

大規模キングポストトラス木車道橋の構造性能評価

Structural Performance of King-post Truss Timber Highway Bridge.

○吉川彰彦* 本田秀行** 有村英樹*** 宮里順****

YOSHIKAWA Akihiko, HONDA Hideyuki, ARIMURA Hideki, MIYASATO jyun

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

***駒井鉄工株式会社 橋梁事業部(〒555-0041 大阪府大阪市西淀川区中島2-5-1)

****清本鐵工株式会社(〒889-0595 宮崎県延岡市土々呂町6丁目1633番地)

ABSTRACT The static and dynamic field tests of king-post truss timber highway bridge (Karikobouzu-Bridge) had been done, and then the static and dynamic characteristics were investigated in this study. This study presents the structural characteristics and structural rigidity base on the field tests and three-dimensional static and eigenvalue analyses.

Keywords: 集成材、キングポストトラス、実橋実験、構造解析、動的特性
modern timber bridge, king-post truss, field test, structural analysis, dynamic characteristics

1. まえがき

構造用集成材を使用した近代木橋は、建設技術の向上により、さまざまな構造形式を持つ橋梁が増加している。しかしながら近代木橋は鋼橋と異なり、構造特性に関する研究は世界的にも極めて少なく、また剛性評価に関するデータも不足しているのが現状である。かりこぼうず大橋は、世界一のキングポストトラス木車道橋であり、本橋の構造特性、振動特性を検証することは、非常に重要な事項である。本研究では写真-1に示すかりこぼうず大橋を対象橋梁として、実橋実験の結果および3次元構造解析の結果との比較より、剛性評価、振動特性、設計係数の検証を行う。また、振動特性よりキングポストトラス木車道橋の振動性能の評価、車両走行時の応答変位波形から動的増幅率、さらに歩行者が受ける振動使用性についても検討を加える。

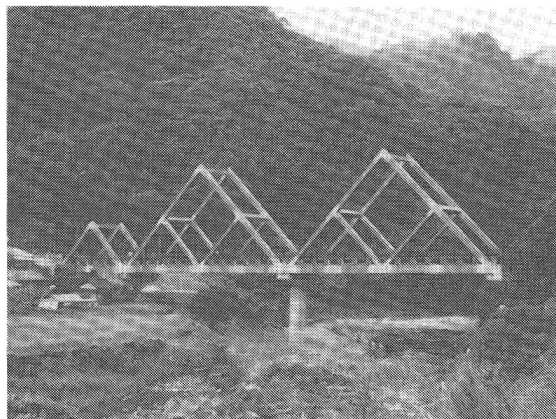


写真-1 かりこぼうず大橋

2. 対象橋梁の概要

対象橋梁であるかりこぼうず大橋¹⁾は、宮崎県西米良村のふるさと林道小山重線に架設された地元産材の杉集成材を用いたキングポストトラス木車道橋である。本橋は大キングポストトラス橋2橋+小キングポストトラス橋1橋+桁橋となっている。

表-1 設計概要

橋種	車道橋
形式	キングポストトラス
桁長	49.85m
支間長	48.2m
幅員	7.0m(車道部)
設計活荷重	A活荷重
縦断勾配	2.50%
横断勾配	-1.50%
舗装	アスファルト舗装
床版	プレストレス木床版
使用部材	地元スギ集成材

かりこぼうず大橋の実験対象部とする大キングポストトラス橋 1 橋の一般図と設計概要を図-1 と表-1 に示す。本橋対象部は、橋長 49.85m、支間長 48.2m、幅員(車道部)7.0mであり、トラス高 24.108m、縦断勾配 2.50%、横断勾配-1.50%である。本橋ではトラス部材と下弦材の間に、キングポストを設置してある。写真-2、3、4 に全体、床組、支承部を示す。

