活荷重合成桁の概念を取り入れたものとなっている。

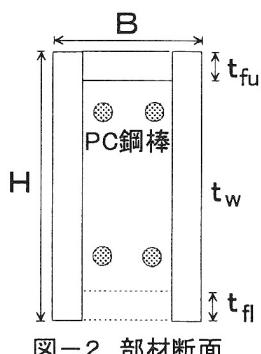


図-2 部材断面

表-1 木部材の断面諸元 (単位: mm)

	H	B	$t_w$	$t_{f_u}$	$t_{f_l}$
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	*	*
支間長	高さ			支間長	高さ
大トラス	48200	24100	小トラス	23200	16600

### 2.2 試験概要

今回の試験では静的試験と動的試験を実施したが、いずれの試験でも2種類の車両を使用した。写真-1は試験風景を示しており、車両の1つは写真-1に示す高所作業車（前輪軸重：25.9 kN、後輪軸重：50.9 kN）であり、他の1つはクレーン車（前輪軸重：59.0 kN、後輪軸重：166.5 kN）である。

静的試験では、これらの車両の後輪を所定の位置に静止させた状態で変位やひずみを測定した。動的試験では車両による走行試験、人間のジャンプによる落錐試験を行った。

静的試験での変位の測定はオートレベルによる方法を採用しており、ひずみ測定はひずみゲージを木部材の表面に貼付して行ったが、本橋の立地条件からひずみゲージは小支間トラスの一



写真-1 試験風景

□ 鉛直方向(上向き:正)  
△ 橋軸直角方向(上流側:正)  
支間中央には橋軸方向も設置

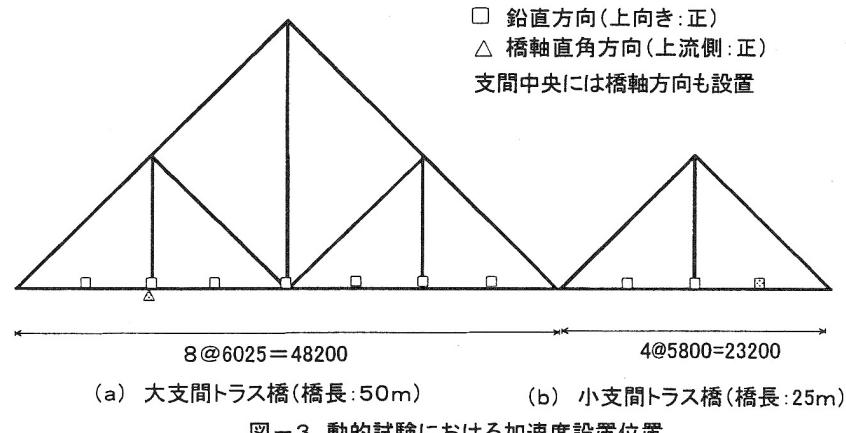


図-3 動的試験における加速度設置位置

部にしかひずみゲージを貼付することができなかった。

動的試験での測定はすべて加速度計によるものとなっており、加速度計はサーボ型加速度計とひずみゲージ式加速度計を使用しており、加速度計の設置位置は図-3に示すとおりである。これ以外にも、トラス頂部や垂直材に相当するPC鋼材にも加速度計を設置したが、解析に利用できる十分なデータを採取することはできなかった。

なお、大支間トラスは小支間トラスに隣接するものを対象としている。

### 3. 静的試験

図-4は1台のクレーン車による片側車線偏載時におけるトラス下弦材のたわみについて整理したもので、静的および動的解析には、解析ソフトD I A N A 7を使用した。

実験と解析結果を比較すると、実験でのたわみ測定には先述したようにオートレベルを使用したため、その精度は充分ではなかったと考えられるが、いずれのトラスも、実験と解析の結果はほぼ一致しているものと云える。中央点での両側下弦材の差異に着目すると、解析の差異に比較して、実験のそれは小さいものとなっている。この理由として考えられることは、解析では両側の下弦材を結ぶものは細い横支材のみとしているが、実橋では床版を支えるために大きな横桁（高さ×幅=1200mm×630mm）がおよそ3mピッチで配置されており、横桁は下弦材同士の荷重分配機能を果たしているものと考えられる、設計においても横桁は橋全体の剛性には寄与しないものと仮定している。

