

集成材等を用いた木橋の現状と実験に基づく振動特性

Present of Modern Timber Bridges and Dynamic Performance based on Experiment

北城章*, 小川史彦*, 草薙貴信*, 本田秀行**

Akira Kitajyou, Fumihiko Ogawa, Takanobu Kusanagi, Hideyuki Honda

*金沢工業大学大学院, 土木工学専攻博士前期課程 (〒921-8501 石川県石川郡野々市町扇が丘 7-1)

**工博, 金沢工業大学教授, 工学部環境系土木工学科 (〒921-8501 石川県石川郡野々市町扇が丘 7-1)

Though it is about 13 years in the history of modern timber bridges used structural glulam in Japan, about 800~900 timber bridges have been constructed. However, there is no design specification still in Japan, and the experiment of actual timber bridges necessary for safety, rigidity evaluation and design methods are not executed worldwide, and the basic data are insufficient. This study analyzes dynamic behavior and structural characteristic of about 14 timber bridges obtained, the experimental values and them evaluates actual dynamic performance of the bridges.

Key Words: timber bridge, structural characteristics, field test, structural analysis, frequency

キーワード: 木橋, 構造特性, 実橋実験, 構造解析, 固有振動数

1. まえがき

わが国での近代木橋のほとんどは歩道橋であるが, 林道や村道あるいは町道に車道橋も多く架設されている。その架設理由は, 地元産材の需要拡大と有効利用, 森林保護のために間伐材の有効利用と用途開発の必要性, 低価格の外材の輸入に関する外圧, 目的に応じた木材加工の技術が進歩したことなど, 基本的には時代の雰囲気と社会のニーズであろう。また, 木は鋼やコンクリート材料に比べて感覚的に人には優しく, 環境にも優れた貴重な循環資源であり, 周辺環境との調和に優れていることが特徴である。

これまで, 鋼橋, RC 橋, PC 橋あるいは複合構造橋梁などにおいて, 新しい構造形式や材料を使用した橋梁は, 安全性や設計値の妥当性検証の目的から, 実験室あるいは完成後の実橋での実験が多く行われてきた。しかし, 木橋に関しては世界的にも実橋実験による実測データが不足しているのが現状である。今後, 近代木橋はスパンの長大化と多形式化によりさらに増加する動向にあると判断されることから, 実橋実験によるデータは, 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。

本研究では, 近代木橋 14 橋を対象に, 実橋実験に基づき, 静的特性と動的特性の観点から構造特性を分析し, その実態の評価を行うことが目的である。前述のように, 近代木橋に対する実橋実験が不足している中で, 限りある実測データを基に橋梁の構造特性を評価しているが, 本研究の検討内容は木橋の構造特性等に有意義な情報を提示して

いる。

2. 近代木橋の架設状況

構造用集成木材などを使用した木橋を従来の単木橋と区別して, 近代木橋と定義する。集成材を用いた近代木橋は, 挽板を接着剤で貼り合わせて集成した木材を構造の主要部材として用いる点などが, 鋼やコンクリート橋, 単木橋と異なる最大の特徴である。時代の要請の中で大断面集成材や各種の金属製継手が開発され, 本格的で大規模な木橋時代の幕開けとなったのは, 昭和 62 年, 長野県軽井沢町に完成した矢ヶ崎大橋からである。有効幅員 3m の歩道橋であるが, 橋長が 159.3m, 最大支間長が 51.3m の大断面湾曲集成材によるラーメン構造である。

近代木橋の架設は林野庁, 国土交通省, 環境省, 地方自治体の事業などであり, 詳細な架設実績は把握されていないが, 年間数十橋以上, 昭和 62 年以降で 800~900 橋程が架設されているようである。構造用大断面集成材等を用いた車道橋として架設されているものは 24 橋程度である。その中で 12 橋に関しては, 設計活荷重 25(A)として設計されている。最近では, 平成 13 年 1 月, 秋田県に集成材と鋼のハイブリッド構造である支間長 27m の 2 径間連続鋼床版キングポストラス木橋の坊中橋が架設されている。

近代木橋を設計する時, 頼りにする公の設計示方書が存在しないのが現状である。木橋の設計示方書として公表されているのは, 昭和 15 年に当時の内務省が制定した「木道

路橋設計示方書案」だけであり、現時点では実質的に忘れ去られた存在となっている。このため、現実の実務設計においては、建築の基準や諸外国の規定などを用いて設計が行われているのが現状である。

3. 実験概要

対象橋梁の静的特性および動的特性を把握するため、静的載荷試験、常時微動測定試験、砂袋落下衝撃試験、試験車走行試験を実施した。静的載荷試験として既知荷重を橋面上に載荷後、鉛直たわみ値をオートレベルにより測定した。載荷位置は構造特性の検討可能な載荷位置とし、2台並列載荷は設計活荷重とほぼ等価な荷重強度に対するたわ