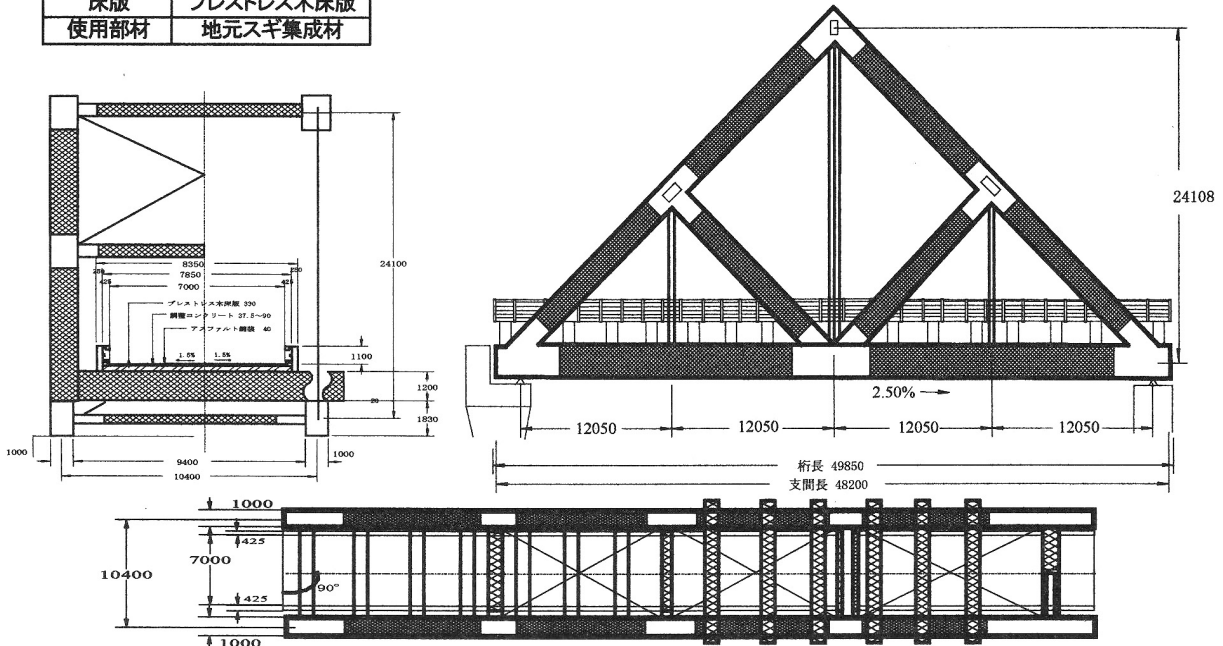


図-1 かりこぼうず大橋一般図 (mm)

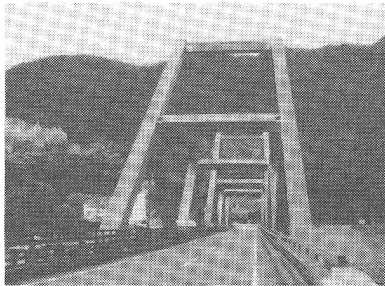


写真-2 全体構造

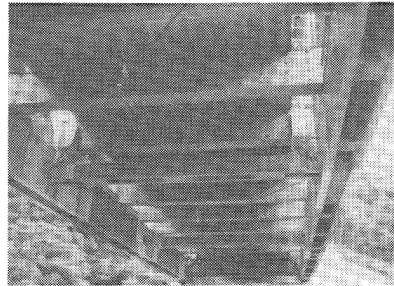


写真-3 床組構造

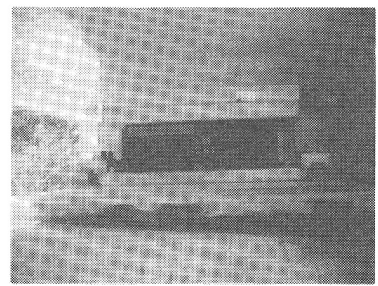


写真-4 支承部

3. 実験概要

実橋実験は橋梁の剛性および振動性状の把握のため、常時微動測定試験、砂袋落下衝撃試験、試験車両静的載荷試験、試験車両走行試験、トラス部材振動挙動測定試験、張力測定試験の 7 種類の実験を行った。実験に対する各測定点図-2 に示す。図中記号◆ ($S_1 \sim S_9$) はオートレベル計で橋梁の静的たわみを計測する測定点を示している。また、● ($A_1 \sim A_7$) はサーボ型振動速度計であり、橋梁の振動を計測する測定点である。トラス部材振動測定試験