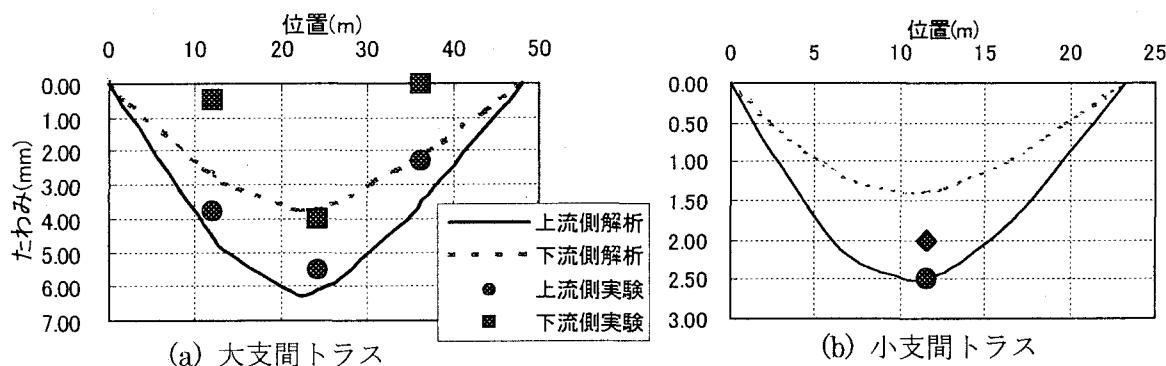


図-4 上流側中央偏載荷でのたわみ

図-5は小支間トラスのトラス中央部に2台のクレーン車を並列に置いたときの、支点側の鋼ジョイントから10cmと60cmの位置の高さ方向ひずみ分布を示したものである。

