

実験と解析に基づく上路式アーチ木車道橋の構造特性

Structural Performance of Deck Arch Timber Highway Bridge based on Experiment and Analysis

○北城 章* 本田 秀行** 佐々木 幸久***
KITAJYOU Akira, HONDA Hideyuki and SASAKI Yukihisa

ABSTRACT The static and dynamic field tests of deck arch timber highway bridge (Suginoki bashi and Kinpou 2000 nen kyou) had been done, and then the static and dynamic characteristics were investigated. This study presents the structural characteristics and structural rigidity based on the field tests and three dimensional static and eigenvalue analyses.

Keywords : 近代木橋、アーチ橋、実橋実験、動的特性、構造解析

timber bridge, arch bridge, field test, dynamic characteristics, structural analysis

1. まえがき

近年、我が国において構造用集成材を使用した近代木車道橋が数多く建設されるようになっている。しかし、近代木車道橋の構造特性に関する研究は世界的にも極めて少ないので現状である。そこで、本研究では対象橋梁として上路式アーチ木車道橋である、杉の木橋（宮崎県）、金峰2000年橋（鹿児島県）に対して行った実橋実験のデータ分析結果および3次元構造静解析、固有値解析との比較から、設計係数の検証、剛性評価、振動特性等を検討した。さらに、対象橋梁の同定された3次元有限要素モデルを用い、走行車両による3次元動的応答解析を直接積分法により実施し、上路式アーチ木車道橋の構造特性に検討を加える。

2. 対象橋梁

2.1 杉の木橋

杉の木橋は、宮崎県小林市の「宮崎県ひなもり台県民ふれあいの森」の中心的施設であるオートキャンプ場へのアクセス道路の一部として架設されており、自然景観への配慮、スギ丸太生産量日本一の宮崎県産材活用の展示効果、森林公園としての象徴的施設づくりを目的として平成7年度に橋台を、平成8年度に橋梁を製作、架設した1等木造車道橋である。杉の木橋の写真と諸元を写真-1と表-1に示す。橋梁は全て宮崎県産のスギとヒノキの大断面集成材で構成されており、主要部材として橋軸方向に4本のアーチリブがあり、支柱によってアーチリブと床版が結合している。また、アーチの支点は橋軸方向に回転が自由のヒンジ構造となっている。本橋の厚さ40～44cmの床版は、幅員方向に設置されたPC鋼棒の締め付けによるプレストレス木床版となっている。

*金沢工業大学大学院工学研究科土木工学専攻 (〒921-8501 石川県石川郡野々市町扇が丘7-1)

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

***山佐木材株式会社 (〒893-1206 鹿児島県肝属郡高山町前田972)

2.2 金峰 2000 年橋

金峰 2000 年橋は、鹿児島県日置郡金峰町大野地内金峰山線にふるさと林道緊急整備事業として架設されている。金峰 2000 年橋の写真と諸元を写真-2 と表-1 に示す。本橋は林道に架設する上路式アーチ木車道橋としては、国内最大であった「杉の木橋」の規模を超え、現在、わが国最大の世界的にも最大級のプレストレス木床版を用いた上路式アーチ木車道橋である。主要部材であるアーチ部材はスギ集成材の幅 36 cm、高さ 130 cm の断面形成である。アーチリブの支点はピン支承で、2 ヒンジアーチである。支柱はヒノキ集成材、床版は PC 鋼棒挿入によるプレストレス木床版である。また、横梁はせん断力が大きくなるため、鋼材 (SS400) を使用するなど、基本的な構造形式は杉の木橋と同様となっている。

表-1 設計概要

	杉の木橋	金峰 2000 年橋
完工年月日	平成 9 年 6 月	平成 12 年 3 月
実験年月日	平成 11 年 7 月	平成 12 年 3 月
橋種	上路式集成材アーチ橋 アーチリブ 4 組	上路式集成材アーチ橋 アーチリブ 5 組
橋格	2 車線 (道路構造令 3 種 4 級相当) 1 等木造車道 (林道) 橋	2 ヒンジアーチ橋
形式		プレストレス木床版
床版		
橋長	38.6 m	42.0 m
支間長	38.0 m	41.0 m
アーチ支間長	34.0 m	36.9 m
幅員	8.24 m 車道部 路肩部 歩道部	10.10 m 7.00 m 1.60 m 1.50 m
アーチ部材断面	0.44 m × 1.20 m	0.36 m × 1.30 m
設計活荷重		TL-25 (A)
設計速度		30 km/h
衝撃係数		0.25
主要部材	構造用集成材 (スギ集成材/ヒノキ集成材)	
設計・施工	財林業土木コンサルタンツ・山佐木材㈱	

