

木橋の最近の動向

TOPICS ON MODERN TIMBER BRIDGES IN JAPAN

本田 秀行*, 三品 吉彦**

Hideyuki HONDA and Yoshihiko MISHINA

ABSTRACT A renaissance of modern timber bridge used glue laminated timber arose in mid 80's in Japan. Nowadays, timber bridges over several tens are constructed in a year. Although most of them are for pedestrians, eighteen bridges are constructed by the design live load of heavy vehicle load. The static and dynamic field tests of several bridges have been done to investigate the structural characteristics of modern timber bridges. The measured values on dynamic characteristics between the timber bridges and steel or concrete bridges are discussed in this paper. It is pointed out the facts that the fundamental natural frequency of timber bridges lies in the same category with steel and concrete bridges, the damping coefficient of timber bridges is larger more than steel and concrete bridges, and so forth.

KEYWORDS: 木橋, 振動特性, 実橋実験, 固有振動数, 減衰定数

timber bridge, dynamic characteristics, field test, natural frequency,
damping coefficient

1. まえがき

最近の約10年間に、わが国では集成材やエッキ材を使用した近代木橋が多く架設されるようになってきた。この近代木橋の揺籃期は、欧米主要国の約40年後に始まっている。わが国での近代木橋の多くは歩道橋であるが、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、①地元産材の需要拡大と有効利用を図ること、②森林保護のために間伐材の有効利用と用途開発の必要があること、③低価格の外材の輸入に関する外圧がかかったこと、④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。経済的に多少なりとも豊かになるにつれて人々の欲求が多様化し、土木構造物にも機能性や経済性のみの追求でなく様々な表現と価値観が求められるようになってきた。

上述の主旨において、木造橋は、鋼やコンクリート材料が持っていない景観や感触の良さに基づく付加価値、例えば、①個性ある道造りとしての橋、②アメニティの一環、③自然との調和、④木のもつ温かさ、⑤橋梁でない「橋」の表現などが一般的に認識してきた。すなわち、上述の社会的なニーズと木橋の特徴がかみ合わさって建設が増加しているものと考えられる。

このような時期に、近代木橋の動向、あるいは近代木橋の実験値に基づく構造特性の評価は、近代木橋の可能性と普及の意味において、工学的に有用でかつ重要な知見を提示するものと信じる。そこで、本文では、近代木橋の動向、および実験値が公表されている近代木橋と他橋梁との構造特性値を比較検討したものである。すなわち、近代木橋の静的たわみや振動の構造特性値と、鋼橋・RC橋・PC橋など材料別の橋梁、道路橋・歩道橋の機能別の橋梁、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すると共に、近代木橋に関する総合的な評価についても考察を加えている。

*工博 金沢工業大学教授 工学部土木工学科 (〒921-8501 石川県石川郡野々市町扇ヶ丘7-1)

**工修 大日本コンサルタント(株) 道路構造事業部長 (〒170-0003 東京都豊島区駒込3-23-1)

2.近代木橋の周辺状況

2.1 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（Logbridge）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。また、非常に硬くて耐久性にも優れたエッキ材などを用いて、ドリフトピンなどで2本以上の角材を合成させた断面から構成されている木橋は、日本で使用され始めたのはごく最近のことであるが、鋼製結合具を用いて各種形式の構造を構成することができる点から近代木橋の範疇に入る。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、建設省、環境庁などの事業、あるいは地方自治体の単産事業などがあり、詳細な架設実績は把握されていないが、年間数十橋以上が架設されているようである。その多くは歩道橋であるが、表-1に示すように、林道あるいは町道や村道に18の木車道橋が架設されている。

表-1 近代木車道橋の架設実績

橋名	架設地	構造形式	橋長(m)	設計活荷重	完成年月
坊川林道2号橋	秋田県鷹巣町	単純桁橋	6.0	TL-14	87年10月
鵜養橋	秋田県田辺町	単純桁橋	14.6	TL-14	88年8月
湯の又橋	秋田県五城目町	下路タイドアーチ橋	13.5	TL-14	90年3月
赤城橋	福島県田島町	単純桁橋×3径間	18.0	TL-14	91年7月
用倉大橋	広島県本郷町	3径間連続斜張橋	145.0	TL-14	92年10月
中央橋	広島県本郷町	上路ローゼゼ橋	34.0	TL-14	93年3月
善入寺橋	広島県本郷町	単純桁橋×3径間	23.0	TL-14	93年3月
広草田橋	広島県本郷町	単純桁橋	10.0	TL-14	93年3月
揚の沢橋	秋田県鷹巣町	プレストレスト床版橋	8.0	TL-14	93年10月
粟飯戸橋	奈良県黒滝村	下路タイドアーチ橋	24.0	TL-20	94年2月
神の森大橋	愛媛県広田村	下路2ヒンジアーチ橋	26.0	TL-20	94年5月
木のかけはし	長野県三岳村	4径間連続プレストレスト床版橋	40.5	TL-25(A)	96年10月
みどりばし	長野県三岳村	πラーメン橋	30.0	TL-25(A)	96年12月
杉の木橋	宮崎県小林市	上路2ヒンジアーチ橋	38.6	TL-25(A)	97年3月
虹の木橋	山梨県都留市	中路アーチ橋	23.0	TL-25(A)	98年12月
百目石橋	秋田県協和町	下路タイドアーチ橋	20.9	TL-25(A)	99年3月
田代橋	長野県安曇村	プレストレスト床版橋	22.9	TL-25(A)	93年4月
穂高橋	長野県安曇村	プレストレスト床版橋	17.9	TL-25(A)	93年4月

2.2 構造形式

近代木橋の構造形式としては、桁橋、床版橋、トラス橋、アーチ橋、ラーメン橋、斜張橋、吊橋、吊床版橋など、一般橋梁と同じ構造になっている。特に、RC床版の代わりにプレストレスト木床版を用いる場合、あるいはプレストレスト木床版橋、PC鋼棒の適用による木橋などは近代木橋の構造的な特徴となっている。今後は、引張強度が強いPC鋼棒と集成木材を巧みに組合わせた構造形式の木橋が多くなる状況にある。適用の支間長として、桁橋やプレストレスト床版橋が20m以下、アーチ橋、トラス橋、ラーメン橋は30m程度が一般的に多く架設されている。しかし、鋼橋の構造形式と適用支間長のような目安が無く、近代木橋の合理的な構造形式と適用支間長は検討の必要性がある。