表-1 実橋実験より得られた近代木橋の実験値

橋梁名	架設場所	完工年	構造形式	設計活荷重	最大支間長(m)	有効幅員(m)	振動次数	振動モード	固有振動数(Hz)		減衰定数	動的増幅率
									実験値	解析値		
坊川林道2号橋	秋田県	1987年	単純集成桁	TL-14	5.6	4.0	1	Vertical 1st	21.3	—	0.067	0.361
鵜養橋	秋田県	1988年	単純集成桁	TL-14	14.0	4.0	1	Vertical 1st	6.61	—	0.080	0.356
揚の沢橋	秋田県	1993年	木床版	TL-14	7.6	4.0	1	Vertical 1st	8.90	—	0.076	0.344
用倉大橋	広島県	1993年	3径間連続斜張	TL-14	77.0	5.0	1	Vertical 1st	2.04	1.99	0.022	0.110
							2	Torsional 1st	3.37	3.45		
							3	Vertical 2nd	3.98	3.99		
							4	Vertical 3rd	4.30	—		
平岡公園梅の香橋	北海道	1993年	上路式アーチ	歩道橋	44.0	3.0	1	Vertical 1st	2.70	—	0.037	—
思惟公園1号橋	岩手県	1994年	下路式アーチ	歩道橋	16.0	2.0	1	Vertical 1st	17.10	—	0.059	—
思惟公園2号橋	岩手県	1994年	上路式アーチ	歩道橋	20.1	—	1	Vertical 1st	16.00	—	0.044	—
栗飯戸橋	奈良県	1994年	下路式 タイドアーチ	TL-20	24.6	7.0	1	Arch-Horizontal	—	2.86	—	0.101
							2	Torsional 1st	5.86	6.17	0.006	
							3	Horizontal 1st	7.10	6.43	—	
							4	Vertical 1st	7.13	7.06	0.009	
							5	Vertical 2nd	7.62	7.79	0.004	
							6	Torsional 2nd	10.64	11.12	0.011	
							7	Horizontal 2nd	15.00	12.38	—	
神の森大橋	愛媛県	1994年	中路式アーチ	TL-20	23.0	5.0	1	Arch-Horizontal	—	2.36	—	0.198
							2	Vertical 1st	4.98	4.82	0.022	
							3	Vertical 2nd	6.64	7.28	0.012	
							4	Torsional 1st	7.42	7.78	0.012	
							5	Horizontal 1st	—	8.08	—	
							6	Vertical 3rd	9.67	11.12	0.016	
							7	Torsional 2nd	12.11	12.05	0.010	
木のかけはし	長野県	1996年	4径間連続木床版	25(A)	10.0	7.0+1.5	1	Vertical 1st	9.18	9.18	0.041	0.178
							2	Vertical 2nd	10.35	10.52		
							3	Vertical 3rd	12.21	12.67		
							4	Vertical 4th	14.45	14.27		
みどりばし	長野県	1996年	π ラーメン	25(A)	28.0	7.0+1.5	1	Horizontal 1st	5.96	2.77	0.062	0.180
							2	Horizontal 2nd	—	4.86	0.060	
							3	Vertical 1st	7.23	6.87	0.040	
							4	Vertical 2nd	8.69	9.12	0.031	
							5	Torsional 1st	9.08	9.18	0.025	
							6	Horizontal 3rd	9.13	9.92	0.021	
							7	Torsional 2nd	10.69	11.20	0.027	
							8	Vertical 3rd	11.67	11.31	0.021	
							9	Torsional 3rd	12.84	—	0.008	
杉の木橋	宮崎県	1997年	上路式アーチ	25(A)	34.0	8.24	1	Vertical 1st	4.02	4.00	0.037	0.183
							2	Horizontal 1st	4.22	4.23	—	
							3	Vertical 2nd	5.80	5.86	—	
							4	Torsional 1st	6.42	6.61	0.024	
							5	Torsional 2nd	6.69	6.90	0.030	
							6	Horizontal 2nd	—	8.86	—	
							7	Vertical 3rd	9.57	9.51	0.033	
							8	Torsional 3rd	10.02	10.49	—	
金峰2000年橋	鹿児島県	2000年	上路式アーチ	25(A)	36.9	10.1	1	Vertical 1st	4.00	3.91	0.018	0.180
							2	Horizontal 1st	4.71	4.78	—	
							3	Torsional 1st	5.52	5.47	0.019	
							4	Vertical 2nd	5.79	5.63	0.015	
							5	Torsional 2nd	—	6.18	—	
							6	Torsional 3rd	—	8.47	—	
							7	Vertical 3rd	8.40	8.53	0.018	
							8	Horizontal 2nd	9.03	8.59	—	
おおさる橋	群馬県	2000年	中路式アーチ	25(A)	25.6	5.4	1	Arch-Horizontal	2.59	2.57	—	0.168
							2	Vertical 1st	4.08	3.92	0.0096	
							3	Torsional 1st	6.25	6.17	0.0112	
							4	Vertical 2nd	6.64	6.88	0.0095	
							5	Horizontal 1st	6.91	6.91	—	
							6	Torsional 2nd	9.72	9.64	0.0088	
							7	Vertical 3rd	11.25	11.71	0.0163	

み量の把握を目的とした。

動的試験は、サーボ型速度計と振動変位計を用いることにより、固有振動数、減衰定数、動的増幅率の検出を目的とした。また、近代木橋に対して試験車 2 台並列走行は、日常交通流としては再現性の低い過大な走行状態であると想定し、設計時の活荷重強度とほぼ同等の走行荷重による動的増幅率の評価を目的とした。

表-1 に、著者らが測定した 10 橋を含めて、土木学会関係の研究発表等で報告された近代木橋の実測値を示す。対象橋梁として、単純桁橋の秋田県の坊川林道 2 号橋¹⁾、鵜養橋¹⁾、プレストレスト木床版橋である湯の沢橋¹⁾、下路式アーチ橋である岩手県の思惟公園 1 号橋²⁾と上路式アーチ橋である思惟公園 2 号橋²⁾、上路式アーチ橋である北海道の平岡公園歩道橋³⁾、世界的に最大の 3 径間連続補剛トラス桁斜張橋である広島県の用倉大橋⁴⁻⁶⁾、4 径間連続プレストレスト木床版橋である長野県の木のかげはし⁷⁻⁸⁾、π ラーメン橋のみどりばし⁹⁻¹⁰⁾、下路式タイドアーチ橋である奈良県の栗飯戸橋¹¹⁾、中路式アーチ橋であり、一等橋として最初の本格的な車道橋である愛媛県の神の森大橋¹²⁾、上路式アーチである宮崎県の杉の木橋¹³⁾、上路式アーチとして最大規模を誇る鹿児島県の金峰 2000 年橋¹⁴⁾、中路式アーチで、初めて吊材に集成材を用いた群馬県のおおさる橋¹⁵⁾の 14 橋である。