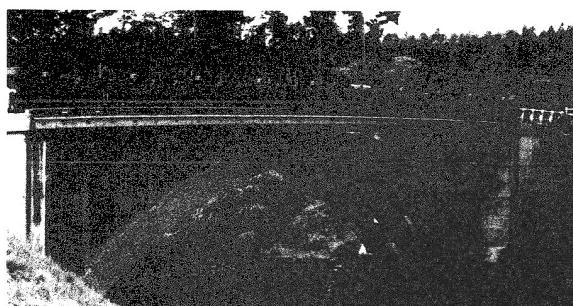


写真-1 杉の木橋

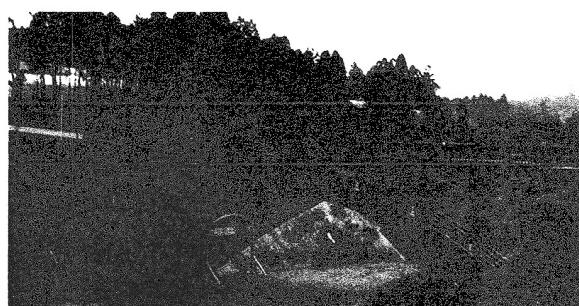


写真-2 金峰 2000 年橋

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、アーチ部材振動挙動試験（金峰 2000 年橋）を実施した。図-1 に各測定点を示す。図中の◆は静的変位の測定点で L は橋軸方向、●はサーボ型速度計による速度と加速度の測定点で V は鉛直、H は水平方向である。また、■は振動変位計の測定点である。衝撃加振点としては、スパン L/4、L/2、3L/4 点の幅員中央と偏心の計 6箇所とした。

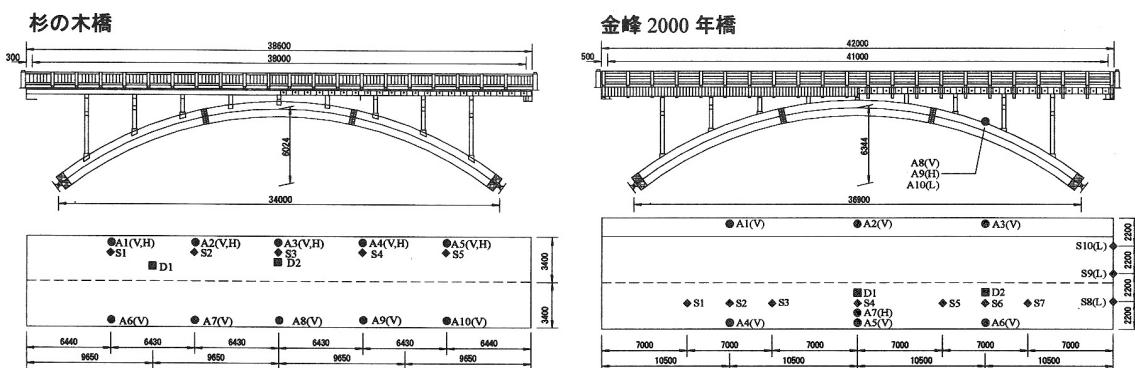


図-1 測点配置図

3.1 静的試験

図-2に静的載荷試験での載荷ケースを示す。また、表-2に車両諸元と各橋梁に対して行った載荷ケースを示す。既知荷重として総重量約 20 tf のダンプトラック車1台および2台をスパン L/4 点、L/2 点、3L/4 点の橋面上に停車させて載荷し、各測定点での静的な鉛直たわみ値をそれぞれ2台のオートレベル計とトータルステーション（金峰2000年橋）を用いて測定した。特に Case1、2、4 は静的たわみの対称性とその構造特性を検討するための載荷ケースであり、Case3 は設計活荷重とほぼ等価な荷重強度に対する静的たわみ量を把握することを念頭に置いている。