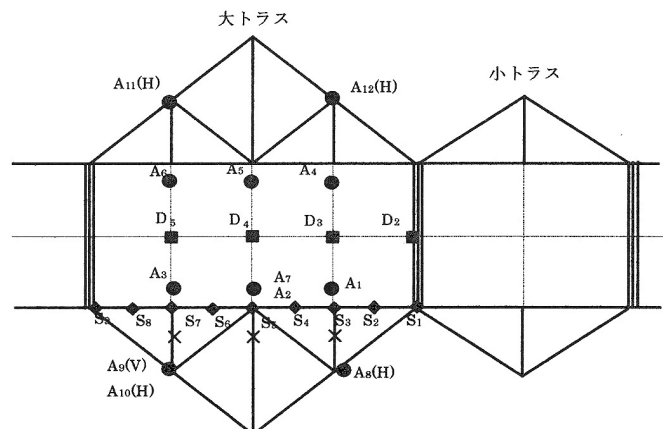


図-2 測定機材配置図

においての● (A₈~A₁₂) は、トラス部材の振動挙動を計測するための鉛直 (V)、水平 (H) の 2 方向に設置したサーボ型振動速度計である。■ (D₂~D₅) はゲージ型振動変位計で橋梁の応答変位を計測する測定点である。× (T₁~T₃) は、張力測定試験を行うにあたり、サーボ型振動速度計の測定点である。

(1) 常時微動測定試験

外力荷重での加振源がない状態で、自然の微振動に対する橋梁の応答加速度および、応答速度などの実験データを収集した。本試験での測定データは、本橋の振動特性の評価に利用された。

(2) 砂袋落下衝撃試験

砂袋落下衝撃試験では、40kg の砂袋を約 1m の高さから落下させることにより、本橋に強制的に鉛直および、ねじれ加振を与えることで、応答速度などを測定した。実験データで得られた減衰自由振動波形から、減衰定数を求めた。衝撃加振点は、下流側 L/4、L/2、3L/4 点、センターライン上 L/4、L/2、3L/4 点の計 6 箇所にて行った。写真-5 は実験風景の一例を示す。

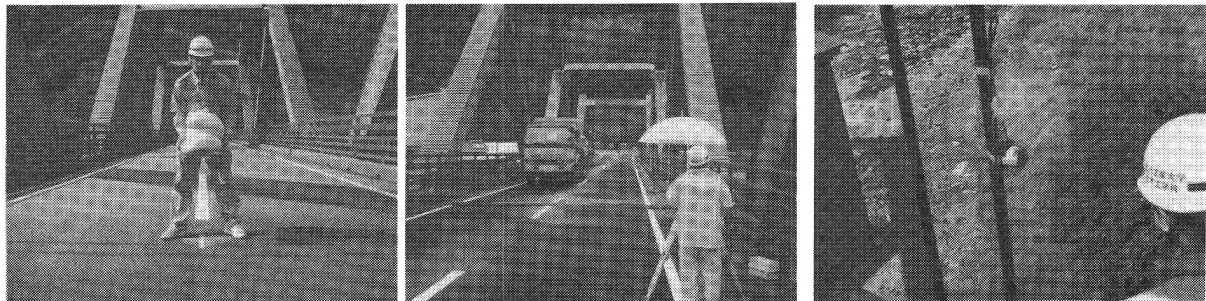


写真-5 砂袋落下衝撃試験

写真-6 静的載荷試験

写真-7 静的載荷試験

(3) 試験車両静的載荷試験

試験車載荷ケースを図-3 に示す。試験車両は約 20tf のダンプ車を 2 台用いた。静的載荷試験では、試験車 1 台を上流側スパン L/4 点、L/2 点、3L/4 点、センターライン上スパン L/4 点、L/2 点、3L/4 点、下流側スパン L/4 点、L/2 点、3L/4 点の計 9 箇所また、試験車 2 台を並列に配置させ、スパン L/4 点、L/2 点、3L/4 点に配置させ、鉛直たわみ値を測定した。静的載荷試験の実験風景を写真-6 (1 台載荷時) に示す。

