

キングポストトラスタイプの木道路橋の動的力学特性

宮崎大学工学部	正会員	○中澤 隆雄
宮崎大学工学部	正会員	今井 富士夫
宮崎県木材利用技術センター	正会員	飯村 豊
宮崎大学工学部	正会員	瀬崎 満弘

1. はじめに

宮崎県産の杉による集成材を用いたキングポストトラスタイプの木道路橋が2003年4月に竣工した。かりこぼうず大橋と名づけられた本橋は、幅員7.0m、橋長140m（支間長14.3mの桁橋、支間長48.2mのキングポストトラス橋2連、支間長23.2mのキングポストトラス橋の4径間で構成）で、木道路橋では国内最長である。本報告は、かりこぼうず大橋の動的力学特性を把握することを目的として実施した動的載荷試験から得られた固有振動数等を、FEMによる理論解析値と比較検討して取りまとめたものである。

2. かりこぼうず大橋の概要

本橋の橋梁諸元は表-1に示すとおりである。また、写真-1に本橋の概要を示す。上弦材、下弦材や斜材等の各トラス部材は図-1に示すように箱型断面となっており、これらの寸法は表-2に示すとおりである。

表-1 かりこぼうず大橋の諸元

道路規格	第3種第4級
設計速度	V=30km/h
橋の重要度	A種の橋
活荷重	A活荷重
橋長	140m(15.0m+2@50.0m+25.0m)
支間長	14.3m+2@48.2m+23.2m
上部工形式	単純桁橋+キングポストトラス3連
下部工形式	逆T式橋台、円形張出し式橋脚
使用材料	スギ構造用集成材(E75-F240)



写真-1 かりこぼうず大橋

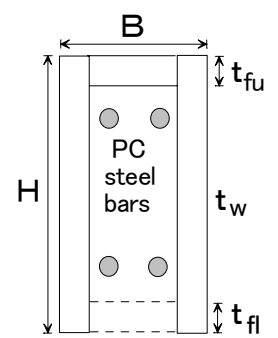


図-1 部材断面

3. 動的載荷試験の結果および考察

表-2 部材断面寸法

動的載荷試験は、写真-1に示した小支間キングポストトラス部およびそれに隣接した大支間キングポストトラス部を対象として、作業車の走行および3人の人間のジャンピングによる衝撃の2つのケースについて行い、所定の位置に設置した加速度計から得られた上下方向の振動波形を高速フーリエ解析して固有振動数等を求めた。加速度計は大トラス部では支間長の8等分点、小トラス部では支間長の4等分点において幅員の両縁端に取りつけた。さらに、動的増幅率を検討するために、大トラス部の支間中央点において幅員の両縁端に変位計を設置し、作業車が走行する際の動的な変位も測定した。なお、作業車は10km/h、20km/h、30km/hで幅員上流側、幅員中央、幅員下流側を走行させた。また、人間のジャンプ位置も各支間長の4等分点での幅員上流側、幅員中央、幅員下流側とした。

作業車の走行試験から得られた加速度波形およびその高速フーリエ解析(FFT)結果の1例を図-2および図-3に示す。このようにして得られたパワースペクトルのピーク値から推定された各振動モードに対する固有キーワード 木道路橋, キングポストトラス, スギ集成材, 固有振動数, 減衰定数, 動的増幅率

連絡先 〒889-2192 宮崎市学園木花台西1-1 宮崎大学工学部土木環境工学科 TEL 0985-58-7332

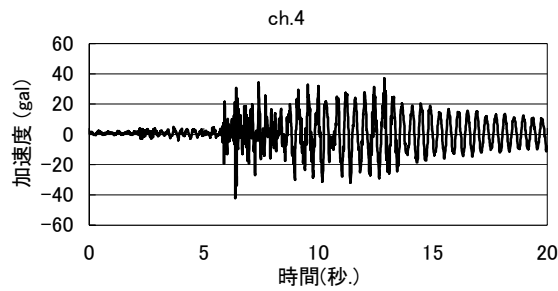


図-2 加速度波形
(大トラス，上流側走行，30km/h)