4. 静的特性

橋梁の有する役割の重要性を考えると、健全度と保全の評価概念は必要不可欠であり、完成直後の実橋における各種データは、今後の維持管理上の初期値として貴重な情報となる。ここでは、196kN 車を中心に用いた静的荷重試験から得られた近代木橋 8 橋の静的たわみ値を示し、静的剛性に評価を加える。

4.1 静たわみ

図-1 に、金峰 2000 年橋の一般図、図-2 に静たわみの一例として金峰 2000 年橋で測定された静的たわみ値を示す。図中には MSC/NASTRAN による 3 次元構造解析の静的解析値も示している。解析では支柱 IV、V 部に挿入された厚さ 2.0~3.0cm のゴムプレートが鉛直方向の弾性ばね係数に換算して考慮している。また、荷重の載荷状態に対しては、実験と同様の条件となるよう解析した。測定された最大たわみ値として、スパン 3L/4 点、196kN 車 2 台並列載荷の 7.8mm が得られた。

実測された静的たわみ性状から一般的な事項として、例えばスパン L/4 点に鉛直の正たわみが生じた場合、3L/4 点では負のたわみが生じるように、アーチ形式としての構造上の力学特性を明確に示している。また、スパン L/4 点載荷とスパン 3L/4 点載荷はほぼ対称な載荷状態である。載荷ケースごとの最大静的たわみ値および、たわみ性状が対称性を示していることから、橋軸および橋軸直角方向の曲げ

剛性が均一に分布していると判断される。すなわち、金峰 2000 年橋のアーチ骨組み構造を構成しているアーチリブや支柱など構造用集成材の接合部およびプレストレスト木床版の PC 鋼棒がよく連結されているものと考えられる。

その他に、用倉大橋、栗飯戸橋、神の森大橋、木のかげはし、みどりばし、杉の木橋、おおさる橋についても同様の測定、解析を行っている。それらの結果として、たわみ性状から構造形式別の力学特性が個々に確認されている。

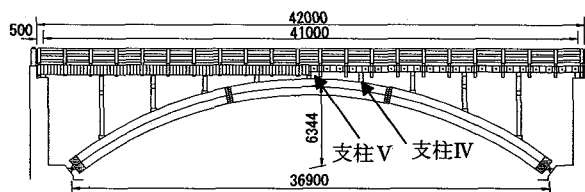


図-1 金峰 2000 年橋の一般図

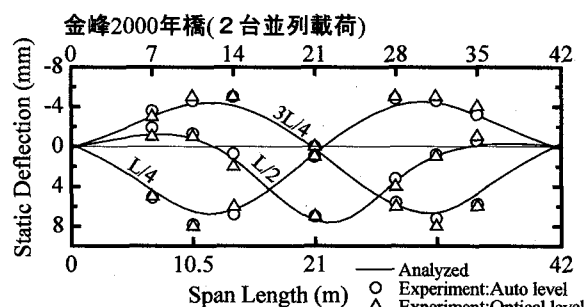


図-2 静たわみ

4.2 最大静たわみ

図-3 に、支間長と鉛直方向の静的最大たわみ値の関係を示す。図中の●は試験車 1 台載荷によるたわみ値、○は 2 台並列載荷によるたわみ値、◎は載荷荷重を 196kN に標準化した場合の計算値である。静的荷重試験は各橋梁において載荷荷重に多少の相違がある。そこで、◎は対象橋梁の支間長と静たわみの関係の傾向を捉えるため、載荷荷重を 196kN に標準化した場合の計算たわみ値を一つの目安として示したものである。

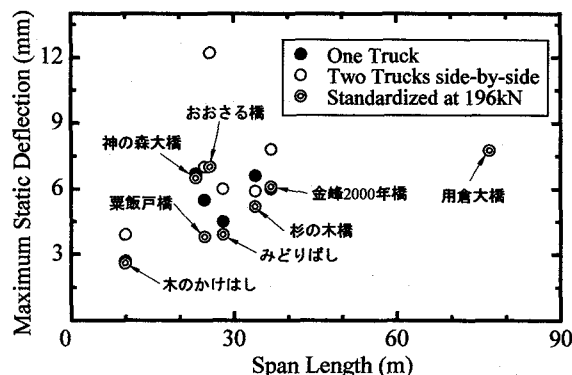


図-3 支間長と最大静たわみ

ここで、◎に着目すると支間長が増すにつれ、たわみ値が大きくなる、一般的な道路橋の挙動と同様の傾向を示し

ている。しかし、中路式アーチ橋である神の森大橋とおおさる橋の2橋は、支間長や構造形式的にも類似した栗飯戸橋と比較して1.8倍程度大きいたわみ値を示している。これは、栗飯戸橋がTL-20で設計された第1号の車道橋であるため、安全性の面から床桁に鋼材が多用されたハイブリッド木車道橋であることに起因するものと考えられる。データ数が少ないが、以上のことから主要部材のほとんどに集成材を用いた中路式アーチ木車道橋は他形式の近代木橋と比較して静的たわみが大きい傾向のようである。

実験で得られた静的たわみ値と設計たわみ値との比較、検討は、実験での載荷荷重と設計活荷重との強度が異なるため実質的に困難である。実際の実橋実験では、設計活荷重を再現して静たわみ値を測定することは不可能に近い。従って、以下の比較検討は一つの目安として評価したい。