2.3 設計示方書・基準

(1)日本の木橋基準類

近代木橋を設計する時、頼りにする公の設計示方書がないのが現状である。木造橋梁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、以下のような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きたのが現状である。

○(財)日本住宅・木材技術センター編著:木橋設計施工の手引きー木橋づくり新時代ー(平成

7年)。

○日本建築学会編：木質構造設計基準（昭和48年），同改訂版（平成7年）。

なお，木歩道橋に関しては，(財)国土開発技術研究センターで統一的な設計示方書（案）（木橋設計・施工ハンドブック：仮称）の作成作業が行われており，近年中には公布されるようである。

(2)諸外国の基準類

ヨーロッパ系の基準が木構造一般を対象としているのに対して，北米では橋梁を対象とした基準類が存在する。このため，集成材を含む針葉樹を用いた木橋については，北米の基準類が設計で引用されることが多いようである。一方，エッキ材を使用した橋梁については，英国のBS，ドイツのDINがよく引用されるようである。

以下に，わが国で引用されることが多いと思われる諸外国の設計基準類を挙げる。

○Section 13: TIMBER STRUCTURES, STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 1992, American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc.

○NATIONAL DESIGN SPECIFICATION FOR WOOD CONSTRUCTION, 1991 Edition, National Forest Products Association.

○Ontario Highway Bridge Design Code, Ontario Ministry of Transportation and Communications, Ontario, Canada, 1983.

○DIN 1052 Part 1(April 1988): Structural Use of Timber - Design and Construction.

○DIN 1052 Part 2(April 1988): Structural Use of Timber – Mechanically Fastened Joints.

○BS 5268: Part 2: 1991, Structural Use of Timber - Code of Practice for Permissible Stress Design, Materials and Workmanship.

○Eurocode 5 - Design of timber structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings, 1993E, ENV 1995-1.1.

○Eurocode 5 - Design of timber structures – Part 2: Bridges, ENV 1995-2, 1997.

3.構造特性値の比較

本章では，用倉大橋^{1)～3)}，木のかけはし^{4), 5)}，みどりばし^{6), 7)}などの実験で得た近代木橋の静的たわみ値や振動特性値と，一般的な鋼橋，RC橋，PC橋など材料別の橋梁，および道路橋，歩道橋の機能別の橋梁や構造形式別の橋梁との構造特性の相違を比較検討している。そして，これらの実験値を基に，近代木橋に関する総合的な評価についても考察を加えている。

3.1 近代木橋の実験値

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，その橋梁の安全性や設計値の妥当性の検証などの目的から，実験室あるいは完成後の実橋での実験が多く行われて来た。実験の必要性とその理解が建設省を始め，各公団や各県単位の土木界にはそのような基盤がある。そして，長年の技術の蓄積によって，橋梁工学の技術は，世界のトップ水準までになった。一方，近代木橋に対して行われた実験は，極端に少ないので現状である。前述のように，鋼橋やコンクリート系橋が拡大的に技術が進歩した背景を考えれば，今後，普及と発展を図る近代木橋としても様々な観点から実験を行う必要性を強く痛感する。

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したのが，表-2である。この表のように，秋田県の単純集成桁橋の形式である坊川林道2号橋¹⁾，鶴養橋¹⁾，プレストレスト木床版橋である揚の沢橋¹⁾，岩手県の下路アーチ橋である思惟公園1号橋²⁾と上路アーチ橋である思惟公園2号橋²⁾，北海道の上路アーチ橋である平岡公園歩道橋³⁾，広島県の世界的に最大の3径間連続集成木材補剛トラス桁斜張橋である用倉大橋^{4)～6)}，長野県の4径間連続プレストレスト木床版橋である木のかけはし^{7), 8)}，ピラーメン橋のみどりばし^{9), 10)}の9橋梁の実験値が示されている。しかしながら，現時点では実測データが極端に不足していると同時に，4県と1道のみに偏っているのが現状である。また，静的たわみや衝撃係数の評価に重要な動的増幅率がきちんと測定された実験も少ない。

表-2 実測された近代木橋と実験値

橋名	架設場所	完工年	構造形式	橋長 (支間割)	橋種	設計荷重	1次曲げ固有振動数(Hz)	減衰定数	動的増幅率(衝撲係数)	設計衝撲係数
坊川林道2号橋	秋田県	1987年	単純集成桁	5.6 Ⅲ	車道橋	TL-14	11.9	0.067	0.361	0.25
鵜養橋	秋田県	1988年	単純集成桁	14.0	車道橋	TL-14	6.36	0.080	0.356	0.25
思惟公園1号橋	岩手県		下路アーチ	16.0	歩道橋		17.1	0.059		
思惟公園2号橋	岩手県		上路アーチ	20.1	歩道橋		16.0	0.044		
揚の沢橋	秋田県	1993年	木床版	7.6	車道橋	TL-14	8.63	0.076	0.344	0.25
平岡公園歩道橋	北海道	1993年	上路アーチ	12.5+45+12.5=70.0	歩道橋		2.70	0.037		
用倉大橋	広島県	1993年	斜張橋	33+77+33=143.0	車道橋	TL-14	2.04	0.022	0.11	0.25
木のかけはし	長野県	1996年	連続木床版	4@10=40.0	車道橋	TL-25(A)	9.18	0.041	0.178	0.25
みどりぼし	長野県	1997年	πラーメン	30.0	車道橋	TL-25(A)	7.23	0.045	0.180	0.25

3.2 静的たわみ

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、本来、できない。それは、実験での載荷重強度と設計活荷重強度が異なるからである。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-1は、鉛直方向の静的最大たわみと支間長の関係を示している。図中、木のかけはしの●は20tf車1台載荷によるたわみ値を、■の思惟公園1号橋と▲の用倉大橋は、実測時での載荷荷重が20tfでなかつたため、載荷荷重を20tfに標準化した場合のたわみ値を示している。木のかけはしの場合は、静的たわみ値が小さいことが認められる。