3.2 動的試験

動的試験として、総重量約 20 tf のダンプトラック車を用いて橋面上を走行させることにより不規則振動を橋梁に与え、橋梁の応答加速度、応答速度および応答たわみを測定した。試験車走行試験における試験車の走行ケースおよび、各橋梁に対して行った走行ケースを図-3、表-2に示す。Case5 は、試験車の単独走行、Case6 は各試験車の車頭間隔を出来るだけ短くした2台連行の走行である。Case7 は試験車2台の並列走行であり、走行荷重として本橋に与える最もクリティカルな状態を念頭に置いていると同時に、設計時での活荷重の強度とほぼ同等な走行荷重時における動的増幅率（衝撃係数）を評価することを念頭に置いている。なお、車両速度は実験現場の状況から判断し、徐行、10 km/h、20 km/h、30 km/hとした。

4. 実験結果と考察

4.1 静的特性

図-4に静的載荷試験（Case3）で測定された静的たわみ値を示す。これらの図中には、MSC/NASTRAN を用いて3次元構造解析した静解析値も示している。本解析では支点IV、Vでの厚さ 2.0~3.0 cm のゴムプレートも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、実橋実験と同じ条件となるよう解析した。測定された最大たわみとして、杉の木橋は 6.6 mm (Case1-2)、金峰2000年橋は 7.8 mm (Case3-3) である。

得ら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という、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、Case3-1 と 3-3 はほぼ対称な載荷状態である。それらの最大静的たわみ値および、たわみ性状がほぼ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、本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木床版の PC 鋼棒が精度よく連結されているものと考えられる。

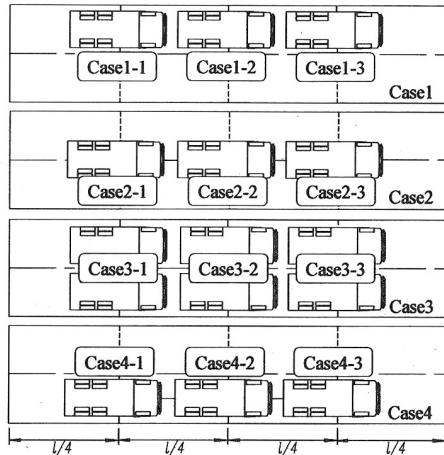


図-2 静的載荷ケース

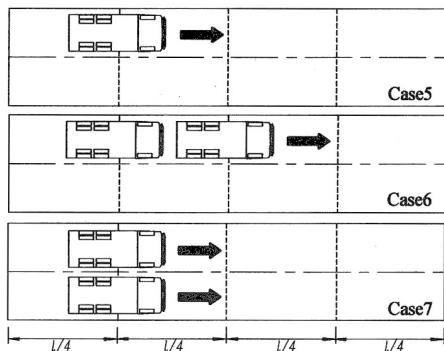


図-3 試験車走行ケース

表-2 車両諸元と実施ケース

	杉の木橋	金峰2000年橋
車両総重量	1号車 22.80 tf 2号車 18.00 tf	19.58 tf 19.96 tf
載荷ケース	1,2,3	1,2,3,4
走行ケース	5,6,7	5,6,7

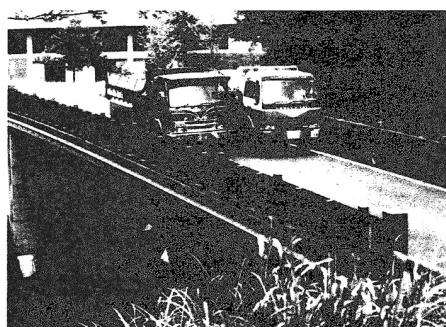


写真-3 静的載荷試験
(杉の木橋 Case3-2)

次に図-5に示すように、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、対象橋梁のアーチ部材の設計計算で用いた同じ荷重強度の活荷重を端部のアーチ部材上の床版に載荷した。杉の木橋の設計活荷重によるアーチ部材中央の計算値は7.0 mmであり、解析値は4.2 mm、金峰2000年橋は計算値6.0 mmに対し、解析値は3.6 mmを得た。この両者の値を比較すると、対象橋梁は共に設計値より1.6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ことを示しているものと考えられる。

4.2 固有振動数と振動モード

動的実験で得られた対象橋梁の固有振動数と固有値解析による解析値を表-3に示す。また、各スペクトルと位相から同定した実験における振動モード図、および固有値解析における振動モード図を図-6に示す。

