

I - B242

4 径間連続プレストレス木床版車道橋（木のかけはし）の実験と振動特性

金沢工業大学 正会員 本田秀行 秋田大学 フェロー 薄木 桓三
 秋田県立農業短期大学 飯島泰男 秋田県立農業短期大学 佐々木貴信
 長野県林務部 武田雅宏 長野県林務部 中村 勤
 大日本コンクリート 正会員 三品吉彦

1. まえがき 「木のかけはし」は、長野県木曽郡上松町棧の林道台ヶ峰線1号橋の車道橋（L25A設計活荷重）として、平成8年10月に完成した。本橋の架設地は、長野県史跡で日本の三大奇橋の一つである木曽の棧橋跡の近くに位置し、床版や橋脚に構造用集成材を用いるなど、その木曽の棧橋を意識したデザインが工夫されている。本橋は、支間長10 mの橋長40.5 mで、一等木造車道（林道）橋では国内最大の世界的にも最大級の4径間連続プレストレス木床版橋である。

本橋に対して、(1) 設計仮定値の検証と設計データの収集、(2) 維持管理の初期値データの収集、(3) 完成時での車両の走行安定性と使用性、(4) 近代木橋の実験測定法、(5) 近代木造車道橋の剛性評価などを目的に、平成8年10月に静的・動的実験を実施した。その実験データを分析すると共に、金沢工大のMSC/NASTRAN (Ver.68)による静解析・固有値解析も実施したので、本稿では、特に振動特性を中心に報告する。

2. 実験法 実験で対象とした「木のかけはし」の一般図を図-1に示す。表-1に実験項目を示す。試験車両は約20tfのダンプ車を2台使用した。特に、動的実験での P_2 橋脚上部振動挙動試験は、集成材製橋脚の支点が上部で幅員方向に回転自由、下部で橋軸方向に回転自由のヒンジ構造になっているため、試験車走行試験時において、 P_2 橋脚を対象とした橋脚の3次元的振動挙動を検討した内容である。

3. 実験結果 (1) 静的たわみ 図-2と3に、一例として橋軸と幅員方向の静たわみ測定値と解析値を示す。床版橋である本橋の構造特性が認められる。車両1台載荷(20.55 tf)時での最大たわみ値は2.7 mmであった。車両2台の並列載荷(40.68 tf)時で3.9 mmの最大たわみ値を得た。車両2台並列載荷を設計荷重とほぼ同等と考えれば、この3.9 mmと設計たわみ15.1 mmと比較した場合、本橋の実質的な曲げ剛性は約4倍弱程大きいと考えられる。

(2) 固有振動数と振動モード 本橋の実験値と解析値の固有振動数を4次振動まで示したのが表-2である。実験値の4次振動以上は、振動モードを同定する

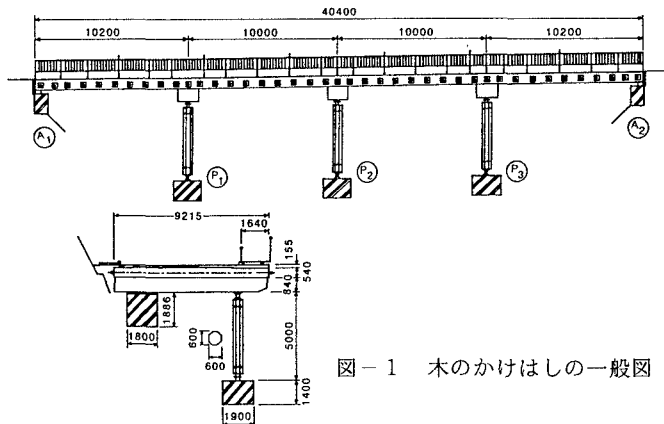


図-1 木のかけはしの一般図

表-1 実験項目

○静的実験
(1) 試験車両載荷試験
○動的実験
(1) 常時微動測定試験
(2) 砂袋落下衝撃試験
(3) 試験車両走行試験
(4) P_2 橋脚上部振動挙動試験

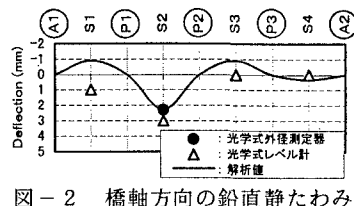


図-2 橋軸方向の鉛直静たわみ

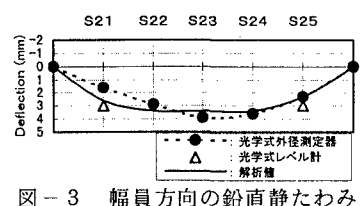


図-3 幅員方向の鉛直静たわみ

近代木橋、床版橋、実験、振動特性、解析

〒921 石川県石川郡野々市町扇ヶ丘7-1 TEL. 0762-94-6712 FAX. 0762-94-6713

のに困難であった。実験値と解析値の両者はよく一致している。実験による振動モードを示したのが図-4である。1次と2次は橋軸方向の版全体の鉛直曲げ振動モードである。3次と4次は、橋軸方向の鉛直曲げに幅員方向の鉛直曲げが連成した振動モードである。これは、谷側の集材製橋脚が点での支点に対して、崖側の橋脚は断面積(66 x 55 cm²)のゴム支承(厚さ12.4cm)の広い面で版を支えている支点条件の相違に起因と思われる。なお、解析に基づく振動モードを5次振動まで図-5に示す。