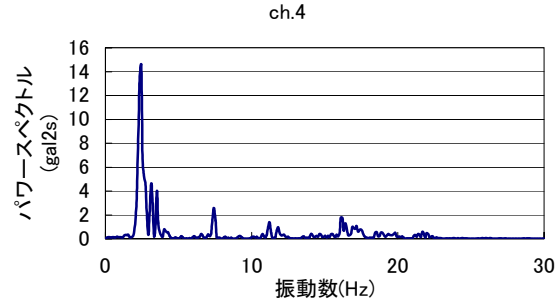


図-3 FFT 解析結果（図-2 の加速度波形）

振動数を理論解析値と比較して表-3に示す．曲げ振動モードに対応する固有振動数は実験値と理論解析値とではほぼ合致する結果が得られている．しかし，ねじり振動モードに対しては実験値の方が高い固有振動数となっている．このことから，本キングポストトラス部は理論値よりも大きなねじり剛性を有しているといえる．また，3人のジャンプによる衝撃载荷時の加速度波形から得られた減衰定数の一覧を表-3に示す．得られた減衰定数は载荷点位置によってかなり異なり，大トラス部では0.0024～0.009，小トラス部では0.005～0.015となり，文献1）に示された鋼トラス橋よりも小さな値であった．

表-3 振動モードと固有振動数

振動モード	大トラス部		小トラス部	
	理論値	実験値	理論値	実験値
橋軸直角水平 (面外, 上弦材)	0.95	—	2.17	—
橋軸水平	1.20	1.27	1.54	1.36
曲げ振動(1次)	2.50	2.44	5.70	4.98
曲げ振動(2次)	4.98	4.88	10.40	—
ねじり振動(1次)	2.83	3.32	5.71	—
ねじり振動(2次)	4.98	6.15	10.40	—

図-4には，大トラス部の支間中央に設置した変位計からえられたたわみ波形の1例を示す．このとき，たわみ波形の中央値を静的たわみとみなして，最大動的たわみと最大静的たわみの比率から求めた動的増幅率¹⁾の一覧を表-4に示す．動的増幅率は最大で1.24が得られており，本橋の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．

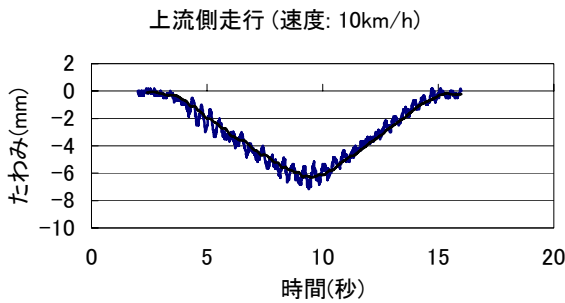


図-4 動的たわみ波形
(上流側測点，大トラス支間中央)

表-4 動的増幅率の測定結果

作業車走行条件	上流側			下流側		
	最大たわみ(mm)		動的増幅率	最大たわみ(mm)		動的増幅率
	動的	静的		動的	静的	
上流側走行, 10km/h	6.83	6.17	1.11	5.00	4.17	1.20
上流側走行, 20km/h	6.67	6.17	1.08	4.67	4.00	1.17
幅員中央走行, 10km/h	5.83	5.17	1.13	6.00	5.17	1.16
幅員中央走行, 20km/h	5.83	5.00	1.17	6.00	5.00	1.20
下流側走行, 10km/h	5.17	4.17	1.24	8.00	6.50	1.23

4. まとめ

- 本橋の動的力学特性を検討した結果を取りまとめれば次のとおりである．
- (1) 曲げ振動の固有振動数は実験値と理論値はよく合致したが，ねじり振動では実験値の方が高い値となった．
 - (2) 減衰定数は動的载荷条件でかなりばらついた値となったが，同等の支間長の橋梁よりも小さな値であった．
 - (3) 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考えられる．

参考文献

1) 梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，pp. 103－121，pp. 33－43，1993