杉の木橋の実験値である1次固有振動数は、橋梁全体が鉛直方向に挙動する鉛直曲げ振動モードの4.02 Hzである。なお、6次振動である水平曲げ2次振動モードに対応する明確な卓越スペクトルの実験値は得られなかった。同様に、金峰2000年橋の実験値である1次固有振動数は、鉛直曲げ振動モードの4.00 Hzである。なお、5次振動であるねじれ2次振動モード、6次振動であるねじれ3次振動モードに対応する明確な卓越スペクトルの実験値は得られなかった。ここで、両橋共に、基本固有振動モードは鉛直曲げ逆対称1次振動である。これは、木橋を含む他のアーチ系橋梁（鋼橋、コンクリート系橋梁）においても一般的に同様の振動モード形状であり、アーチ系橋梁の特徴でもある。

対象橋梁の固有振動特性を他の道路橋と比較するため、通常のアーチ系鋼橋の鉛直曲げ逆対称1次固有振動数を概算的に算定する式 $f=154.8L^{-1.057}$ Hz (L :アーチ支間長)¹⁾を用いて概算すると、杉の木橋のアーチ支間長は34.0 mであるから、3.72 Hz、金峰2000年橋のアーチ支間長は36.9 mであるから、3.42 Hzを得る。この値と鉛直曲げ逆対称1次固有振動数を比較すると、杉の木橋では約1.1倍、金峰2000年橋では約1.2倍大きい値を示す。ここで、固有振動数は橋梁の剛性と密接な関係があることから、両橋共に、鉛直振動に対しては同アーチ支間長のアーチ系鋼橋とほぼ同等の鉛直曲げ剛性を有しているものと判断され得る。

表-3 固有振動数と減衰定数

振動次数	振動モード	杉の木橋		減衰定数	振動モード	金峰2000年橋		減衰定数
		実験値	解析値			実験値	解析値	
1	鉛直曲げ逆対称1次	4.02	4.00	0.037	鉛直曲げ逆対称1次	4.00	3.91	0.018
2	水平曲げ対称1次	4.22	4.23	—	水平曲げ対称1次	4.71	4.78	—
3	鉛直曲げ対称1次	5.80	5.86	—	ねじれ逆対称1次	5.52	5.47	0.019
4	ねじれ対称1次	6.42	6.61	0.024	鉛直曲げ対称1次	5.79	5.63	0.015
5	ねじれ逆対称1次	6.69	6.90	0.030	ねじれ対称1次	—	6.18	—
6	水平曲げ逆対称1次	—	8.86	—	ねじれ対称2次	—	8.47	—
7	鉛直曲げ対称2次	9.57	9.51	0.033	鉛直曲げ対称2次	8.40	8.53	0.018
8	ねじれ対称2次	10.02	10.49	—	水平曲げ逆対称1次	9.03	8.59	—

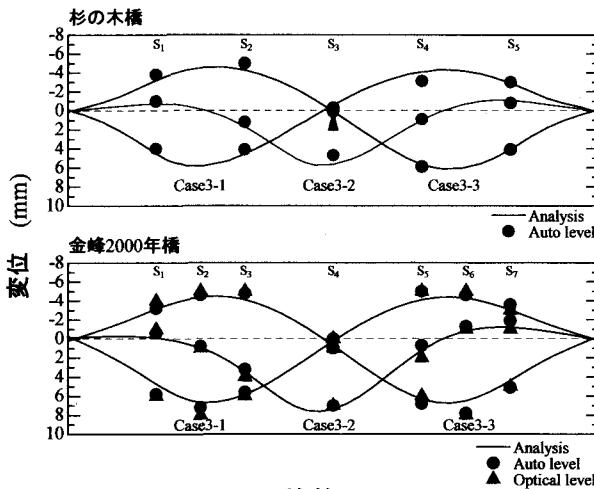


図-4 静的たわみ

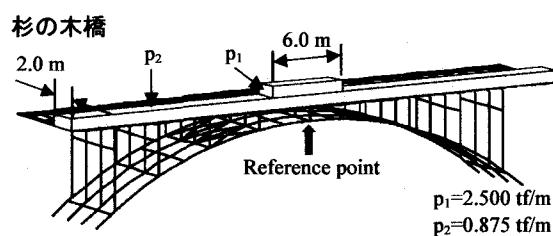


図-5 静解析シミュレーション載荷図

4.3 減衰定数

実験で測定された減衰定数を表-3に示す。なお、減衰定数 h の算出には、砂袋落下衝撃試験より得られた減衰自由振動波形を用い、 $\delta = \log_e(X_{i+1}/X_i)$ $h = \delta/2\pi$ より算出した。ここに、 δ は対数減衰率、 X は振幅である。杉の木橋を代表する減衰定数 h は、鉛直曲げ1次振動モードの0.037、同様に金峰2000年橋は0.018と考えられる。また、基本固有振動である鉛直曲げ逆対称1次振動モードのフィルタ処理後の減衰自由振動波形を図-7に示す。この図から、両橋の鉛直曲げ逆対称1次振動モードの固有振動数が約4Hzであること、さらに杉の木橋は金峰2000年橋と比較して減衰パフォーマンスが高いことが確認できる。