木のかけはしに対して、20tf 車 2 台を並列して設計荷重相当を載荷した場合のたわみ値が図中の○印の 3.9 mm である。この値と設計値である 15.1 mm とを比較すると、約 1/4 弱程小さい結果となっている。これは、設計値に対する実際の抵抗と安全性が大きいものと考えられる。用倉大橋の場合は、設計値 38mm に対して、設計荷重相当時のたわみを 22.8mm と推定した時、両者の比は 1/2 弱程となり、実質的に 2 倍弱程の安全性を有していることが推測される。◆印のみどりばしのは、設計値 16.83 mm に対して設計荷重相当時のたわみ値 6 mm であり、約 3 倍弱程の抵抗を有しているものと考えられる。

以上のように、木のかけはし、用倉大橋、みどりばしの3橋分だけの限られたデータのみではあるが、設計活荷重の強度に対するたわみ値を推測しても、近代木橋の完成系における実質的な静的強度は設計たわみ値の2倍程度あるものと考えられ、荷重に対する実際の抵抗が大きいものと判断される。

3.3 鉛直方向の曲げ基本固有振動数

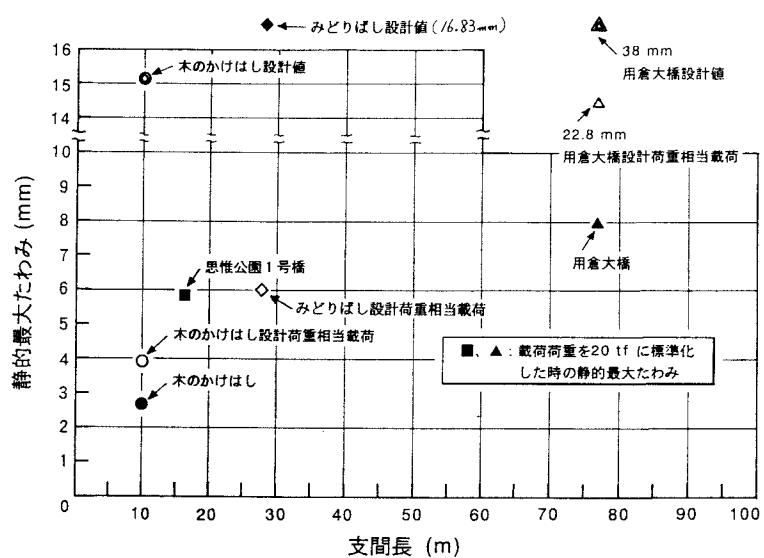


図-1 鉛直の静的たわみ

図-2は、参考文献11)で報告された機能別の192橋梁の鉛直曲げ基本(1次)固有振動数と最大支間長の関係に、前述の近代木橋で得た9橋分の実験値をプロットしたものである。一般的に、道路橋、鉄道橋、歩道橋とも支間長の増大に従って、鉛直方向の基本固有振動数は減少する傾向が認められる。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)とするとき、概算的に次式で評価される。

この図で注目に値することは、木のかけはしを含め9つの近代木橋の基本固有振動数と支間長の関

係は、短支間長において多少のばらつきがあるが、道路橋・鉄道橋・歩道橋で認められる傾向と同様な特性を示していることである。

すなわち、近代木橋は、道路橋など機能別橋梁と同等な鉛直方向の曲げ剛性を有している。思惟公園1号橋などの歩道橋を、今、除外して考えると、他の近代木橋の車道橋は、道路橋とほぼ同じ線上に乗ってくる。このことは、橋梁の基本固有振動数の観点から考えると、近代木橋の車道橋が通常の道路橋と同等な剛性で設計されていることである。さらに、近代木橋の強度と剛性が未知であるため、当面、歩道橋に適用するような概念を打破し、車道橋としても十分な剛性を有して、かつ適用でき得る知見を提示している。

上述の主旨をさらに確認できるのが図-3である。この図は、スイスで224道路橋に対して実測した鉛直方向の基本固有振動数と最大支間長の関係¹²⁾を示している。スイスとわが国では、本質的に道路橋の設計自動車荷重が異なるために厳密な比較はできないが、基本的に前述したわが国の概算式である $f_1 = 100/L$ (Hz) に基本固有振動数が乗ってくる。これはスイスと日本では設計荷重が多少異なっているけれども、基本固有振動数から見ると、ほぼ同等な剛性を持って設計・架設がなされていることを示している。

図中の木のかけはしと他の車道橋である揚ノ沢橋、鵜養橋、用倉大橋の3つの近代木橋もスイスの道路橋とほぼ同等な剛性を有している。特に、木のかけはしや用倉大橋は、スイスの道路橋と同等な剛性を持って設計・架設されていることが認められる。みどりばしの値が顕著に大きいのは、他橋梁より一般的に剛性が大きいと考えられるπラーメン形式の構造特性に起因しているものと思われる。

上述のように、なぜ近代木橋の曲げ1次固有振動数が一般的な道路橋の範疇に入るのであろうか。一般的なヤング係数として、構造用集成木材を 1.0×10^5 kgf/cm² 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重量を 800 kgf/m³ とすると、コンクリートの約 1/3、鋼の約 1/10 であることから構造用集成木材は鋼よりかなり軽い。従って、定量的な評価は困難であるが、近代木橋のヤング係数と単位体積当たり重量が小さい分、設計部材の断面2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2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である。

