

実橋実験によるハイブリッド型キングポストトラス木車道橋の構造特性

金沢工業大学大学院 学生員 ○草薙 貴信 (株)日本製鋼所 正会員 寺田 寿
秋田県立大学 正会員 佐々木 貴信 金沢工業大学 フェロー 本田 秀行

1. まえがき 坊中橋は秋田県藤里町の広域基幹林道米代線に平成13年に架設された2径間連続トラス木桁橋である。本橋は床版には鋼床版を用い、トラス部材には集成材内部に鋼板を挿入した、わが国では初の鋼と集成材のハイブリッド型木橋である。その一般図と設計概要を図-1と表-1に示す。このような新形式の木橋に対して、実橋実験による剛性評価、振動特性を評価することは今後、スパンの長大化と多形式化によりさらに増加する動向と判断される近代木橋の技術躍進に大きく貢献することは自明の理である。本概要では、本橋完成後に行った静的実験、動的実験の結果を報告する。

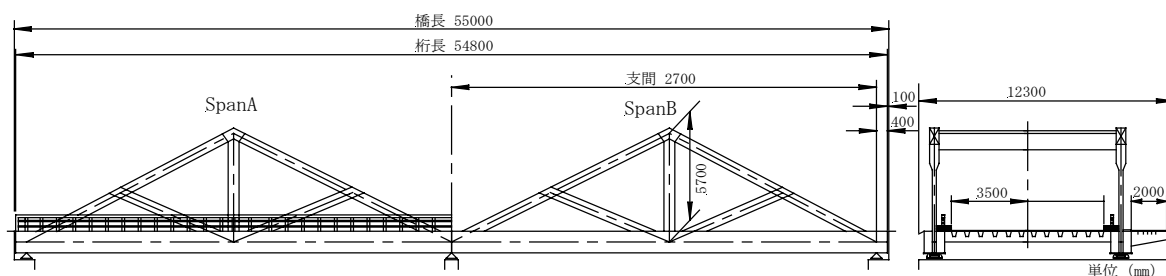


図-1 坊中橋一般図

表-1 設計概要

完工年月 日	平成13年1月
実験年月 日	平成13年8月
橋梁形式	2径間連続トラス木桁橋
設計荷重	25 (A)
橋長	55000 mm
桁長	54800 mm
支間長	2×27000 m = 54000 mm
幅員	7000 mm (車道) + 2000 mm (歩道) = 9000 mm
雪荷重	1.0 KN/m ²
集成材	E75-F240 (秋田杉)
使用鋼材	耐侯性鋼板 (SMA400AW, BW SMA490AW)

2. 静的特性 図-2に静的載荷試験の一例として、試験車約196kN車をBスパンL/2点での2台並列載荷時および、A、B両スパン幅員中央L/2点での縦列載荷時に対する実験値を示す。本実験は本橋の有する静的剛性評価を確認するために行った。なお、鉛直方向のたわみはオートレベルを用い測定を行った。実測された静的たわみ形状から片側スパン載荷時、もう一方に負のたわみが生じる2径間連続桁橋としての構造的特性を若干ながら示している。また、縦列載荷時においてたわみ値、たわみ形状がほぼ同等なことから両スパンが同等の静的剛性を有していることが確認された。同載荷時において、ゴム支承による中間支点の変位(0.3mm～1.0mm)も確認された。いま、実験より得られた静的最大たわみ値は、2台並列載荷時の5.5mmである。実質的な比較は、載荷状況、試験車両の重量、構造形式等の相違から困難であるが過去のデータから近代木車道橋のスパン27.0m前後での最大たわみ値は8.0mm前後である。この値から本橋の最大たわみ値を考えると、他の近代木車道橋より若干小さい値を示す。このことは、床版に鋼床版を用いたこと、またトラス部材に鋼板を挿入した構造形式に起因していると考えられる。

3. 動的特性 動的実験として常時微動測定試験、車両落下衝撃試験、試験車両走行試験を行い、得られた応答振動の波形から本橋に対して様々な角度から検討を行った。

3.1 固有振動数と振動モード 表-2、図-3に本実験より現時点で把握されている振動数、振動モード、減衰定数について示す。得られた固有振動数、振動モードは、トラス水平曲げ1