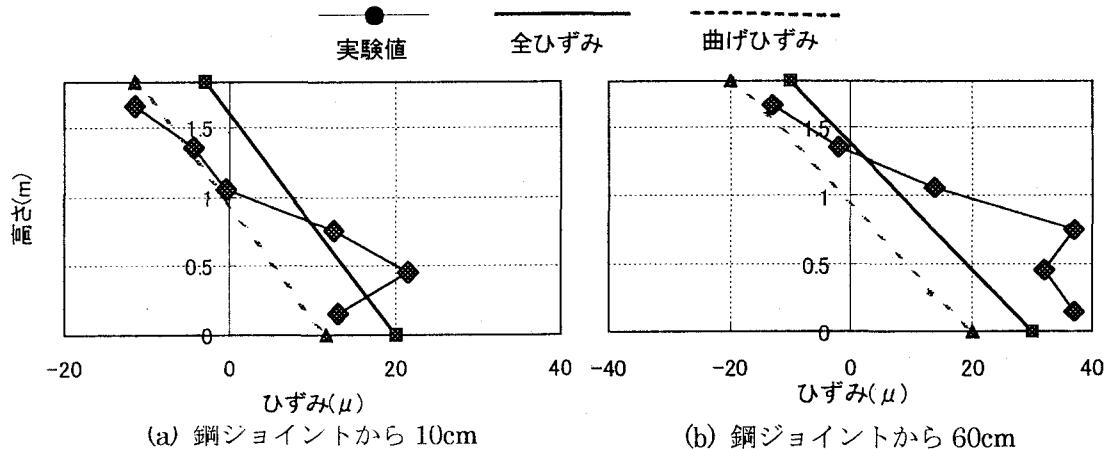


図-5 大支間中央載荷（2台並列）

図中の実線は解析より得られた軸力と曲げモーメントから算出された全垂直ひずみを示したものであり、破線は曲げモーメントのみから算出されたものである。鋼ジョイントから 10cm の位置のひずみを観ると、圧縮側では軸力によるひずみを除いた曲げひずみにはほぼ一致しており、引張側でひずみ勾配は大きく増加していくが、引張の最下縁のひずみは低下している。鋼ジョイントから 60cm におけるひずみ分布は、解析に対するひずみ勾配よりも大きな傾きを呈し、最下縁から 2 段目の位置で低下するものの、最下縁ではまた増加している。縁端部のみを結んだ分布をみると、鋼ジョイント近傍ではおよそ曲げひずみと一致し、やや離れた位置ではひずみの勾配は解析よりも大きくなっている。鋼ジョイントの無い無垢の木材曲げ試験では平面保持の法則が成立していたことは、著者らのこれまでの実験でも明らかである。ここでひずみの乱れの原因を把握することは、これまでの集成材から成る木橋が大きな曲げが作用するアーチ橋に適用されていることを考えれば、重要な課題となるものと思われる。

本橋では曲げ応力の発生は、図からも明らかなように微小であることから、設計の改めての検討は特に必要はないと考える。

#### 4. 動的試験

動的試験では、車両走行試験および人間のジャンプによる落錘試験を実施した。

車両走行試験では、幅員中央と片側車線走行を実施し、落錘葉試験では曲げとねじれ振動を考えた数ヶ所について行った。

図-6 は 2 つのトラスの落錘試験による中央点の応答加速度について示したもので、図-7 は大支間トラスの車両走行試験による応答加速度である。

落錘試験では、落錘直後に大きな衝撃応答を示し、その後減衰振動に推移していることが観て取れる。大支間トラスでは小支間トラスに比べると、緩やかな振動波形の低減となっている。

これらの振動波形から、

1 波ごとの波形のピークを読み取り、減衰定数を以下の式より算定した<sup>3)</sup>。

対数減衰率：

$$\delta = \ln(x_{i-1} / x_i)$$

(1)

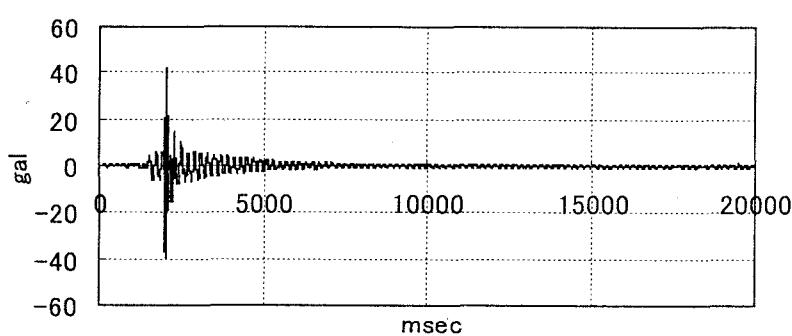
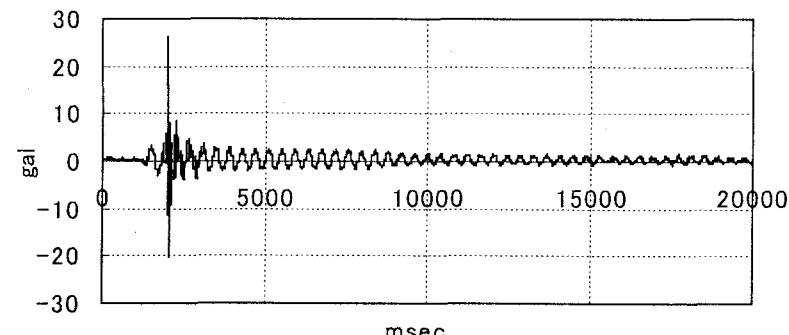
ここに、 $x$  は波形のピーク値であり、下添字は時間を示している。

減衰定数：

$$h = \delta / 2\pi \quad (2)$$

式(1)と式(2)から得られた減衰定数は、大支間トラスでは  $h = 0.009$  であり、小支間トラスでは  $h = 0.013$  となった。

文献 3) に示された鋼トラス橋の減衰定数はおよそ 0.007~0.01 となっており、本橋の減衰定数は鋼トラス橋とほぼ同等と云える。



(b) 小支間トラス

図-6 落錘試験の応答加速度

図-7に示す走行試験での大支間トラスの応答加速度は、図のように7000ms～9000ms、9000ms～13000msとそれ以降に3組の波形の組み合わせとなっている。すなわち、第1波形の組は車両が小支間に進入したもの、第2波形は測定対象とした中央大支間トラスに車両が通過しているときのもの、第3波形は次の大支間トラスに車両が移動したときのものと思われる。