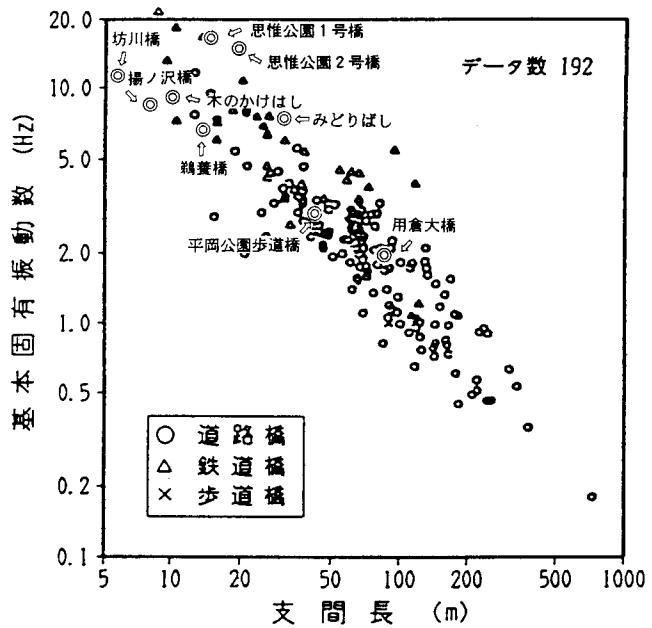


図-2 鉛直曲げ基本固有振動数と支間長

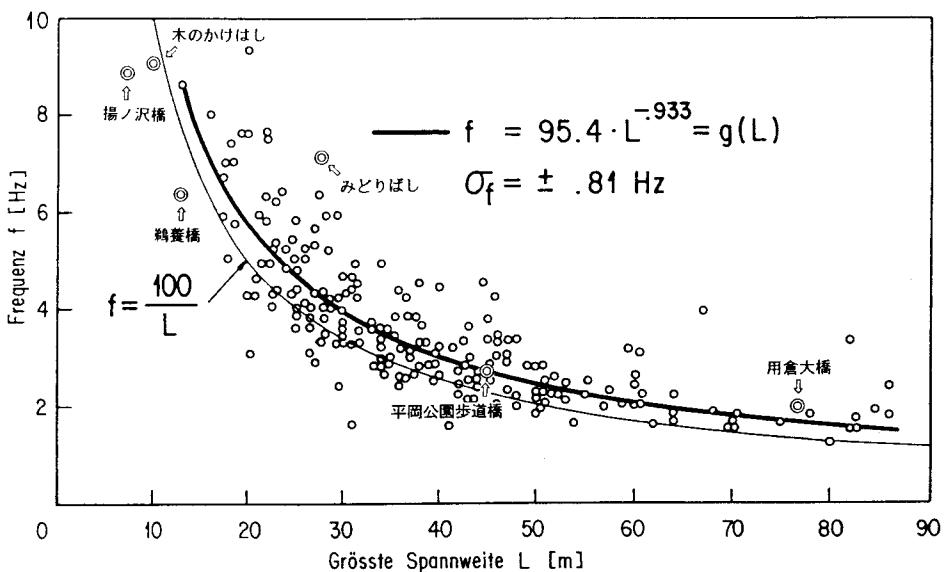


図-3 スイス道路橋の鉛直曲げ基本固有振動数と支間長

図-2と図-3からは、別な観点が論議され得る。すなわち、貸し切りバスを含む積載された大型車両の固有振動数は、一般的に車体のばね上部で1.5~4(Hz)、タイヤのばね下部で12~14(Hz)である。これらの範囲と両者の図を重ねて考えると、近代木橋は短支間長であることから固有振動数が大きく、大型車両のばね上部との共振現象は考えられない。しかし、車両ばね下部の高振動数を持った輪荷重が舗装や床版に直接作用することになるが、その荷重強度は小さいものと考えられる。

3.4 減衰定数

図-4は、実測された162機能別橋梁の減衰定数と支間長の関係^{1,3)}に近代木橋の実験値を示したものである。一般的に、道路橋より鉄道橋の減衰定数は大きいようである。この図より、道路橋、鉄道橋、歩道橋の場合は、減衰定数の値がほぼ0.003~0.06の間にある。その傾向は、従来から一般的に言われているように、短支間橋梁では減衰値の幅が広く、支間が長くなるに従って、減衰値は小さくなっている一定値に近づく傾向があるようである。その中で、減衰定数の一般的な値として、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^{1,4)}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ていることから、一般的に、同形式や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^{3,5)}されている。

いま、プロットした8つの近代木橋の実験値をみると、木のかけはしを含めた近代木橋の減衰定数は、前述したように、高い減衰性能を有していることが判明される。特に、木のかけはしやみどりばしの値は、コンクリート系橋梁の減衰性が高い方の部類に入っているようである。また、補剛トラス桁を有する斜張橋の減衰定数の代表値は、0.0048と言われている^{1,4)}。この値と同じ形式である用倉大橋とを比較すると、4倍ほどの差異があり、斜張橋形式の近代木橋の場合も減衰性能は格段に大きいことが認められる。

3.5 衝撃係数(動的増幅率)

(1) 支間長に対する衝撃係数

図-5は、実測された6つの近代木橋の衝撃係数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として、鋼橋では $i = 20/(50+L)$ 、RC橋では $i = 7/(50+L)$ 、PC橋では $i = 10/(25+L)$ 、 L =支間長(m)、および多くの近代木橋で用いられている0.25の設計