図-4は、静的載荷試験および静解析によって同定された3次元構造解析モデルに、主要部材の設計計算で用いた同じ荷重強度の活荷重を載荷させたイメージ図である。杉の木橋はアーチ部材を対象に解析と設計値の比較を行った。設計活荷重によるアーチ部材中央の設計値は7.0mmであり、解析値は4.2mm、同様に金峰2000年橋は設計値6.0mmに対し、解析値は3.6mmを得た。おおさる橋においては、設計値12.6mmに対し、解析値は8.69mmを得た。さらに、木のかけはしとみどりばしでは、196kN車2台を並列して設計活荷重相当を載荷した場合の、最大静的たわみ値と設計たわみ値との比較を行っている。その結果、みどりばしでは設計値16.83mmに対して実測たわみ値6.0mm、木のかけはしでは設計値15.1mmに対して実測たわみ値3.9mmで

ある。これらの値を比較すると、以上の5橋は設計値より1.4～2.0倍程度実際の静的な鉛直曲げ剛性が大きいと判断され、車両等の活荷重に対する実際の抵抗強度と安全性が大きいものと考えられる。

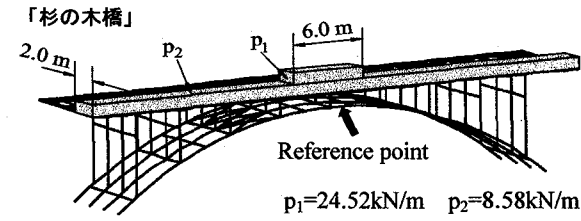


図-4 設計活荷重の載荷イメージ

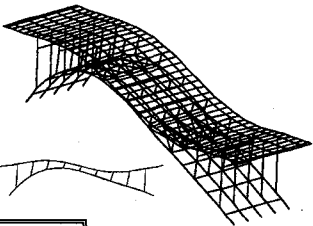
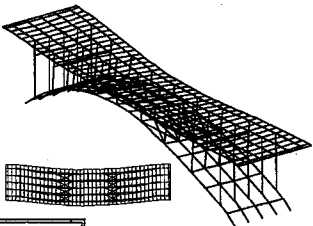
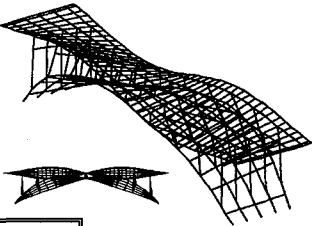
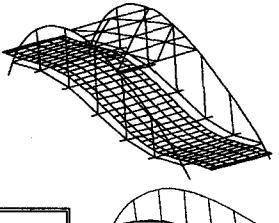
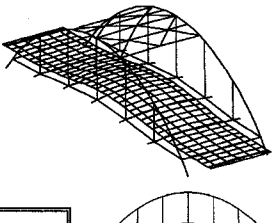
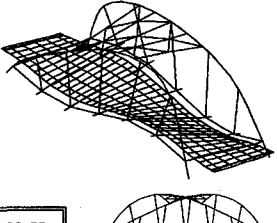
5. 動的特性

表-1に示す近代木橋の実験値である固有振動数、減衰定数、動的増幅率について、一般的な鋼橋、RC橋、PC橋等の材料別、および構造形式別の橋梁との相違を比較、検討する。さらに、これらの実験値を基に、近代木橋の動的特性について総合的な評価および考察を加える。

5.1 固有振動数

橋梁の基本となる振動モード形状は、構造形式によって変化することは、鋼橋、PC橋、RC橋などの多くの振動実験により確認されてきた。一方、近代木橋における基本固有振動数および振動モードの判別はほとんど行われていないのが現状であり、データとしては少ないが、実測された

表-2 固有振動モード

金峰 2000年橋	No.	1	2	3
	Mode	Vertical 1st.	Horizontal 1st.	Torsional 1st.
	Analyzed			
		3.91 Hz	4.23 Hz	5.86 Hz
Experiment	4.02 Hz	4.71 Hz	5.52 Hz	
神の森大橋	Mode	Vertical 1st.	Vertical 2nd.	Torsional 1st.
	Analyzed			
		4.82 Hz	7.28 Hz	7.78 Hz
	Experiment	4.98 Hz	6.64 Hz	7.42 Hz

近代木橋の基本固有振動数のうち振動モードが判別されている7橋について述べる。

鉛直曲げ1次振動モードが対称形状を示すものは、4径間連続木床版橋である木のかけはしである。また、鉛直曲げ1次振動モードが逆対称形状を示すものは、 π ラーメン橋であるみどりばし、下路式タイドアーチ橋である栗飯戸橋、中路式アーチ橋である神の森大橋とおおさる橋、上路式アーチ橋である杉の木橋と金峰2000年橋であり、一般の道路橋に見られる基本振動モードと同様な形状が得られた。

表-2に、固有値解析と実橋実験より得られた金峰2000年橋と神の森大橋の振動次数1次～3次までの振動モードを一例として示す。金峰2000年橋は、1次振動数に基本固有振動モードである鉛直曲げ逆対称1次、2次に水平曲げ対称1次、3次はねじれ逆対称1次振動モードである。神の森大橋は、解析におけるアーチ部材単独の振動を省くと1次振動モードは基本固有振動モードの鉛直曲げ逆対称1次、2次に鉛直曲げ対称1次、3次はねじれ逆対称1次の振動モードである。基本となる振動モード以外の形状において一般の道路橋との相違は、アーチ系木橋から得られた、ねじれ1次振動モードの形状である。一般の鋼アーチ橋におけるねじれ1次振動モードの形状は、ねじれ対称が得られるようである。しかし、本実験で得たアーチ系橋梁では金峰2000年橋、神の森大橋、栗飯戸橋、おおさる橋ではねじれ1次振動モードの形状が逆対称となる振動モードが得られた。一方、杉の木橋ではねじれ1次振動は対称振動モードとなっている。このことは、アーチ支間長、幅員、アーチリブの本数や床組構造などねじれ剛性に関する橋梁の構造特性に起因しており、アーチ系橋梁は一概にねじれ1次振動が対称モードにならないこと示している。

