

近代木橋の剛性と構造性能

金沢工業大学 フェロー会員 ○本田秀行 金沢工業大学大学院 学生会員 糠山尚希

1. まえがき

著者らの研究室では、平成4年の用倉大橋（斜張橋）から平成19年の栲原橋（中路式アーチ橋）まで、集成材を用いた約23の近代木橋に対する実橋実験を実施し、実験データを分析すると共に、3次元構造解析も行い、実験と解析の両面から静的特性や動的特性などの実態を把握してきた。本文は近代木橋の構造性能に関する一部の情報であるが、以下に報告する。

2. 静的特性

図-1は、ダンプトラック車1台載荷による「おおさる橋」で得た実験と解析たわみの一例である。

図-2は、支間長と最大たわみを示している。各木橋で用いたダンプトラック車の重量は個々に異なるため、厳密な評価ではないが、20tf車（196kN）に基準化した場合の最大たわみも●印で示している。約10～30mの支間長では、約3～7mm程度の最大たわみである。木橋だから静たわみが大きいことではない。

図-3は、杉の木橋を一例に、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 p_1 、 p_2 を載荷させたイメージ図である。アーチ部材のクラウン点を着目点とし、設計時のたわみ値と解析解のたわみ値とを比較した。その結果、着目点での設計たわみ値は7.0mm、解析値は4.2mmであり、解析値は60%小さいたわみ値となっている。このことは、設計時に対しての静的曲げ剛性は1.7倍強ほど実際の実橋で大きいことを意味しているものと思われる。その他の近代木橋で静的曲げ剛性に対する検討事例を表-1に示す。いずれの近代木橋における静的曲げ剛性の実態は、設計時での曲げ剛性より大きいことが認められる。同時に、一部の近代木橋で設計時の許容応力に対して余裕をもった断面設計が行われて来たことも散見される。

3. 動的特性

図-4は、対象橋梁23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支間長の増大に従って減少する傾向がある。その逓減、基本固有振動数を f_1 (Hz)、最大支間長を L (m)とすると、 $f_1=100/L$ (Hz)で概算的に評価される。

そこで、図-4に示す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、鉛直曲げ基本固有振動数の観点から、近代木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。

図-5に対象橋梁23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 h_1 の関係を示す。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。今、一般橋梁の減衰定数の概算式である $h_1=0.12\sqrt{L}$ と23近代木橋とを比較してみると、近代木橋の減衰値は下路、中路式アーチ橋を除いて一般橋梁とほぼ同等以上の高い減

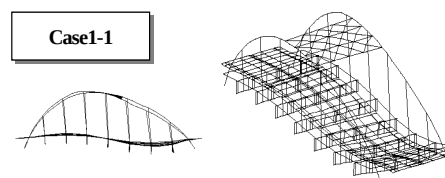
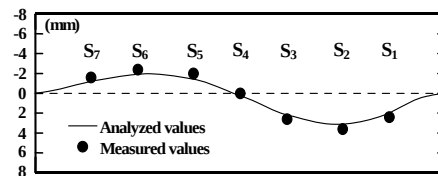


図-1 実験と解析の静たわみ

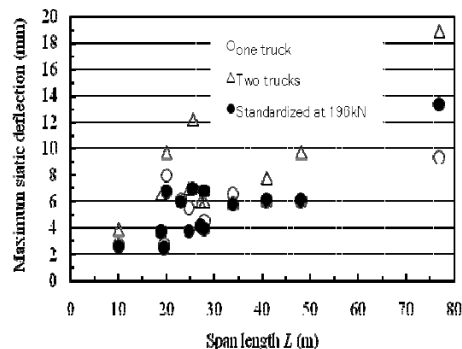


図-2 支間長と最大たわみ

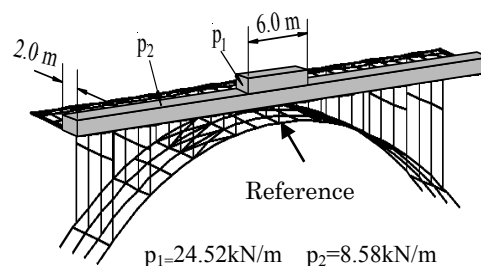


図-3 静的曲げ剛性の検討例（杉の木橋）

表-1 静的曲げ剛性の実態

橋梁名	橋梁形式	設計たわみ値 (mm)	解析たわみ値 (mm)
木のかけはし	床版	15.1	3.9
みどりばし	πラーメン	16.8	6.0
杉の木橋	上路式アーチ	7.0	4.2
金峰2000年橋	上路式アーチ	6.0	3.6
おおさる橋	中路式アーチ	10.3	8.7
丸山沢橋	桁	14.0	7.3

キーワード 近代木橋、構造性能、静的・動的特性、構造剛性、実橋実験、構造解析

連絡先 〒921-8501 石川県石川郡野々市町扇ヶ丘 7-1 金沢工業大学環境土木工学科 Tel. 076-294-6712

衰を有することが確認される。下路や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は、ライズ比が大きい程アーチ部材の軸力が小さくなることからライズ比に関係していることが判明されている。

図-6 は、実橋実験より得られた 17 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、鋼道路橋の衝撃係数： $i=20/(50+L)$ 、および多くの近代木橋で用いられている 0.25 の衝撃係数も比較のために示している。道路橋に対する衝撃係数の算出式は支間長 $L(m)$ の関数となっている。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逓減している。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。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 の衝撃係数が用いられてきた。