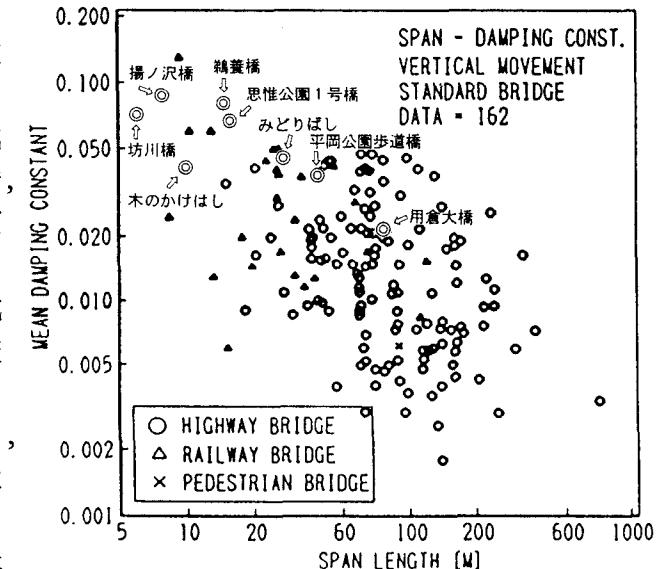


図-4 機能別橋梁の減衰定数と支間長

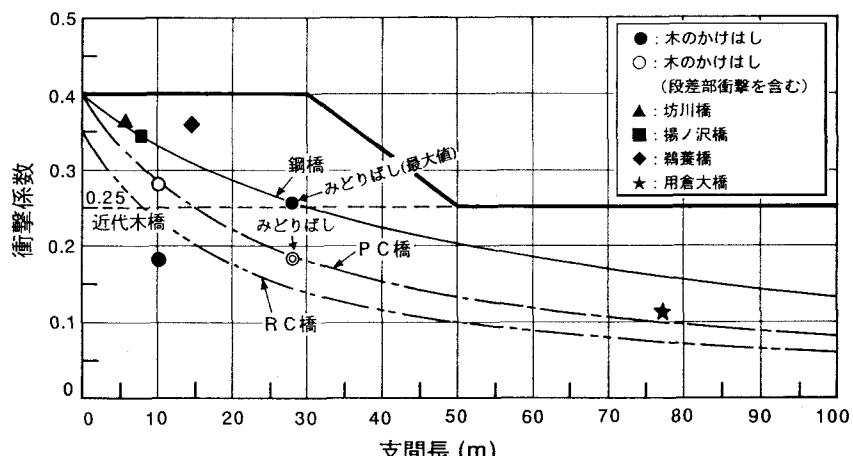


図-5 衝撃係数(動的増幅率)と支間長

衝撃係数を比較のために示している。鋼橋、RC橋、PC橋はいずれも支間長 L の関数となっており、短支間橋梁では最大が0.4であるが、支間長の増大に従って衝撃係数が遞減されている。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な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ることによる。しかしながら、例えば、鋼橋の

場合の設計衝撃係数は、支間長が 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^{15), 16)}の研究でも指摘されている。

図中の●印は木のかけはし、○印は伸縮継手部での段差による衝撃を含む木のかけはし、▲印は坊川橋、■印は揚ノ沢橋、◆印は鵜養橋、および★印は用倉大橋である。▲印の坊川橋、■印の揚ノ沢橋、◆印の鵜養橋の場合は、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橋の値がかなり大きくなっている。特に、木のかけはしの最大値は図中に示していないが 0.676 で、設計の最大値 0.4 を大きく越えている。この値は、実験時に取付け道路が完成されていないため、継手部段差の影響が顕著に大きくなっている結果である。しかし、一般的にも、継手部の段差の状態によっては、0.4 をはるかに越える動的増幅率が測定されることは周知の事実である。

この継手部段差によって生じる衝撃力は橋梁への瞬間的な接地力として作用し、継手や床版の破損、あるいは騒音、橋台や橋脚を介しての地盤振動、低周波空気振動などの環境交通公害問題の直接的な原因となっている。

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、鉄道橋の慣習から道路橋でも衝撃係数と言っている。その動的影響は複雑な性状を呈し、関係する要因を設計で考慮することが困難である。そのため、静的な値に置き換えた設計活荷重を割り増すことによってその動的影響を考慮するような、実質的な活荷重の割り増し係数として衝撃係数が設計で採用されている。

現時点では、実測データが不足していることから、定量的な評価は困難であるが、衝撃係数を設計規定の通りに活荷重の割り増し係数と考える場合、一般的な近代木橋は最大支間長が 30m 程の橋梁が多いことから、近代木橋で用いられている 0.25 はほぼ妥当な値と思われる。なお、用倉大橋のような長大支間長橋梁の場合は、この設計衝撃係数の 0.25 は過大に評価されているような点も指摘できるかと思われる。

一方、衝撃係数を動的影響としての一つの応答係数と考えることもできる。前述した▲印の坊川橋、■印の揚ノ沢橋、◆印の鵜養橋、木のかけはし（最大値：0.676）の事例にあるように、短支間橋梁では伸縮継手部に生じる走行車両による衝撃力の影響と車両荷重の動的効果を強く受ける傾向がある。従って、構造用集成材やエッキ材自体、あるいは部材の継手が動的荷重を受けることによる動的影響や疲労問題がほとんど未解決である現時点では、支間長が 30m 以下の近代木橋に対しては走行車両の動的荷重効果が大きいため、設計衝撃係数である 0.25 をもっと大きい値を採用するような、図中の太い実線で示した以下の試案も一つの考え方として肯定され得るものと思われる。

$$i = \begin{cases} 0.4 & 0 \leq L \leq 30, \\ 0.625 - 0.0075L & 30 < L \leq 50, \\ 0.25 & L > 50 \end{cases} \quad L : \text{支間長(m)} \quad \dots \quad (2)$$

(2) 基本固有振動数に対する衝撃係数

図-6 は、カナダ・オンタリオ州の衝撃係数の基準¹⁷⁾である。縦軸が衝撃係数に相当する Dynamic Load Allowance (動荷重増幅率) を、横軸に橋梁の支間長ではなく、鉛直方向の基本固有振動数を用いている。前述したように、橋梁の支間長 L (m) と基本固有振動数 f_1 (Hz) は、かなり強い相関が見られる。例えば、一般的な $f = 100 / L$ で算出すると、1.0 Hz が 100m, 2.5 Hz は 40m, 4.5 Hz は 22.2m, 6.0 Hz は 16.7m, 10.0 Hz は 10m の支間長となる。

固有振動数が 1 Hz までは 0.2 を、2.5~4.5 Hz ま

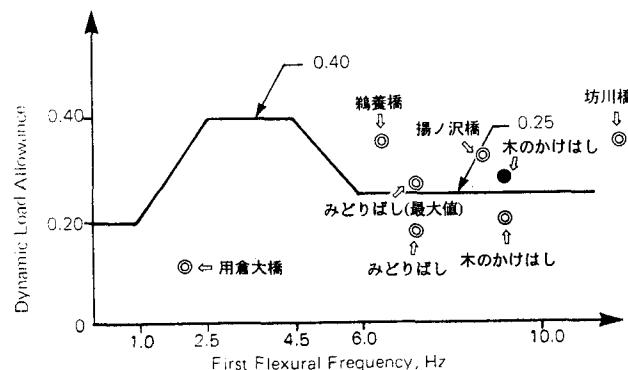


図-6 オンタリオ州の衝撃係数と支間長

では最大値の 0.4 を、 6.0 Hz 以上は 0.25 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、 28tf 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、 2.5~4.5 Hz の範囲で 0.4 の最大値を採用しているのは、 大型車両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事による。