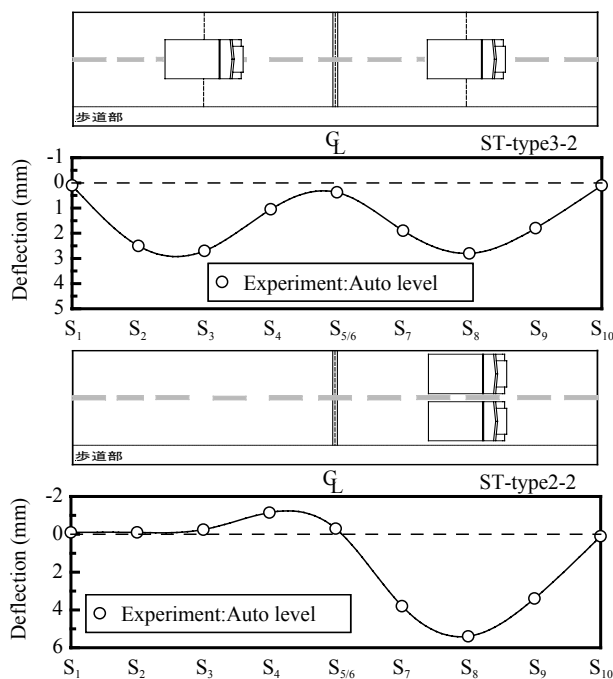


図-2 静的載荷試験(実験値)

近代木車道橋 ハイブリッド構造 実験 構造特性

〒921-8501 石川県石川郡野々市町扇が丘 7-1 Tel.076-248-9609 Fax.076-294-6713

次振動モードの2.44Hz, 鉛直曲げ1次振動モードの4.49~4.54 Hz, 水平曲げ1次振動モードの8.00Hzであり, これらの振動数が特に卓越している。ここで, 鉛直曲げ1次振動モードに注目してみると, 小堀, 梶川ら¹⁾による連続桁, 連続トラス形式での道路橋の鉛直曲げ固有振動数の概算式 $f_v=49.1 \cdot L^{-0.779}$ (L:支間長 m) を用いて概算すると本橋の支間長は27.0mであるから3.77Hzを得る。この値と本橋の鉛直曲げ1次振動数4.49Hzと比較すると約1.2倍大きい値を示す。すなわち, 固有振動数は橋梁の剛性と密接な関係あることから, 鉛直振動に関して同支間長, 同形式の鋼橋より同等以上の鉛直曲げ剛性を有していると判断される。振動数, 振動モードに関して, 今後さらなる検討を行っていく必要がある。

3.2 減衰特性 図-4に車両落下衝撃試験より得られた減衰自由振動波形から鉛直曲げ1次振動数(4.49Hz)に対してフィルター処理を行った後の波形を示す。なお, 減衰定数算出の際, 車両による衝撃加振を行っていないスパンから算出を行った。また, 減衰定数 h 算出には $\delta = \log_e(X_{i+1}/X_i)$, $h \cong \delta/2\pi$ を用いた。ここに, δ は対数衰率, X は振幅である。本橋の減衰定数はSpan Aで0.014, Span Bで0.010が得られた。図-5に実橋実験より得られた鉛直曲げ1次固有振動数に対する減衰定数と最大支間長との関係を示す。図中には鋼橋, コンクリート系橋梁に用いられる減衰定数 h と支間長 L (m) との関係概算する式 $h=0.12/\sqrt{L}$ ¹⁾ も同時に示す。いまこの図から, 集成材を用いた橋梁の減衰定数は一部の構造形式を除いて, 鋼橋, コンクリート系橋梁に用いられる概算値より大きな値を示す傾向がある。しかし, 本橋の減衰定数はその傾向と反して小さい値が実橋実験より得られている。このことは, 一般的に集成材を用いた橋梁は床版にプレストレス木床版を用いていることから, 摩擦等による振動エネルギーの逸散の影響から減衰定数が大きい値が得られていると判断されるのに対して, 本橋は床版に鋼床版を用いていることから摩擦等による振動エネルギーの逸散の影響が少なく, 集成材を用いた橋梁の中では小さい値が得られたと判断される。