(1) 支間長と基本固有振動数

図-5は、対象橋梁14橋に対する最大支間長と実験から得られた鉛直曲げ基本固有振動数との関係を示している。一般的に橋梁の鉛直方向の基本固有振動数は、道路橋、鉄道橋、歩道橋ともに支間長の増大に従って減少する傾向がある。その遞減傾向は、基本固有振動数を f_1 (Hz)、最大支間長を L (m)とすると、概算的に次式で評価される。

$$f_1 = 100/L \text{ (Hz)} \cdots \cdots (1)$$

そこで、図-5に示す14橋の近代木橋の最大支間長と鉛直曲げ基本固有振動数の関係を見ると、短支間長においては多少のばらつきはあるが、一般的な橋梁において認められる支間長の増大とともに鉛直曲げ基本固有振動数が減少する傾向と同様な特性を示している。また、思惟公園1号橋等の歩道橋を除外して考えると、鉛直曲げ基本固有振動数の観点から、近代木車道橋は一般道路橋とほぼ同等な剛性で設計されていることも評価される。

ここで、なぜ近代木橋の鉛直曲げ1次固有振動数が一般的な道路橋の範疇に入るのかを考えてみる。一般的なヤング係数として、構造用集成材を9801N/mm²とすると、コンクリートの約1/2、鋼の約1/20であり顕著な差異がある。

また、構造用集成材の単位体積当たりの重量を7.85kN/m³とすると、コンクリートは約1/3、鋼の約1/10であることから構造用集成材はコンクリートや鋼よりかなり軽い。従って定量的な評価をするのは困難ではあるが、近代木橋のヤング係数と単位体積当たりの重量が小さい分、設計部材の断面二次モーメントが大きくなる結果として、一般道路橋の曲げ剛性と同等になるものと思われる。すなわち、材料面ではコンクリートや鉄と同じ重量とした集成木材の部材を用いれば断面二次モーメントが大きくなり、近代木橋も一般道路橋と同等な曲げ剛性の実現が可能となる。

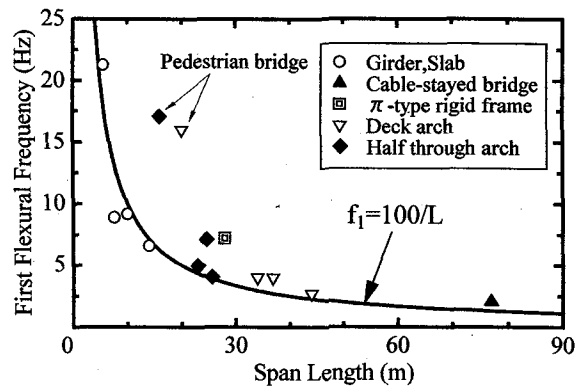


図-5 支間長と固有振動数

5.2 減衰定数

図-6に、杉の木橋とおおさる橋の基本固有振動モードのフィルタ処理後の減衰自由振動波形を一例として示す。実験で測定された減衰定数を表-1に示す。なお、減衰定数 h の算出には次式を用いた。ここに、 δ は対数減衰率、 X は振幅である。

$$\delta = \log_e(X_{i+1}/X_i), h \cong \delta/2\pi \cdots \cdots (2)$$

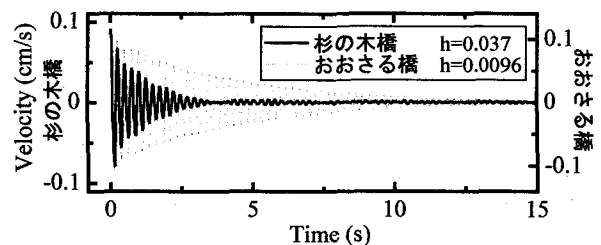


図-6 減衰自由振動波形

(1) 支間長と減衰定数

図-7は、対象橋梁14橋の最大支間長と鉛直曲げ基本固有振動数に対する減衰定数の関係を示したものである。従来から一般的に短支間橋梁では減衰の幅が広く、支間長が長くなるに従って、減衰値は小さくなり一定に近づく傾向があるようである。近代木橋においてもその傾向は確認できる。その中で、材料別の一般的な減衰定数の値として、鋼橋梁では0.02~0.03、コンクリート系橋梁では0.03~0.05が参考値¹⁰⁾にされている。構造用集成材を用いた近代木橋は、集成材自体が材料的に高い減衰性能を有していると共

に、集成材接合部の摩擦による振動エネルギーの逸散の影響が大きいと考えられることから、一般的に、同形式や同支間長の鋼橋およびコンクリート系橋梁より減衰性能が高いものと把握³⁾⁹⁾されている。今、図-7より対象橋梁14橋の減衰定数と鋼橋や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)との関係を概算する式¹⁶⁾

$$h = 0.12 / \sqrt{L} \cdots \cdots (3)$$

の値と比較してみると、近代木橋の減衰値は下路、中路式アーチ橋を除いてほぼ同等、もしくは鋼橋およびコンクリート系橋梁以上の高い減衰値を有することが確認される。

下路式、中路式アーチ橋の減衰が他形式の木橋と比較して極端に小さい要因として、神の森大橋、おおさる橋の2橋は縦桁が無く横桁のみで床版を支えている床組み構造であるため、橋軸方向の荷重分配があまり期待できない構造であることが考えられる。