いま、 6 つの近代木橋で得た衝撃係数をプロットしてみる。図中、 ●印の木のかけはしは伸縮継手部での衝撃を含んだ衝撃係数である。伸縮継手部での衝撃を含んでいる鶴養橋、 揚ノ沢橋、 木のかけはし、 坊川橋は、 オンタリオ州の基準である 0.25 より若干大きめな値となっている。

設計衝撃係数は、 従来のような支間長の関数ではなく、 橋梁の鉛直方向の曲げ基本固有振動数を用いても評価が可能であり、 しかも共振現象のような橋梁にとてはクリテ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できるのである。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。このような考え方方は、 オンタリオ州から始まり、 スイス¹²⁾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、 オンタリオ州のような基準が世界的な主流になる動向であることは確実である。

しかしながら、 近代木橋の場合は、 実測データの不足から橋梁の支間長と基本固有振動数の関係が定量的に評価できない現状であり、 オンタリオ州のような基準を策定するためには、 かなりの年月とデータの蓄積が必要であると思われる。

3.6 静的たわみと変位振動振幅

図-7 は、 車両が走行した時の道路橋に生じる静的たわみと動的な変位振動の最大振幅の関係¹⁴⁾ を示している。なお、 ここで静的たわみ値は、 静的に車両を載荷した時に測定された静的たわみでなく、 車両が走行した時の応答たわみ振動の波形から算出した静的たわみである。その応答たわみ振動の動的な振動振幅の最大値が変位振動の最大振幅である。図中の丸で囲ったグループの内、 I は空車の中・大型車の単独走行、 II は積載の中型車の走行、 III は積載の大型車の走行、 IV は積載の大型車 2 台走行の場合である。この図より、 静的たわみが大きくなってしまっても変位振幅はそれほど大きくならないことが分かる。静的たわみは載荷の車両重量の大きさを表しているものと考えられるので、 複数台の車両が同時に走行し、 荷重が 2 倍になんでも車両の振動位相や固有振動数の差異によって、 変位振幅は 2 倍にならないことを示唆している。このことは、 従来から衝撃係数の検討の際に指摘され、 衝撃係数が支間長と共に小さくなる根拠とされている。

木のかけはしとみどりばしの試験車走行実験で測定された値をプロットする。図中の○印は 20tf 車の単独走行、 ●印は 20tf 車の並列走行の場合である。車両は 2 台並行走行した場合は、 車両の単独走行時に比べて荷重強度が大きいために静的たわみ値は大きくなるが、 変位振動振幅は荷重強度に比例せずにそれほど大きくならないことが認められる。すなわち、 前述したような一般の道路橋で生じている現象が、 両橋の場合も同様な傾向として生じていることが指摘される。さらに、 データ数が少ないので評価は困難であるが、 一般道路橋に比べて近代木橋の最大変位振幅が若干小さい傾向が認められる。

3.7 最大応答加速度

図-8 に、 一例としてみどりばしの車両走行試験で得られた最大応答加速度を示す。木のかけはしに対する車両走行試験の場合にも、 みどりばしで得た最大応答加速度と同程度の値が測定⁷⁾ されている。従って、 最大応答加速度から近代木橋の振動挙動を考えると、 一般道路橋とは同程度と評価され、 近代木橋であることから応答加速度が大きい事はないようである。

また、 最大値として大きい値を示している大型車両の 2 台並行や 80 km/h の単独走行、 あるいは実

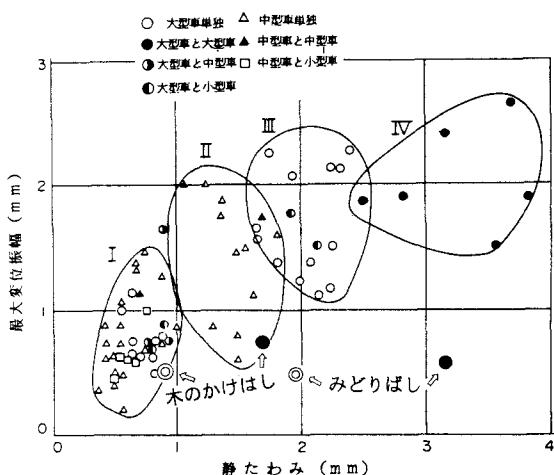


図-7 静たわみと最大たわみ振幅

験で行った車間距離が短い大型車両が50 km/h以上で走行する2台連行は、日常の交通流において、ほとんど再現性の少ない走行状態とも考えられる。従って、日常の一般的な大型車両と通常の走行速度による応答加速度は約100 cm/s²前後と推測されることから、近代木橋の振動による車両の走行安定性に関しては、現状では特に問題がないように思われる。

3.8 使用性（歩行者の振動感覚）

実験で得られた応答速度を基に、歩行者の振動感覚から近代木橋の使用性を考える。図-9は、一例として、みどりばしの車両走行試験で得られた最大応答速度を示す。また、この図には、橋梁振動に対する一つの使用性を評価するために、歩行者が歩行時に橋梁振動を受ける振動感覚の一般的な恕限度¹⁸⁾も示している。通常、使用性に対する振動恕限度として、最大応答速度で評価する場合は2.4 cm/s、すなわち歩行者が「少し歩きにくい」と反応する基準が多く用いられている。

この図で、大型車両の2台並行で最大値が顕著に大きい値となっているが、前述のように日常の交通流ではほとんど生じないものと考えられる。また、80km/hの単独走行と現実的に再現性の少ない2台連行走行のより過酷な走行状態を考えても、最大応答速度は2.0 cm/s以下の値と推測される。なお、木のかけはしでの実験でも、上述した最大応答速度の値と同程度の測定値⁷⁾が得られている。

従って、日常の一般的な大型車両と通常の走行速度によって橋梁振動を受ける歩行者の振動感覚は、「振動をわずかに感じる」、あるいは「振動を明確に感じる」程度であり、「少し歩きにくい」反応までは示さないようである。現時点ではデータ数が少ないので一般的な評価は困難であるが、近代木橋の使用性に関しては特に問題点がないように思われる。

3.9 近代木橋の課題等

わが国の近代木橋の歴史は約10年程で、欧米諸国に40年程の開きがある。この間、わが国では、欧米諸国との近代木橋に対する設計法などを研究すると共に、技術開発に努力をして多くの近代木橋を架設してきた。しかし、構造用集成木材を使用する近代木橋の歴史が浅いため、検討をする課題があることも事実である。表-3に、近代木橋の技術開発のために検討を要する問題点や課題等を示す。これらの課題が全て解決されなければ、近代木橋の普及と発展が望めない事ではない。