(3) 減衰定数 表-3に減衰定数を示す。本橋の減衰性能は他の近代木橋の場合と同様に大きく、減衰定数の値0.0408はRCやPC橋梁の代表的な値0.03~0.05¹⁾と比べても大きい方に属する。

(4) 衝撃係数 設計活荷重の強度とほぼ同等と思われる試験車両の2台並列走行時で、伸縮継手段差による衝撃の影響を含めた場合が0.278、その影響を除外した場合が0.178の動的増幅率を得た。本橋の設計衝撃係数である0.25は妥当な値であると思われる。

(5) 車両の走行安定性 最大応答加速度として、試験車1台走行(30km/h)で177.3、2台連行走行で189.9、2台並列走行で161.7 cm/s²の値を得た。伸縮継手部での衝撃力の影響を除外した場合、これらの値の約1/2程度と小さくなり、応答加速度から本橋の車両走行性には問題がない。

(6) 使用性 最大応答速度から歩行者の振動感覚を評価すると「振動を明確に感じる」程度で使用性の面では問題がない。

(7) p_z 橋脚振動 鉛直、橋軸、幅員方向とも9.2 Hz付近で橋梁の応答加速度の1/2~1/3程度で3次元的な振動挙動が認められたが、特に問題はない。

(8) 近代木橋および他橋梁との比較 図-6に支間長と基本固有振動数¹⁾を示す。近代木橋は一般の橋脚と同等な剛性を有し、 $f = 100/L$ の概算式にほぼ乗ってくる。図-7に衝撃係数を示す。近代木橋の合理的な衝撃係数の評価は現時点で困難であり、データの蓄積を要する。

参考文献 1) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析、技報堂。

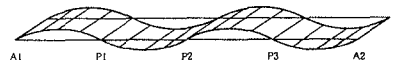
表-2 実験と解析による固有振動数

振動次数	振動モード	振動数(Hz)	
		実験値	解析値
1	鉛直1次	9.18	9.18
2	鉛直2次	10.35	10.52
3	鉛直3次	12.21	12.67
4	鉛直4次	14.45	14.27

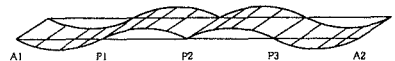
表-3 減衰定数

振動数(Hz)	減衰定数 h		対数減衰率 δ	
	ハーフパワー法	生波形	ハーフパワー法	生波形
9.18	0.0139	0.0408	0.088	0.257
10.35	0.0131		0.083	
12.21	0.0123		0.078	
14.45	0.0108		0.068	

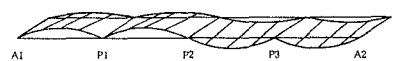
1次固有振動数: 9.18(Hz)



2次固有振動数: 10.35(Hz)



3次固有振動数: 12.21(Hz)



4次固有振動数: 14.45(Hz)

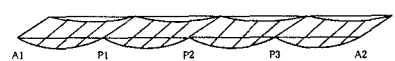
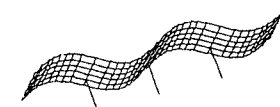
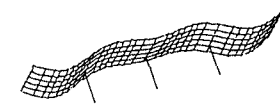


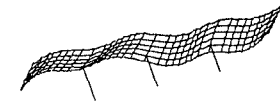
図-4 実験による振動モード



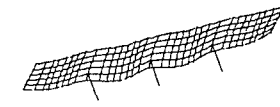
Vertical 1st. = 9.18 (Hz)



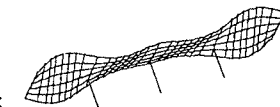
Vertical 2nd. = 10.52 (Hz)



Vertical 3rd. = 12.67 (Hz)



Vertical 4th. = 14.27 (Hz)



Torsional 1st. = 17.52 (Hz)

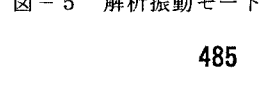


図-5 解析振動モード

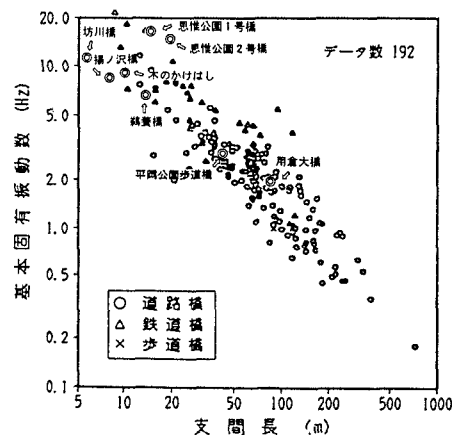


図-6 支間長と基本固有振動数

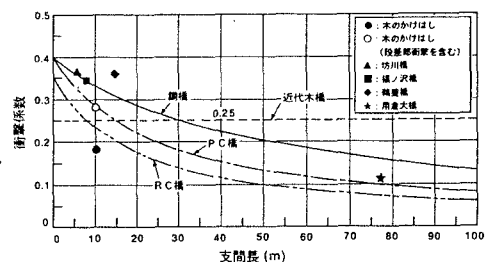


図-7 衝撃係数