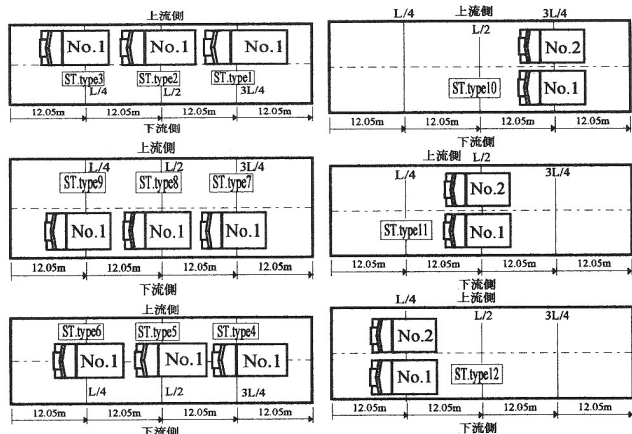


図-3 試験載荷ケース

(4) 試験車走行試験

総重量約 20tf のダンプトラックを用いて、橋面上を走行させ、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変位を測定した。図-4 に車両走行ケースを示す。走行速度は、1 台単独走行時に、10km/h、20km/h、30km/h、MAX とした。また、2 台平行、2 台連行時では、10km/h、30km/h で試験車を走行させた。走行ラインは、上流側、センターライン、下流側、2 台平行、2 台連行、上流側およびセンターラインの計 18 パターンで測定した。

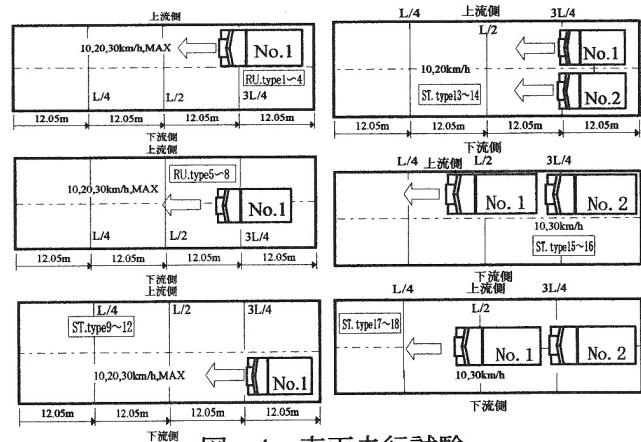


図-4 車両走行試験

(5) トラス部材振動挙動測定試験

本橋の主部材であるトラス部材の3次元振動挙動を把握する目的から試験車走行試験時に同時に測定を行い、トラス部材の鉛直、水平方向の振動加速度を測定した。トラス部材の3次元振動挙動の測定から車両走行によって生じる床版とトラス部材の相互の振動特性を把握した。

(6) キングポスト鋼材張力測定試験

キングポスト鋼材に速度計を設置し、人為的に加振を行った時の応答速度波形を測定した。この時、振動モードの曲げ対称1次振動数を選出した。測定箇所は上流側キングポストトラス L/4点、L/2点、3L/4点の3箇所で行った。

4. 実験結果

4.1 静的特性

静的載荷試験結果の一例を図-5に示す。最大たわみ値をそれぞれのケースにおいてみると、総重量約20tf車の試験車1台上流側に載荷したST.type1～ST.type3の場合、実験で得た静的たわみの最大値は、St.type3の測定点S₇での3.8mmである。また、試験車を