近代木橋の設計衝撃係数 0.25 と実橋実験より得られた 17 木橋の実験値との比較をしてみる。図より 15m 以下の短支間橋梁は衝撃係数である 0.25 を上回っていることが認められる。短支間橋梁に対しては一定値である衝撃係数の 0.25 は過小評価であり、逆に 15m 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。現状では、衝撃係数 0.25 の妥当性や近代木車道橋の動的影響と衝撃係数の関係に検討を要する基礎データも少ないが、実験で得た結果を基に図中に示したように、支間長が 10m 以下を 0.4 の一定値、10m 以上は逓減関数 $i=16/(30+L)$ を近代木橋の衝撃係数として提案¹⁾している。

カナダ・オンタリオ州の衝撃係数基準は、鉛直曲げ基本固有振動数と動的増幅率との関係を基にしている。大型車の走行による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が、この関係を検討するには、現時点で実測データが不足している。

図-7 は、支間長と最大応答加速度の関係を示している。伸縮継手部の段差によって生じる衝撃力で約 250cm/s^2 の値も見られるが、ほとんどが $50 - 180\text{cm/s}^2$ 内である。大型車両の走行による近代木橋の応答加速度は、一般の道路橋と比べて同等か、少なくとも応答加速度が大きいことではない。

図-8 は、支間長と最大応答速度の関係を示している。●と■印は歩道橋である。最大応答速度は、 $0.4 - 2.4\text{cm/s}$ の範囲内である。応答速度の最大値で振動使用性を評価する場合、歩行者が「少し歩きにくい」の反応に対する恕限值は 2.4cm/s である。従って、近代木橋の車道橋や歩道橋に対する振動使用性は、極端に振動が大きい木製歩道橋を建設しない限り、曲げ剛性が確保されており、日常の大型車の交通量や歩行者の歩行の範囲で特に問題はないものと思われる。

4.あとがき

本文では、実橋実験でのデータ分析と構造解析の両面から近代木橋の静的曲げ剛性や動的な構造性能の実態に検討を加えた。近代木橋の様々な技術問題を検討するため必要な基礎データがすくないのも実情である。本文の内容が、近代木橋の設計法、維持管理等に何らかの参考になれば幸いである。

参考文献
1) (社) 土木学会鋼構造委員会・木橋技術小委員会：木橋技術の手引き 2005、pp. 52-53、2005 年 8 月。

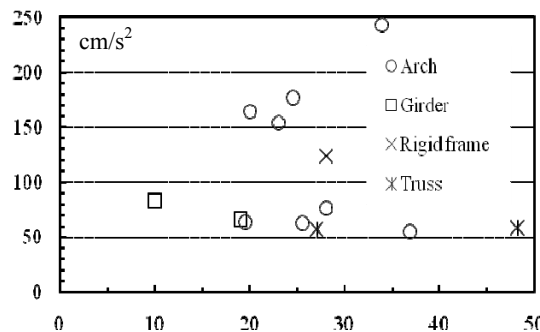


図-7 最大応答加速度

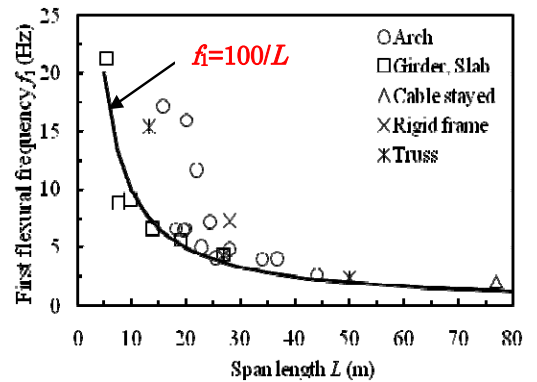


図-4 支間長と鉛直曲げ 1 次固有振動

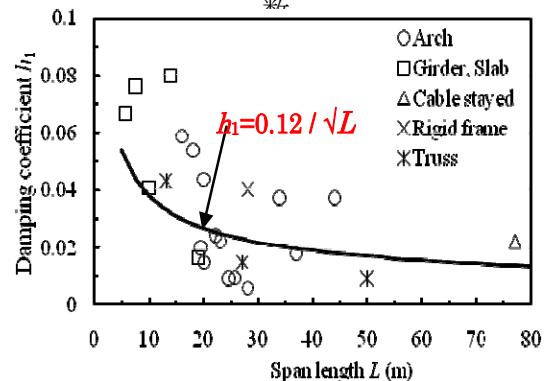


図-5 支間長と減衰定数

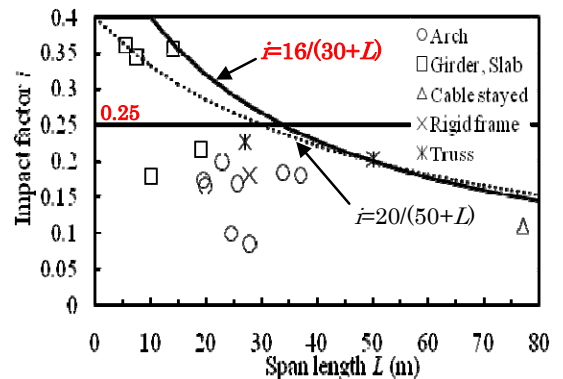


図-6 支間長と衝撃係数

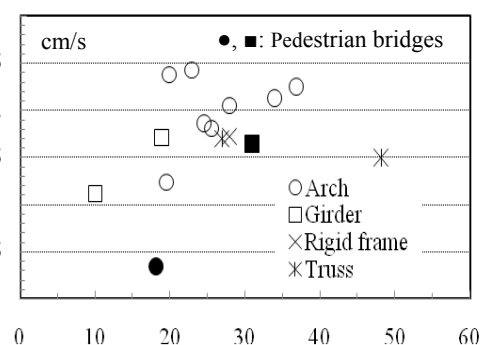


図-8 最大応答速度