このことは単支間橋梁の場合と異なり、本橋は橋脚を通じて車両による影響が他の支間トラスにも及んでいるものと考えられる。

これらの振動波形を基に、パワースペクトルを用いて、固有振動数を求めた結果が表-2で、図-8は解析で得られた大支間トラスの振動モードの一部を示したものである。表中の「\*」は実験では確定できなかった振動数である。

振動モードを観ると、本橋では橋高が高いことによる頂部の水平変形、すなわち柱の曲げ振動に相当する振動モードやゴム支承の変形による橋軸方向に橋梁全体が移動する振動モードなども発生している。これらの振動モードに対応する解析で得られた固有振動数をみると、頂部の水平変形は0.95Hz、支承の変形による橋梁全体の橋軸方向変形は1.20Hzといずれも橋梁全体の曲げやねじり振動よりも小さな振動数と呈している。

実験では頂部の水平変形に対応する固有振動数は得られていないが、実験と解析結果を比較すると、大支間トラスでは支承変形や曲げ振動についてはよく合致しているものの、ねじり変形では差異が生じており、実験が大きな値となっていることが判る。この理由は静的試験でも述べたように、床版を支える横桁が下弦材全体のねじり剛性を高めていることによるもので、実橋は設計以上のねじり剛性を有しているものと云えよう。小支間については全体的に両者の差が生じており、今後検討していく予定である。

## 5. まとめ

本論文はわが国では施工実績の少ないトラス形式の木橋の静的試験と動的試験の結果について報告したものである。ここで、対象とする「かりこぼうず大橋」は宮崎県産のスギ材を使用したわが国最大級のキングポストトラス橋で、本研究は本橋の力学特性の把握や維持管理手法の確立を目的としたもので、今回の試験は供用以前の初期データの収集するために実施したもので、本橋の経年変化を観察するために、動態観測や一定期間ごとに同様な試験を実施する予定となっている。本論文は試験実施直後であるため、本橋の特徴である宮崎県産スギ材の使用やP C鋼棒と合成作用について論ずることはできなかった。

本論文で得られた結果を要約すると、以下のようになる。

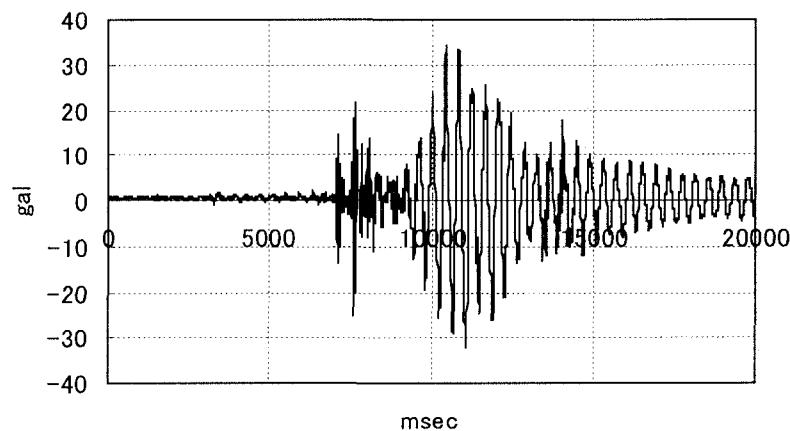


図-7 走行試験の応答加速度（大支間トラス）

表-2 固有振動数 (Hz)

	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	*
支承変形	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	*