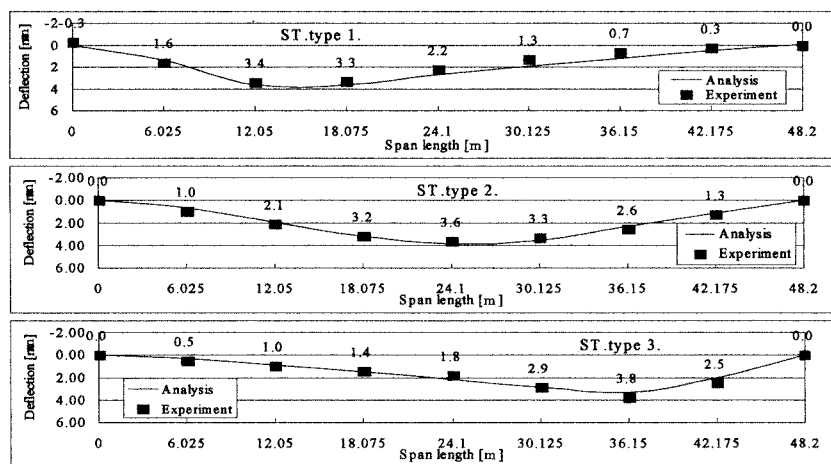


図-5 静的載荷試験(車道地覆付近)の一例

車道センターライン上に載荷したST.type4～ST.type5においては、ST.type4の測定点S₃で4.6mmの値となっている。試験車を下流側に載荷したST.type7～ST.type9においては、ST.type8の測定点S₅で6.0mmの値となっている。図中には、3次元構造解析モデルより得た静解析値も示す。静解析には、静的載荷試験時と同じ強度と位置に荷重を作用させている。

なお、支点部に設けられているゴム支承に対しては、水平・橋軸方向の弾性ばね係数に換算して解析に考慮²⁾している。ST.type1とST.type3とのたわみ形状とたわみの相違は、車両の後軸の載荷位置が橋軸方向に対して左右対称でないことに起因している。

4.2 動的挙動

走行試験時の各センサーの応答加速度波形および、スペクトル図の一例を図-6に示す。図中の応答波形は、上よりロードスイッチのパルス波形、A₁～A₆の応答波形は床版に設置されたセンサーによる応答加速度波形である。A₈とA₁₀の応答波形は、トラス部材に取り付けられたセンサーより得られた応答加速度波形である。A₁₂の応答波形は、大トラスの支承部に取り付けたセンサーより得られた応答加速度波形である。

床版のA₁～A₆について、スラブ中央に当たるA₅は、トラス部材の斜材によってせん断力分配の効率が現れ、他の最大応答加速度よりも小さい値となっている。トラス部の水平方向であるA₁₀は、床版部のA₃に設置された鉛直方向よりも最大加速度が約1.5倍程大きくなっていることが認められた。これは、車両が地覆付近を走行する偏心走行時の場合、横桁の荷重分配によって、トラス部材の水平方

向に振動が増幅されたものと考えられる。また、トラスの橋軸方向である A_8 では、床版部での応答加速度の約 1/10 弱の振動挙動が認められた。なお、積層ゴム支承部である橋軸方向の A_{12} では、車両進入と同時に瞬時的波形となり、その大きさは床版部の応答加速度と同程度で生じていることも認められる。