3.3 応答速度と振動使用性 図-6に幅員中央を試験車1台単独走行30km/h時, 支間中央での応答速度を示す。この1台単独走行は日常の交通流で頻繁に起こりうる状態と考えられる。また, 図-7には試験車1台単独走行時の応答速度の実効値を走行速度別に示す。同時に橋梁振動により歩行者が歩行時に受ける振動感覚から橋梁に対する一つの使用性を評価するため, 振動感覚の一般的な分類も示している。いま, 得られた応答速度の実効値から使用性を評価すると, 評価基準「振動を感じ始める(0.42kine)」以下の値を示し, 日常交通量に対する大型車両と通常の走行速度による橋梁の使用性に関しては, 両スパンとも問題がないと判断され得る。

参考文献 1) 橋梁振動研究会編: 橋梁振動と計測と解析, 技報堂, 1993年10月。

表-2 固有振動数と減衰定数

Mode	Frequency (Hz)	Damping Coefficient (h)	
		Span A	Span B
Truss-Horizontal	2.44	—	—
Vertical 1st	4.49~4.54	0.014	0.010
Horizontal 1st	8.00	—	—

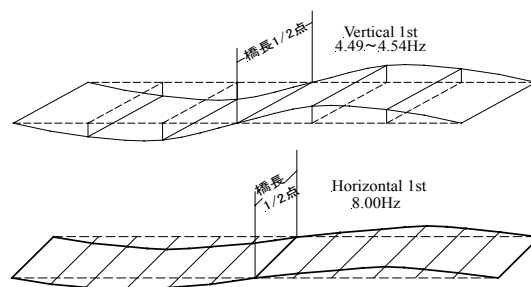


図-3 実験より得られた振動モード

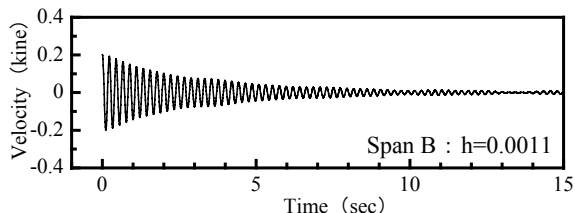


図-4 減衰自由振動波形

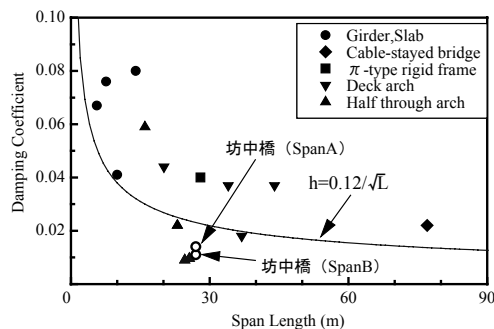


図-5 支間長と減衰定数

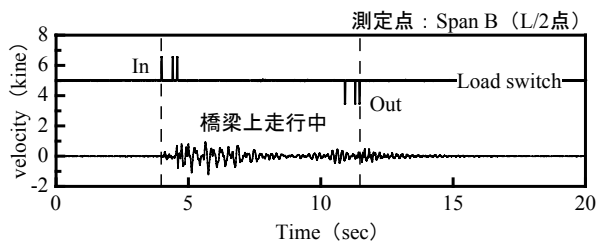


図-6 車両走行時の応答速度

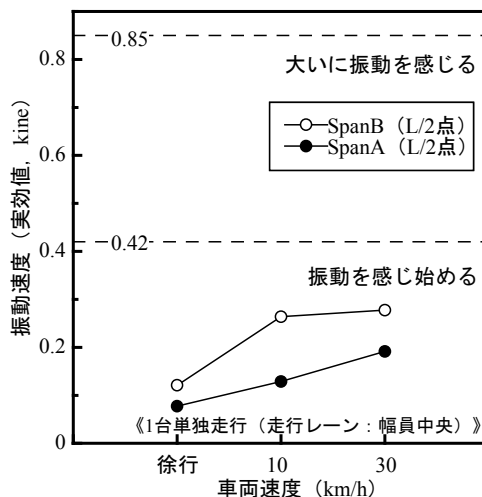


図-7 振動感覚の忍限度と使用性