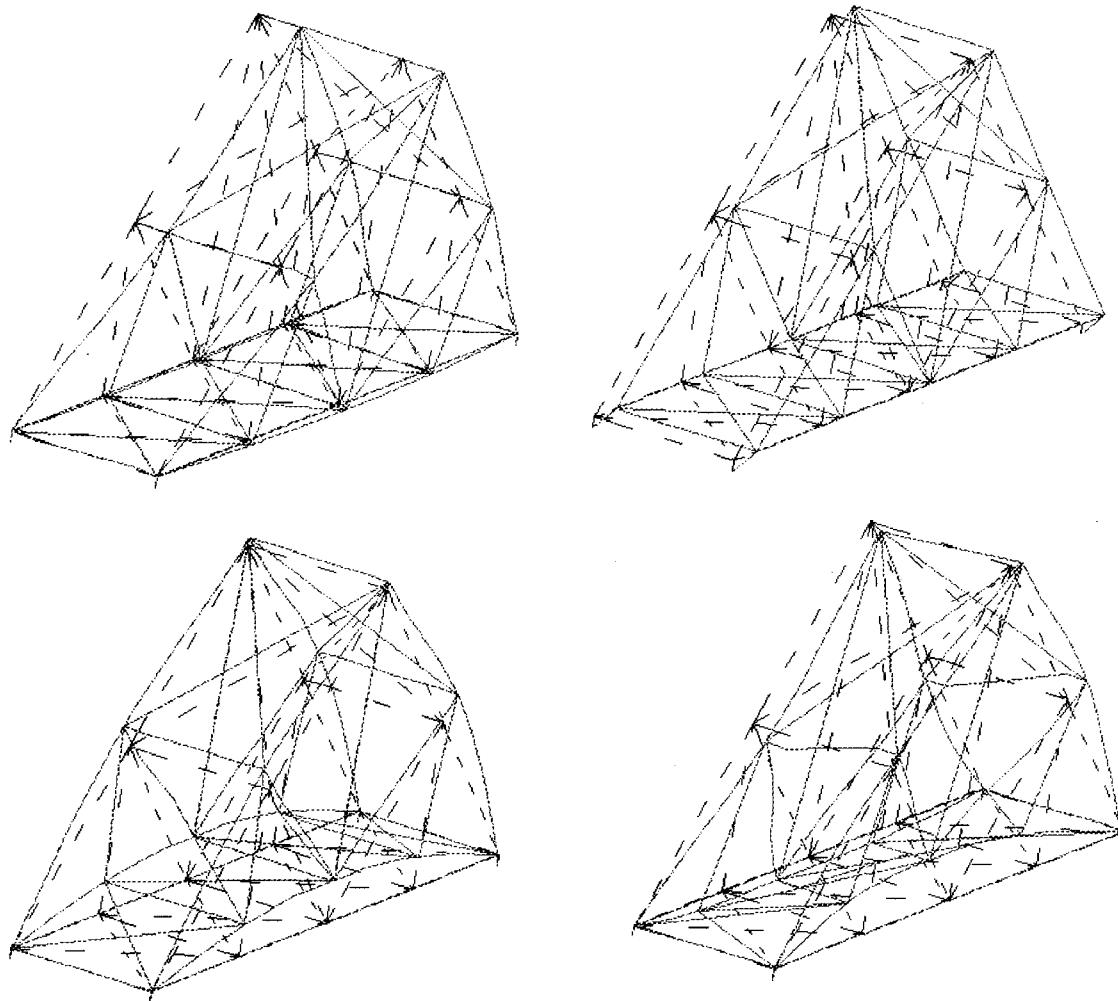


図-8 固有振動モード

- (1) 設計で考慮されていない床版を支える横桁は橋梁全体の剛性に寄与している。
- (2) 鋼ジョイント近傍での木部材は曲げに対する平面を保持していない。
- (3) 本橋では低次に横方向など変形振動が生じており、その影響を検討していく必要がある。

#### 参考論文

- 1) H. HONDA, S. USUKI, T. SASAKI, Y. MISHIMA : Structural Performance of Deck Arch Timber Highway Bridge, IABSE Conference LAFTI2001, pp. 187-192, 2001
- 2) 北城章, 本田秀行, 佐々木幸久 : 実験と解析に基づく上路式アーチ木車道橋の構造特性, 木橋技術に関するシンポジウム論文報告集, pp. 61-66, 2001
- 3) 橋梁振動研究会編 : 橋梁振動の計測と解析, 技報堂出版, pp. 33-43, 1993