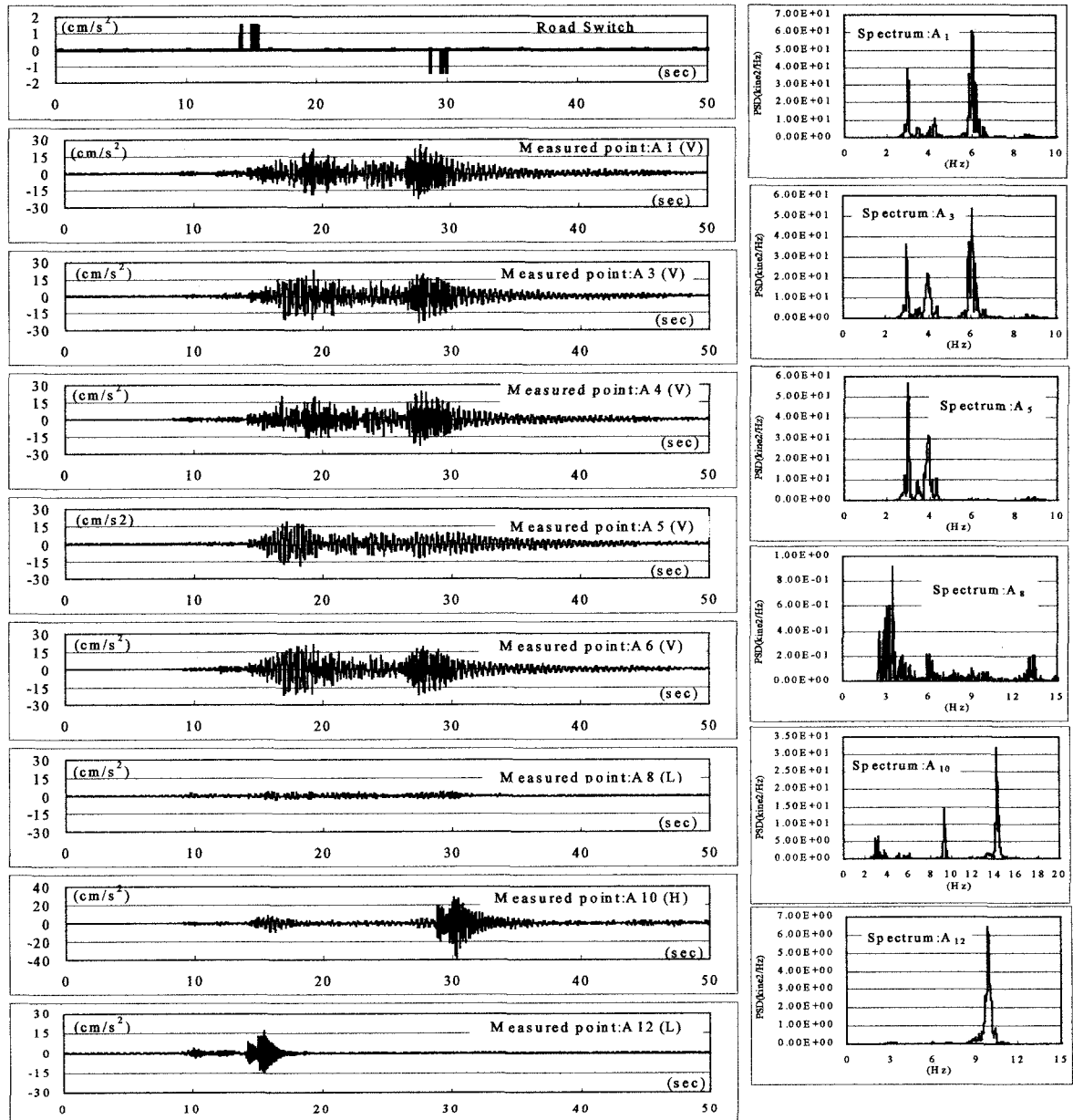


図-6 走行試験時の応答加速度とスペクトルの一例

4.3 固有振動数と振動モード

実験で得られた測定値からスペクトル解析をした結果、鉛直曲げ対称 1 次が 2.48Hz、ねじれ対称 1 次が 3.05Hz、鉛直曲げ逆対称 1 次が 4.86Hz、ねじれ逆対称 1 次が 6.74Hz、鉛直曲げ 3 次が 7.16Hz の計 5 つの振動モードが得られた。表-2 には実験で得られた固有振動数と固有値解析から得られた解析値も示している。また、図-7 に、

表-2 固有振動数

振動次数	振動モード	固有振動数 (Hz)	
		実験値	解析値
1	鉛直曲げ対称1次	2.48	2.65
2	ねじれ対称1次	3.05	3.50
3	鉛直曲げ逆対称1次	4.86	4.18
4	ねじれ逆対称1次	6.74	6.78
5	鉛直曲げ対称2次	7.16	7.27

