

## ハイブリッド型木桁車道橋の3次元動的応答解析と動的特性

金沢工業大学大学院 学生員 ○大澤 雄司

金沢工業大学 フェロー 本田 秀行

**1. まえがき** 集成材を用いた近代木橋の設計に用いられる衝撃係数は、支間長に関係なく一律 0.25 が採用されているのが現状であるが、一般的に、支間長が 20m 以下の短支間橋梁に対しては設計衝撃係数 0.25 を越える橋梁も存在している。本研究で対象とした丸山沢橋は、4本の PC 鋼線を挿入した集成材主桁と RC 床版とをラグスクリーによって結合した我が国では初めての構造形式の木車道橋である。本研究では、大型車両の走行によるハイブリッド型木桁車道橋の3次元動的応答解析を実施し、実験と解析による振動波形や振動挙動の比較、および動的影響として衝撃係数について検討した。本橋の一般図を図-1、図-2に、設計概要を表-1に示す。

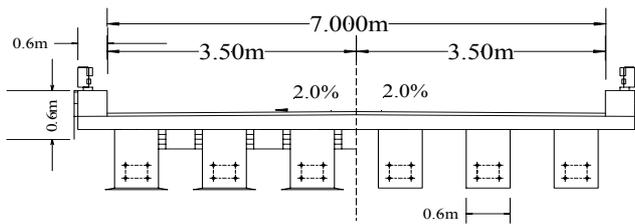


図-1 断面図

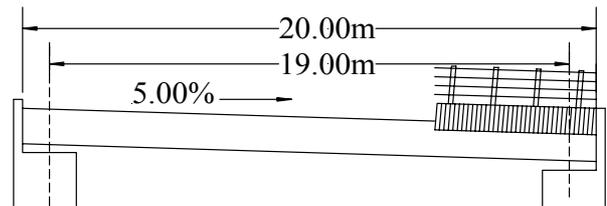


図-2 側面図

表-1 設計概要

形式	活荷重合成単純桁橋
橋長	20.000m
支間長	19.000m
幅員構成	車道7.000m
使用部材	集成材 信州からまつ
舗装	アスファルト舗装
床板	鉄筋コンクリート舗装
横断勾配	-5.00%

**2. 実験概要** 試験車両走行試験におけるセンサーの設置位置を図-3に示す。試験車両走行試験では、試験車両を1台もしくは2台走行させた時の応答速度、応答加速度、応答変位を測定した。試験車両の走行速度は 10km/h・30km/h・50km/h である(2台走行時は 30km/h が最大、2台を連結させる走行ケースと、2台を並列走行させる走行ケースを行った)。

**3. 実験結果 (1)** 図-4に、一例として上流側中央一台載荷時の実験で得られた応答加速度波形を示す。この図から、車両の走行安定性に関して、一つの目安値である  $245\text{cm/s}^2$  を用いて検討した結果、日常の一般的な大型車両の走行速度による応答加速度は約  $40\sim 100\text{cm/s}^2$  前後の値と推測されることから、本橋に対する車両の走行安定性に関しては問題がないものと判断できる。図-5に、実験で得られた応答変位波形を示す。応答変位計と走行ラインの関係上、上流側走行時は応答変位が顕著に現れているが、下流側走行時はほとんどたわみが現れていないのがわかる。これは、本橋が横桁を架設されていないために、車両走行における振動のみが橋梁全体に伝わったためと考えられる。

**4. 路面凹凸** 解析に用いた路面凹凸データは、2004年7月に行われた対象橋梁の弾性舗装に対する路面凹凸の実態調査結果である。この結果の路面凹凸パワースペクトル密度を計算した結果は、「普通」の路面状態と評価されている。この結果の路面凹凸を図-6に、その路面凹凸パワースペクトル密度を図-7に示す。