近代木橋に関して論議の対象になるのが、常に、設計法、耐久性、安全性、建設費用、施工・品質管理、健全度評価などである。

- ①設計法に関しては、公な近代木橋の設計示方書が望まれている。さらに、近代木橋は、鋼橋やコンクリート系橋梁よりはるかに設計の自由度が高い。この意味において、安全性を高めた近代木橋の特有な設計方法として、性能照査型設計法は今後に検討すべき重要な課題であろう。
- ②耐久性に関しては、いかに木材の腐食を防止する構造対策が施工されるかに依存している。この対策によっては、鋼と同等か、それ以上の耐久性が材料的に有している。
- ③安全性に関しては、構造剛性と安全性とは異なった観点であることからよく解らない。しかし、本文でも記述しているように、近代木橋は一般の道路橋と比べても同等の剛性を保持しており、現在

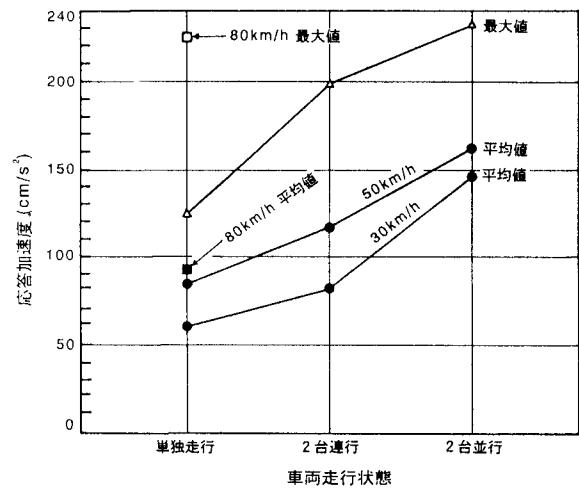


図-8 最大応答加速度（みどりばし）

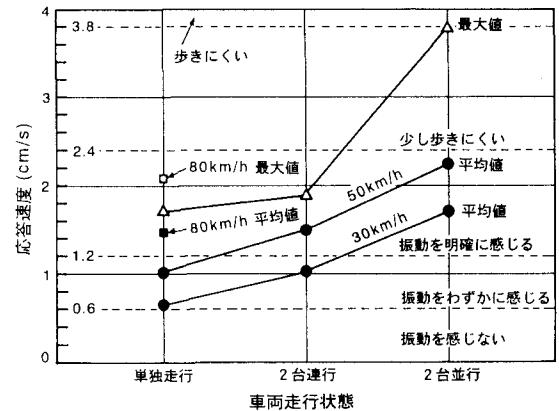


図-9 振動感覚の恕限度と使用性

表-3 近代木橋の課題等

課題	概要	課題	概要
製造・性能規格	集成材の製造法 検査法と基準 橋梁用集成材の性能規格 から松・すぎ集成材の製造法 異樹種構造集成材の製造法 防腐・防蟻剤の種類と処理法 樹種と防腐剤の処理法 接着剤の種類と処理法 防腐剤と接着剤の相性 2次接着法	橋梁構造	支承 ・ゴム支承の改良 ・支承構造の開発 ・可動支承の必要性 ・防水処理法
材料評価	実用的な許容応力度とヤング係数 製造集成材と実際強度の相関 供用環境下での実物性値 クリープ評価 疲労強度		高欄 ・機能要求の強度と設計法 ・床版との接合部の設計法 ・床版との接合部の防水処理法 ・防腐と耐久性評価(取替え時期) ・地覆との接合強度
接合具	接合具間隔 接合具の桁端や材端との距離 材木割れと接合具のせん断性能 防腐処理法		路面 ・橋梁前後の取付け路面 ・橋梁前後路面の防水対策法
設計概念	基本概念 パフォーマンス評価と表現方法 美的デザイン(景観設計等)	特に床版橋	P C鋼棒の緊張力の設計法 緊張力の経時変化と締直し法 木床版ラミナの摩擦係数の評価 パッドジョイントの剛性・耐力評価 最外側木床版ラミナのめり込み 強度と採用樹種 床版表面の平滑仕上げ法 床版の橋軸方向表面のむくり施工 床版の水平方向表面の段差施工
設計法	設計示方書の確立 構造モデル化と計算法 接合法と強度評価 設計荷重と設計係数 構造全体系の剛性評価 許容応力度設計法 限界状態設計法 性能照査型設計法	特にアーチ橋	アーチ継手部の剛性・耐力評価 アーチや床桁継手の設計法
構造形式	合理的な構造形式の開発 S W橋など複合構造形式の開発 複合・合成構造の方式と剛性評価	架設・施工	架設計画 施工基準 施工管理法 施工検査基準の整備
橋梁構造	床版 ・防水設計法 ・集成材と鋼板の接着接合法 ・P C鋼棒緊張力のクリープ評価	使用性	振動・騒音:環境交通振動問題 歩行者の振動感覚(特に歩道橋)
	舗装 ・舗装材料の開発 ・舗装材料の耐久性評価 ・防水処理法	維持管理・点検	維持管理の基準整備 点検内容の基準整備 健全度評価法と検査法の整備
	伸縮装置 ・伸縮装置の開発 ・伸縮装置なしでの舗装設計法 ・防水処理法	省力化と 経済性	省力化構造と標準化の技術開発 経済性の追求
		積算基準	積算基準の整備と確立
		事例・情報	実橋実験データの蓄積 供用中における問題事例の収集 諸外国の架設情報収集 防水対策等の詳細設計例収集
		その他	

行われているような設計計算法を踏襲する限り、安全性は高いものと判断される。

④建設費用に関しては、現時点では残念ながら、同規模の鋼橋より2倍程建設費用が高いようである。

その主因は、橋梁用の構造用集成材の規格がないことによる部材の製作費と思われる。今後、近代木橋の需要増加を図ると共に橋梁用の構造用集成材の規格化、標準化設計、プレキャスト床版のような製作の省力化、施工時の省力化や標準化施工などを研究していく必要がある。