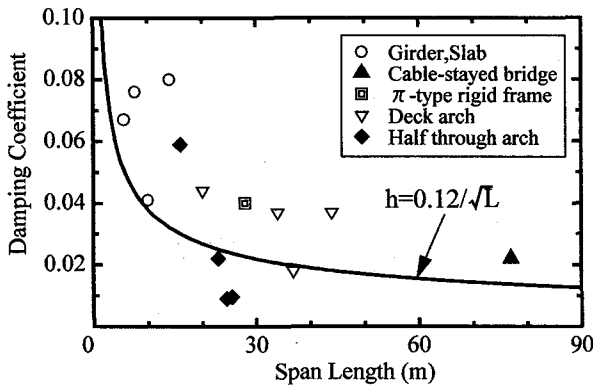


図-7 支間長と減衰定数

(2)固有振動数と減衰定数

図-8は実橋実験より得られた近代木橋の鉛直曲げ基本固有振動数とその基本固有振動数に対する減衰定数との関係を示している。この図より、多少のばらつきはあるが、基本振動数が高くなると減衰定数の値も大きくなることが認められる。これは、上述したような支間長と基本振動数とは強い相関性を持っていることから判断できる。

図-9は実験より得られた各振動モード別に対する減衰定数を示している。橋梁の振動次数別減衰値をみると、各々の橋梁から得られる振動次数に関わらず、ほぼ一定の値を

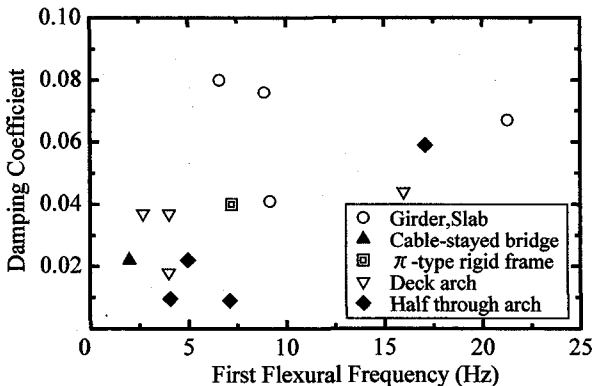


図-8 固有振動数と減衰定数

とることが判る。すなわち、それぞれの橋梁が持つ減衰値は、固有振動数に対して変動するものではなく、支間長や構造形式によって変動するものであると判断される。

減衰定数の評価は、固有振動数を計算するような場合と異なり、解析的検討が不可能に近い。従って、集成材橋梁の合理的な設計法、耐震性能、耐風性能、健全度等の評価に減衰定数の値は重要な因子となることから、今後、多くの集成材橋梁で実験を行い、そのデータの蓄積に基づく統計分析によって定量的に評価をしていく必要がある。

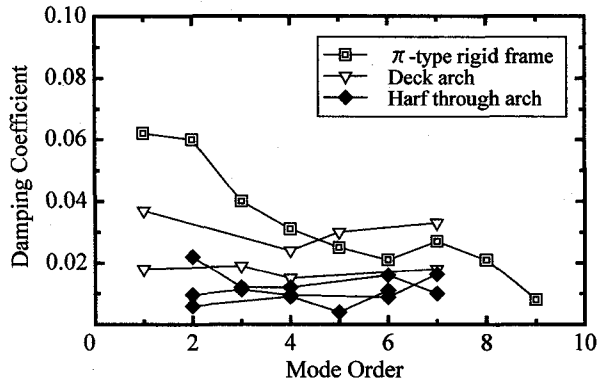


図-9 振動次数と減衰定数

5.3 動的増幅率

図-10に動的応答波形の一例を示す。動的増幅率 i の算定には、最大動的たわみ値を $y_{dy,max}$ 、最大静的たわみ値を $y_{st,max}$ として、次式¹⁶⁾より算定した。

$$i = (y_{dy,max} - y_{st,max}) / y_{st,max} \cdots \cdots (4)$$

衝撃係数は、走行荷重が及ぼす橋梁への動的影響を総称して、鉄道橋の習慣から道路橋でも衝撃係数と言っている。橋梁の設計で用いる衝撃係数は、設計活荷重の割増し係数、いわゆる実質的な荷重係数である。一方、この衝撃係数は、走行荷重が橋梁に与える動的影響としての応答係数の一つとも考えられる。この衝撃係数を一つの応答係数とする論旨は、車両が1台や2台で橋面上が満載状態になるような、特に短支間長橋梁である近代木車道橋に有効な考え方であろう。すなわち、設計活荷重の車両走行状態ではなく、日常的な交通流において生じる橋梁の動的影響を考えて、実際の動的増幅率を応答係数として衝撃係数を評価する考え方である。

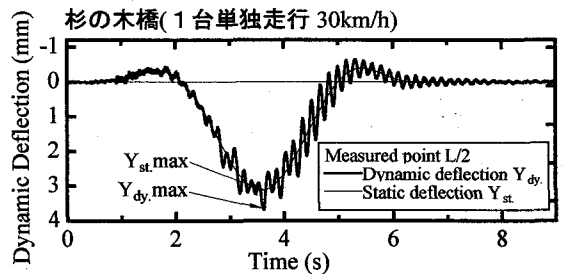


図-10 動的応答変位

(1)支間長と動的増幅率

図-11は、実橋実験より得られた14橋の近代木橋の動的増幅率と支間長の関係を示している。また、道路橋のL荷重に対する現行規定の設計衝撃係数*i*として、支間長*L*(m)とすると鋼橋は $i=20/(50+L)$ 、RC橋梁は $i=7/(50+L)$ 、PC橋梁は $i=10/(25+L)$ である。さらに、多くの近代木橋で用いられている0.25の設計衝撃係数を比較のために示している。鋼橋、RC橋、PC橋に対する衝撃係数の算出式は、支間長*L*(m)の関数となっており、短支間橋梁では最大が約0.4であり、支間長の増大に従い衝撃係数が減滅している。これは、支間長が大きくなると橋梁全体の質量も大きくなり、静的たわみが増大しても動的たわみ振幅はあまり大きくならない動的影響の特性が評価されている。