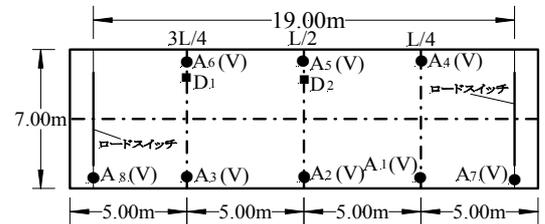


図-3 センサー配置図

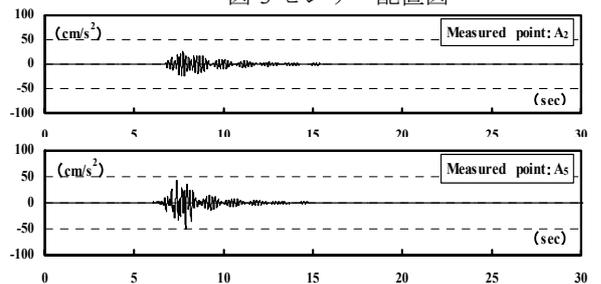


図-4 応答加速度の一例

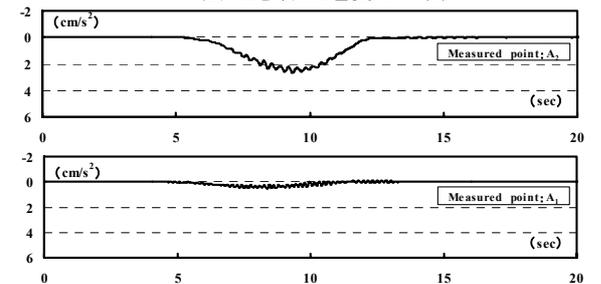


図-5 応答変位の一例

ハイブリッド型木桁、動的特性

〒921-8811 石川県石川郡野々市町扇ヶ丘 7-1 TEL 076-394-671

**5. 動的応答解析 (1) 解析モデル** 本解析で用いる橋梁モデルは、6本の主桁と床版を同一平面に置き換え、4本のPC鋼線を1本にまとめて4本分の張力を合計させている。本橋固有振動数の実験値と解析値を図-8に示す。

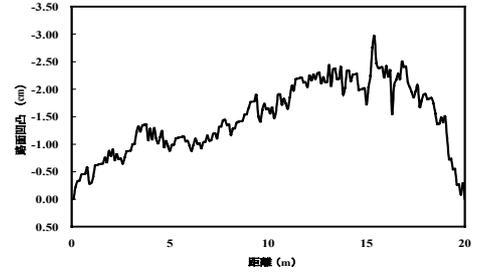


図-6 路面凹凸形状

**(2) 動的応答解析法** 実験で得られた固有値研究においては、路面凹凸を考慮した車両-橋梁系の運動方程式を直接積分法で解析し、数値積分は Newmark's  $\beta$ 法を用いた。  $\beta=1/4$ 、計算時間間隔は  $\Delta t=0.01\text{sec}$  である。減衰については Reyleigh 減衰を仮定し、係数については各対象橋梁における実橋実験より得られた固有振動数および減衰定数から決定している。

**(3) 車両モデル** 3次元11自由度系車両モデル<sup>1)</sup>を用いて数値計算を行った。車両モデルを図-9に示す。

**(4) 車両の走行条件および着目点** 衝撃係数は最大応力度に対する割増し係数であるから、妥当性について検討する場合、設計活荷重相当の自動車荷重列が走行した際の動的応答解析を行う必要がある。そこで本研究においては、着目点を図-3に示すセンサーの位置として動的応答解析を実施した。

**6. 動的増幅率の定義** 本研究では、(1)式から動的増幅率を算出した。

$$i_y = (y_{d,max} - y_{s,max}) / y_{s,max} \cdots (1)$$

ここに、 $y_{d,max}$  は動的最大たわみ値、 $y_{s,max}$  は静的最大たわみ値を示す。

**7. 衝撃係数の妥当性の検討** 図-10は、近代木橋の設計衝撃係数0.25および、提案係数  $i=16/(30+L)$ 、鋼橋での一般的な概算式  $i=20/(50+L)$ と実橋実験より得られた実験値を比較したものである。一般的に、支間長が20m以下の短支間橋梁に対しては、設計衝撃係数0.25を超える橋梁も存在している。本橋梁においては、支間長19.0mに対して設計衝撃係数0.25を下回っている。