構造用集成材を使用した上路式アーチ木車道橋は、現段階においては実測データ不足のため定量的な評価は困難である。しかし、鋼橋やコンクリート橋に用いられる減衰定数と支間長との関係を概算的に算定する式 $h = 0.12/\sqrt{L}$ (L : 支間長 m)²⁾を用いて概算すると、杉の木橋では $h=0.020$ 、金峰2000年橋では $h=0.019$ を得る。このことから、一般的な鋼橋やコンクリート橋の減衰定数と比較して、杉の木橋の減衰性能は非常に高いと判断され得る。

4.4 動的増幅率（衝撃係数）

図-8に試験車走行試験における動的応答変位 (Case7) を示す。動的増幅率はこの波形の最大動的変位から最大静的変位を引き、その値を最大静的変位で除して算出した。また、図-9に算出された動的増幅率を示す。図中に用いた値は、走行ケースおよび、走行速度別で得られた測定点 D_1 、 D_2 の平均値および、最大値である。この図から、一般的に車両速度が大きくなるにつれ、動的増幅率が大きくなることを確認できる。得られた値として、杉の木橋の Case6 (10 km/h)、測定点 D_1 での0.269が顕著な最大値を示し、金峰2000年橋では、Case5 (20 km/h)、測定点 D_1 での0.180が最大値である。

この動的増幅率に対しては、対象橋梁の設計で用いた衝撃係数0.25との厳密な比較は困難である。しかし、これらの車両走行ケースは、設計活荷重の走行状態でなく、日常の交通流においてはかなり過酷な荷重走行状態を表している。従って、この時に生じる橋梁の動的増幅率は、一つの応答係数として、実際的な動的影響の実態を評価し得るものである。実測での動的増幅率、杉の木橋の Case6 (10 km/h) で得られた動的増幅率 0.183 (平均値での最大) と、金峰2000年橋の Case5 (30 km/h) で得られた 0.111 (平均値での最大) を応答係数としての

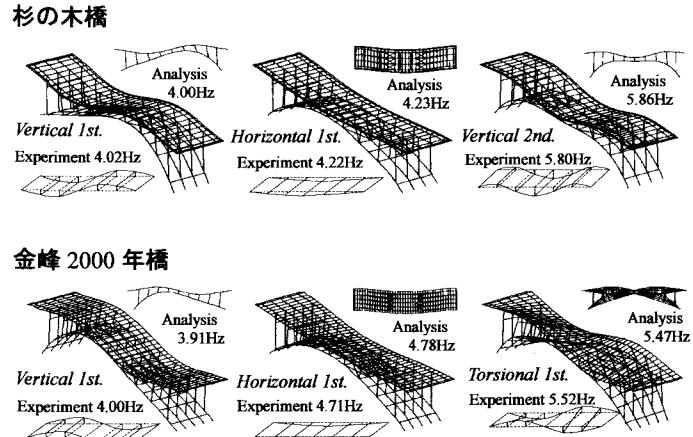


図-6 固有振動モード

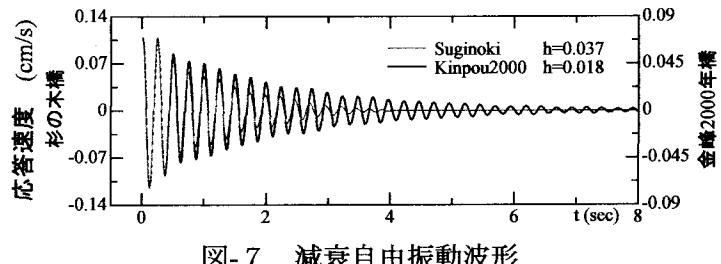


図-7 減衰自由振動波形

杉の木橋 Suginoki $h=0.037$
金峰2000年橋 Kinpo 2000 $h=0.018$

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t(sec)