しかしながら、例えば、鋼橋の場合の設計衝撃係数は、支間長40m以上において動的影響を過大に評価して大きい衝撃係数の値を採用していることが本田ら¹⁷⁻¹⁸⁾の研究でも指摘されている。一方、近代木車道橋の設計では、橋梁の形式、あるいは設計箇所での支間長を考慮しない一定値である0.25の設計衝撃係数が用いられている。

近代木橋の設計衝撃係数0.25と実橋実験より得られた11木橋の実験値との比較をしてみる。図より短支間橋梁に対しては設計衝撃係数である0.25を上回っていることが認められる。特に坊川林道2号橋、揚の沢橋、鶴養橋に関しては、大幅に0.25を越えている。これは、実験時において伸縮継手部での段差による走行車両の衝撃力が動的増幅率の算定に含まれているようであり、このために3橋の値が大きくなっていると判断できる。また、鋼橋、PC橋、RC橋の道路橋のL荷重に対する現行規定の設計衝撃係数を見て判るように、短支間長になるほど衝撃係数は大きく設計されている。実測された11橋の動的増幅率からも鋼橋やPC、RC橋と同様に短支間長になるにつれて大きくなる傾向が見られる。

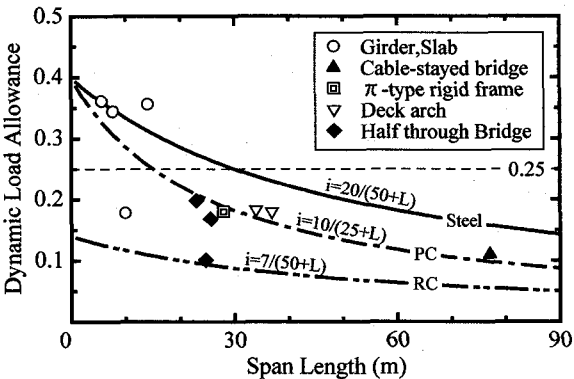


図-11 支間長と動的増幅率 (衝撃係数)

その結果、近代木橋における設計衝撃係数0.25を上回る値が検出されるのは予測される結果である。この様な知見を基に近代木橋の設計衝撃係数を考えてみると、現状では、近代木車道橋に関して、設計実績もあまり多くなく検討に要する基礎データも少ないことから断定はできないが、短

支間橋梁に対して、一定値である設計衝撃係数の0.25は過小評価であると考えられ、逆に20m以上の支間長の木橋に対しては過大評価されていると判断される。今後近代木橋の実測データの増加によって設計衝撃係数0.25の妥当性を検討していくことは工学的に有用なように思われる。

(2)固有振動数と動的増幅率

図-12は鉛直曲げ基本固有振動数と動的増幅率との関係を示している。また、図中には参考基準として、カナダ・オンタリオ州の衝撃係数基準¹⁹⁾も示している。

カナダ・オンタリオ州の衝撃基準は、固有振動数が1Hzまでは0.2を、2.5~4.5Hzまでは最大値の0.4を、6.0Hz以上は0.25を示しており、この値を採用して道路橋の設計が行われている。この基準の根拠は、274kN車2台の連行走行における多くの橋梁の実験から動的影響を評価して算定されている。特に2.5~4.5Hzの範囲で0.4の最大値を採用しているのは、大型車のばね上固有振動数と橋梁の固有振動数とが一致するような共振現象による動的影響を考慮していることによる。

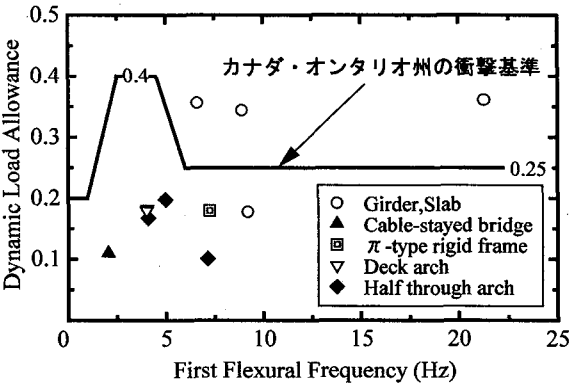


図-12 固有振動数と動的増幅率 (衝撃係数)

図中にある11個の近代木橋の動的増幅率とカナダ・オンタリオ州の衝撃基準とを比較してみる。本質的な比較は車両重量等が違うために困難ではあるが、短支間橋梁に対してこの基準値を大きく上回っていることが分かる。設計衝撃係数は、従来のような支間長の関数ではなく、橋梁の鉛直曲げ基本固有振動数を用いても評価が可能であり、しかも共振現象が考えられる橋梁にとってはクリティカルな状態での動的影響も評価の中に組み込めることが可能である。すなわち、衝撃係数のもう一つの考え方である動的影響に対する応答係数を含めることができる。この様な考え方は、カナダ・オンタリオ州から始まり、スイス²⁰⁾や他の国で徐々にではあるが認識されるようになってきたと同時に、日本の最新の鉄道橋に対する衝撃係数のように、カナダ・オンタリオ州のような基準が世界的な主流になるものと予測される。

しかしながら、近代木橋の場合は、実測的なデータの不足から橋梁の支間長と鉛直曲げ基本固有振動数の関係が定量的に評価ができない現状であり、カナダ・オンタリオ州

のような基準を策定するためには、かなりの年数とデータの蓄積が必要である。

6. あとがき

本研究は、近代木橋の実橋実験より得られた 14 橋の実測値に対して静的特性、動的特性の両面から一般的な鋼橋、RC 橋、PC 橋等の材料別、および構造形式別の橋梁との構造特性の相違を比較、検討を行った。その主な結果を列挙すると以下のものである。