⑤施工・品質管理に関しては、架設時の施工企業の技術に依存する。鋼橋やコンクリート系橋梁の近代希なる技術進歩を勘案すると、近代木橋に関しては橋梁専門のメーカー企業の参入も必要であるものと思われる。車道橋としての近代木橋が鋼やコンクリート系橋梁と同等な建設費で架設実績も増加するにつれて、橋梁専門の企業の参入が予測される。

⑥健全度評価に関して、鋼橋やコンクリート系橋梁ではある程度まで予測することが可能な現状であ

る。このために、長い年月と多くの実験や研究が行われてきた。近代木橋の場合は、構造用集成木材のクリープ現象の評価や動的荷重の作用による集成木材の動的影響の評価だけを取り上げても、未知の部分が多い。鋼やコンクリート系橋梁のように現象解明に費やしてきた時間的余裕があまりない現時点において、基礎的な研究とそのデータの蓄積は急務を要する。

⑦近年、アメリカの道路橋で実施され始められつつあるよう、インテリジェント橋梁のモニタリングシステムを開発する必要がある。それは、架設された実橋をモデル橋として、この橋梁に様々な観点から測定できるセンサーを施工時から取り付け、供用期間中での様々なデータを経年的に測定する。そして、その測定データを電話回線やインターネットに乗せて一箇所の技術情報研究センターのような機関に送ってデータを分析すると共に、健全度評価のためのモニタリング技術も同時に開発していくシステムである。わが国では、このようなシステムで実施されている鋼やコンクリート系橋梁は、現在の所、存在しないようである。しかしながら、近代木橋が橋梁分野に参入したのが最近のことであることから、逆に上述のような技術開発の余地と可能性はあるものと考えられる。

4.あとがき

本文は、近代木橋の動向、および9つの近代木橋での実験値と機能別・材料別・構造形式別による他橋梁との構造特性値を比較・検討したものである。

近代木橋の構造特性に関する比較検討した主な結果を列挙すると以下のようである。

- (1) 静的たわみに関しては、木のかけはし、用倉大橋、みどりばしの3橋分だけの限られたデータのみであり、また厳密な比較検討は荷重強度が異なるために困難であることから一つの目安として評価すると、近代木橋の完成系における実質的な静的抵抗は、設計たわみ値の2倍程度あると推測され、荷重に対する実際の強度と安全性が大きいものと判断されよう。
 - (2) 構造物の固有振動数は、その構造物の全体的な構造剛性を評価する重要な尺度となる。近代木橋の鉛直曲げの基本固有振動数は、一般的な道路橋や鉄道橋など機能別橋梁のそれとほぼ同レベルの水準にある。基本固有振動数から評価すると、近代木橋は一般道路橋と同等な鉛直の曲げ剛性を有していると判断される。このことは、「近代木橋は歩道橋である。」とする概念を打破し、車道橋としても十分な曲げ剛性を有し、かつ適用できる知見を与えるものである。
 - (3) スイスでの道路橋と近代木橋の鉛直曲げの基本固有振動数を比較すると、木のかけはしを含め日本での近代木橋は車道橋として十分な剛性を有しており、車道橋としての普及が可能であることが示唆される。
 - (4) 木のかけはしを含め近代木橋の減衰定数は、高い減衰性能を有していることが判明され、コンクリート系橋梁の減衰性が高い方の部類に入っているようである。
 - (5) 現時点では、実測データが不足していることから定量的な評価は困難であるが、衝撃係数を設計規定の通りに活荷重の割り増し係数と考える場合、一般的な近代木橋は最大支間長が50m以下程度の橋梁が多いことから、近代木橋で用いられている0.25はほぼ妥当な値と思われる。
- 一方、衝撃係数を動的影響として一つの応答係数と考えた場合、構造用集成材やエッキ材自身、あるいは部材の継手が動的荷重を受けることによる動的影響がほとんど未解決である現時点では、支間長が30m以下の近代木橋に対しては設計衝撃係数である0.25より大きい0.4程度の値を取るような、本文で試案した式(2)が一つの考え方として肯定されよう。
- (6) 静的たわみ変位振動振幅に関して、一般の道路橋で生じている現象が、木のかけはしやみどりばしの場合でも同様な傾向として生じていること、および一般道路橋に比べて近代木橋の最大変位振幅が若干小さい傾向が認められる。
 - (7) 日常の一般的な大型車両と通常の走行速度による応答加速度は、100 cm/s 前後の値と推定され、近代木橋の最大応答加速度や橋梁振動に対する車両の走行性には特に問題がないようである。
 - (8) 日常の一般的な大型車両と通常の走行速度による応答速度の最大値は1.4 cm/s, 1.9 cm/s程度であり、歩行者が歩行時に受ける振動感覚は「振動を明確に感じる」程度で「少し歩きにくい」

反応までは示さない。従って、データ数は少ないが、歩行者の振動感覚の観点から評価すると、近代木橋の使用性には特に問題がないように思われる。

以上のように、木のかけはしを含めた近代木橋は、一般的の道路橋と比較しても十分な強度と剛性を有しており、車道橋としての適用と普及が可能であることが認められる。このことは、安全性を高めるような近代木橋特有の設計計算法に大きく依存しているものと思われる。

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 Part B, 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)島居 隆・本田秀行・薄木征三・中村 勤：アラーメン木車道橋（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)加藤雅史・島田静雄：橋梁実測振動特性の統計解析、土木学会論文報告集, No.311, pp.49-58, 1981年7月.
- 12)R. Cantini: Dynamische Belastungsversuche an Strassenbrücken in der Schweiz: 60 Jahre Erfahrung der EMPA, Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt, Forschungs- und Arbeitsberichte Abteilung 116, Massivbau, Bericht Nr.116/1, Juli, 1983.
- 13)加藤雅史・島田静雄：橋脚振動特性の実測データによる統計分析、土木学会論文報告集, No.338, pp.229-232, 1983年10月.
- 14)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.
- 15)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.
- 16)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.
- 17)Ontario Highway Bridge Design Code, Ontario Ministry of Transportation and Communications, Highway Engineering Division, Ontario, Canada, 1983.
- 18)小堀為雄・梶川康男：橋梁の人間工学的評価、土木学会論文報告集, No.230, pp.23-31, 1974年10月.