0.09
0.045
0.00
-0.045
-0.09
-0.14

0 2 4 6 8 t

衝撃係数と評価すると、設計衝撃係数の 0.25 より幾分小さく、両橋の衝撃係数は安全側に評価された値が用いられていると考えられる。

4.5 振動使用性

図-10 に試験車走行試験で得た、各走行ケースでの応答速度の平均値と最大値を示す。また、この図には、橋梁振動による歩行者が歩行時に受ける振動感覺でもって橋梁に対する一つの使用性を評価するために、歩行者が歩行時に受ける振動感覺の一般的な分類³⁾も示している。ここで、杉の木橋の Case6 (10 km/h) および、Case5 (30 km/h) での最大値 3.72 cm/s, 3.62 cm/s は顕著に大きい値となっているが、これは、走行車両と速度計がわずか 50 cm ほどしか離れておらず、非現実的な走行レーンであったためと考えられ、日常の交通流で歩行者が歩行する場合、応答速度は実験値より小さい値を示すものと考えられる。

以上のことから、金峰 2000 年橋を含み、日常的一般的な大型車両と通常の走行速度による橋梁振動を受ける歩行者の振動感覺は「振動を明確に感じる」程度の反応であると考えられ、両橋の使用性に関しては、特に問題がないように思われる。

5. 動的応答解析

従来の近代木車道橋の設計では、橋梁の形式別、あるいは設計箇所での適用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。しかし、構造用集成材を使用した近代木橋の走行車両に対する動的影響の実験的および解析的研究によって、合理的な設計衝撃係数の検討は必至である。図-11 に杉の木橋の 3 次元 11 自由度系モデルによる動的応答解析の一例を示す。現在、本解析は研究段階であるため、今後、衝撃係数の評価を検討していく所存である。

6. あとがき

本研究は、上路式アーチ木車道橋である「杉の木橋」と「金峰 2000 年橋」に対して、静的および動的試験によって得た実験値と構造解析に基づき、構造剛性や振動特性を検討し、基礎的データを提示した。本研究は、官、学、民に渡る多くの方々の多大なる御支援と御協力の基に行つたものであり、実験に関係された諸氏に感謝の意を表する。最後に、本研究の一部は H11 年度文部省科研費・基盤研究 C (No.11650497) の助成で行った。記して感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析、技報堂出版、1993.10.
- 2) 加藤雅史：橋梁の振動調査法とその適用に関する研究、学位論文 pp.73-74, 1984.7.
- 3) 小堀・梶川：橋梁の人間工学的評価、土木学会論文集、No.230, pp.23-31, 1974.10.

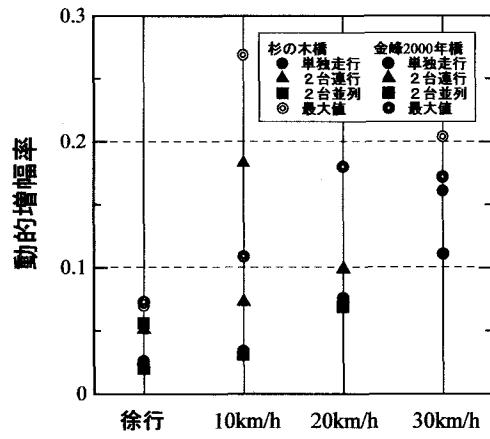


図-9 動的増幅率

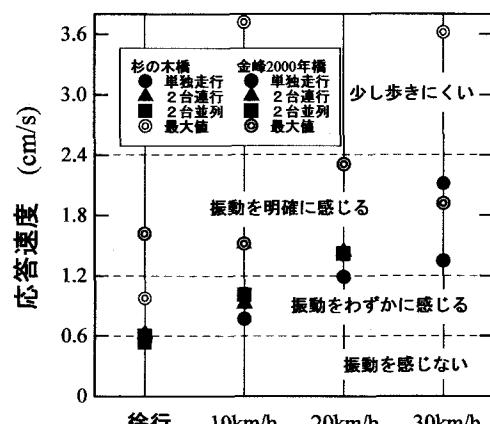


図-10 振動感覺の恕限度

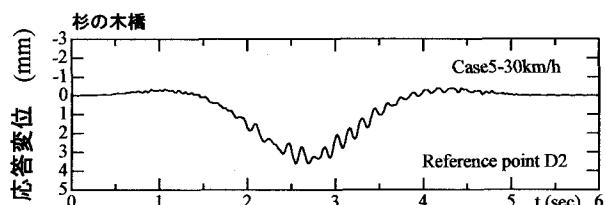


図-11 動的応答解析の一例