本実験で得た動的増幅率を一つの動的応答係数として、衝撃係数を考えた場合、本橋は安全側に設計された値が用いられていることがわかる。

提案係数は、木橋における衝撃係数の概算式として検討されている式である。

**8. まとめ** 走行車両による3次元動的応答解析の検討については、現在も路面凹凸と踏まえて検討中である。

**参考文献** 1) 本田秀行, 橋野智洋, 田中孝義: 振動実験による20tfおよび25tf大型貨物車の振動特性と3次元車両モデルの諸元, 橋梁振動コロキウム'97 論文集, pp147-152, 1997.10.

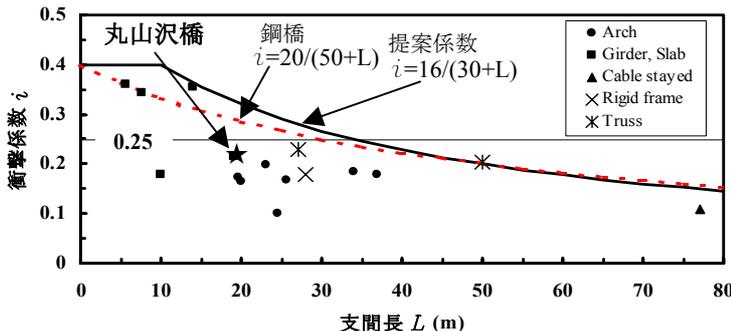


図-10 支間長と衝撃係数

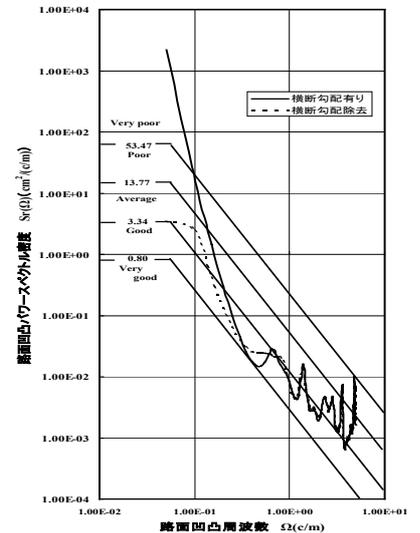
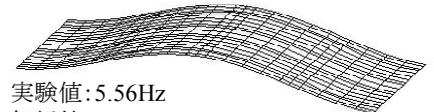
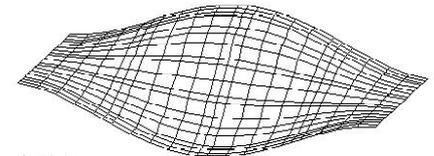


図-7 サンプル路面凹凸パワースペクトル密度



鉛直曲げ対称1次



ねじれ対称1次

図-8 固有値解析による振動モード

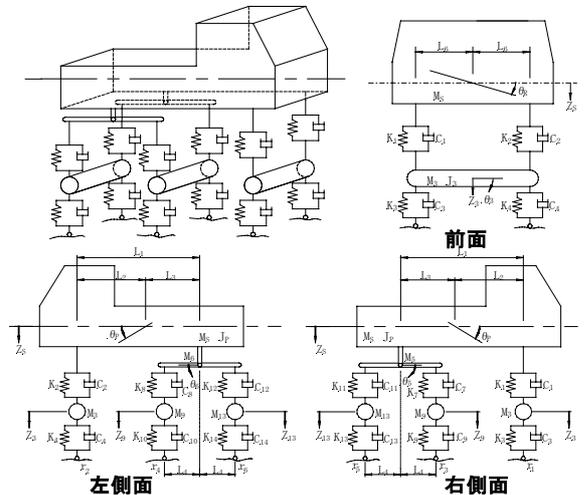


図-9 3次元11自由度計車両モデルの図