- ① 静的たわみに関しては、実測された 8 橋について構造的力学的な特性が明確に確認された。また、設計たわみ値との厳密な比較検討は荷重強度が異なるため困難であるが、設計活荷重と同じ強度の荷重を載荷した静解析結果、および 196kN 車 2 台並列載荷による静的最大たわみ値との比較より、対象橋梁は実際の静的な鉛直曲げ剛性が大きいと判断され、車両等の活荷重に対する実際の抵抗強度と安全性が大きいことを示しているものと考えられる。
- ② 構造物の振動モードおよび固有振動数は、その構造物の全体的な剛性を評価する重要な尺度でもある。振動モード形状は、各橋梁形式特有の振動挙動をよく示していることが確認できた。特に、鉛直曲げ固有振動数は、一般的な道路橋とほぼ同等な値である。このことは、基本固有振動数の観点から近代木橋を評価すると、一般道路橋とほぼ同等な鉛直曲げ剛性を有していると判断される。
- ③ 近代木橋は下路、中路式アーチ形式以外は、高い減衰性能を持ち、コンクリート系橋梁とほぼ同等、あるいはそれ以上の減衰性能を有していることが判断される。下路、中路式アーチ橋の減衰定数が著しく小さい傾向に関しては床組などの構造特性によるものと判断される。
- ④ 衝撃係数に関して、現時点では、実測値が少ないため定量的な評価は困難である。現状の設計衝撃係数 0.25 は短支間長では小さく、支間長が長くなるにつれて過大評価している傾向がある。従って、移動荷重による集成材の動的影響問題を含め、近代木橋の実測データの増加によって設計衝撃係数 0.25 の妥当性を検討していくことが必要である。

参考文献

- 1) 宮本裕, 五郎丸英博, 岩崎正二, 出戸秀明, 高橋俊彦: 振動実測による集成材橋の振動特性について, 土木学会構造工学委員会橋梁交通振動研究小委員会, 橋梁交通振動コロキウム論文集 PartB, pp.151-158, 1995 年 11 月。
- 2) 宮本裕, 岩崎正二, 出戸秀明, 五郎丸英博, 薄木征三: 岩手県思惟公園の木歩道橋の固有振動解析, 橋梁と基礎, Vol.30, No.7, pp.10-19, 1996 年 7 月。
- 3) 鍵和田功, 小幡卓司, 三品吉彦, 平沢秀之他: 木造アーチ形式人道橋の振動および静的載荷試験について, 土木学会第 49 回年次学術講演会概要集, I-179, 1994 年 9 月。
- 4) 広島県立中央森林公園サイクリングロード 1 号橋「用倉大橋」振動実験報告書, 東京大学工学部土木工学科橋梁研究室, 1994 年 1 月。
- 5) 藤野陽三, 本田秀行他: 集成材を補剛桁に用いた斜張橋(用倉大橋)の振動実験, 橋梁, Vol.29, No.6, 1993 年 6 月。
- 6) 伊藤友彦, 本田秀行: 木製斜張橋(用倉大橋)の構造剛性に関する解析的考察, 土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集, I-B69, 1996 年 9 月。
- 7) 長野県広域基幹林道台ヶ峰線 1 号橋「木のかけはし」実験報告書, 金沢工業大学土木工学科橋梁研究室, 1996 年 12 月。
- 8) 本田秀行, 薄木征三, 飯島康男, 佐々木貴信, 武田雅宏, 中村勤, 三品吉彦: 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, 土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集, I-B242, 1997 年 9 月。
- 9) 長野県広域基幹林道台ヶ峰線 2 号橋「みどりばし」実験報告書, 金沢工業大学土木工学科橋梁研究室, 1998 年 2 月。
- 10) 鳥居隆, 本田秀行, 薄木征三, 中村勤: π ラーメン木車道橋(みどりばし)の実験と振動特性, 土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集, I-B443, 1997 年 9 月。
- 11) 近代木車道橋「栗飯戸橋」実験報告書, 金沢工業大学土木工学科橋梁研究室, 2001 年 3 月。
- 12) 近代木車道橋「神の森大橋」実験報告書, 金沢工業大学土木工学科橋梁研究室, 2000 年 3 月。
- 13) 近代木車道橋「杉の木橋」実験報告書, 金沢工業大学土木工学科橋梁研究室, 2000 年 3 月。
- 14) ふるさと林道緊急整備事業鹿児島県金峰山線「金峰 2000 年橋」実験報告書, 金沢工業大学土木工学科橋梁研究室, 2000 年 9 月。
- 15) ふるさと林道緊急整備事業赤城東麓線「おおさる橋」実験報告書, 金沢工業大学土木工学科橋梁研究室, 2001 年 3 月。
- 16) 橋梁振動研究会編: 橋梁振動の計測と解析, 技報堂, 1993 年 10 月。
- 17) 本田秀行, 小堀為雄, 山田善一: 多径間連続桁橋の動的応答と衝撃係数に関する考察, 土木学会論文報告集, No.331, pp.65-73, 1983 年 3 月。
- 18) 本田秀行, 小堀為雄, 山田善一: 道路鋼桁橋の走行荷重による動的影響評価, 土木学会論文集, No.350/I-2, pp.359-362, 1984 年 10 月。
- 19) Ontario Highway Bridge Design Code, Ontario Ministry of Transportation and Communications, Highway Engineering Division, Ontario, Canada, 1983。
- 20) R.Cantini: Dynamische Belastungsversuche an Strassenbrücken in der Schweiz: 60 Jahre Erfahrung der EMPA, Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt, Forschungs- und Arbeitsberichte Abteilung I16, Massivbau, Bericht Nr.116/1, Juli, 1983。

(2001 年 9 月 14 日受付)