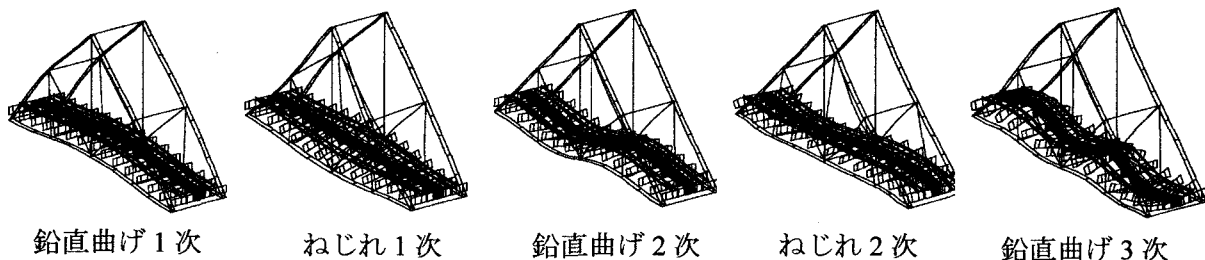


図-7 解析による固有振動モード

本橋の固有値解析による5次振動までの振動モードを示す。その実験値と解析値の両者は、各次振動モードにおいて、多少の差異が生じている。

本橋の固有振動数を他の道路橋と比較するため、通常のトラス鋼橋の鉛直曲げ1次固有振動数を概算的に算定する式³⁾ $f_1 = 154.8L^{-1.057}$ Hz (L :支間長)を用いて概算すると、本橋の支間長は48.2mであるから、2.57Hzを得る。この値と鉛直曲げ1次モードの2.48Hzを比較すると、約1.04倍小さい値を示す。また、鉛直1次振動に対して用いられる概算式($f_1 = 100/L$)においては、実験値で求めた値より約1.24倍大きいと言える。従って、鉛直振動に対しては同支間長のトラス橋とほぼ同等以上の鉛直曲げ剛性を有しているものと考えられる。

動的実験から得られた固有振動数と振動モードから、最初に振動しやすいのが鉛直方向で、次いでねじれ方向の振動性状を示している。このことは、本橋の場合、鉛直方向の曲げ剛性より横桁の設置によって、ねじれ方向の剛性が大きいことを意味している。

4.4 減衰定数 (対数減衰率)

本実験で測定された減衰定数を表-3に示す。また、減衰定数の算出に用いたフィルタ処理後の減衰自由振動波形例を図-8に示す。振動モード別の減衰定数は、減衰自由振動波形より算出することのできる概算式:

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

より、鉛直曲げ1次振動モードの2.48Hzで0.009、鉛直曲げ2次振動モードの4.86Hzで0.013、鉛直曲げ3次振動モードの7.16Hzでは0.018である。しかし、ねじれ2次振動では、減衰自由振動波形より同定することができなかった。

本橋を代表する減衰定数 h は、減衰自由振動波形より得られた鉛直曲げ1次振動モードの0.009と考えられる。そこで、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³⁾: $h = 0.12/\sqrt{L}$ (L は支間長 m)を用いて概算比較すると、本橋の支間長は48.2mであるから $h = 0.0173$ を得る。この値と本橋の減衰定数0.009を比較すると、一般的な鋼橋やコンクリート橋より若干小さい値を示している。

4.5 動的増幅率 (衝撃係数)

図-9に車両走行試験における動的応答変位の一例を示す。動的増幅率は、次式から算出した。 $I = (y_{dy,max} - y_{st,max})/y_{st,max}$ 。ここに、 $y_{dy,max}$ は最大動的たわみ応答値、 $y_{st,max}$ は最大静的たわみ応答値を示す。表-4に実験から得られた各試験ケースでの動的増幅率を示す。なお、測定点D1については小トラス側から走行ラインが設けられており、小トラス走行時の応答変位を測定する為に設置した。また、D2については大トラスの支承部に設置されており、試験車が支承部を走行した時、応答変位値の負の値が最大値となるような浮き上がり現象も認められた。従来の近代木車

表-3 減衰定数

振動モード	実験値(Hz)	減衰定数
鉛直曲げ対称1次	2.48	0.009
ねじれ対称1次	3.22	0.031
鉛直曲げ逆対称1次	4.86	0.013
ねじれ逆対称1次	6.74	—
鉛直曲げ対称2次	7.16	0.018

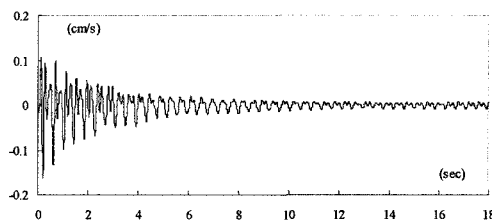


図-8 減衰定数の一例

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 の衝撃係数が用いられている。しかし、上述のような実測での動的増幅率に対しては、本橋の設計で用いられた衝撃係数 0.25 との厳密な比較・検討は困難である。それは、設計衝撃係数はあくまで設計活荷重(等分布荷重)に対する動的影響として定義されており、設計活荷重を実橋の実験で忠実に再現することは非常に困難であることによる。近代木車道橋に関しては、検討に要する基礎データも少ない現状においては、従来考え方を踏襲して橋梁の形式別や適用支間長を

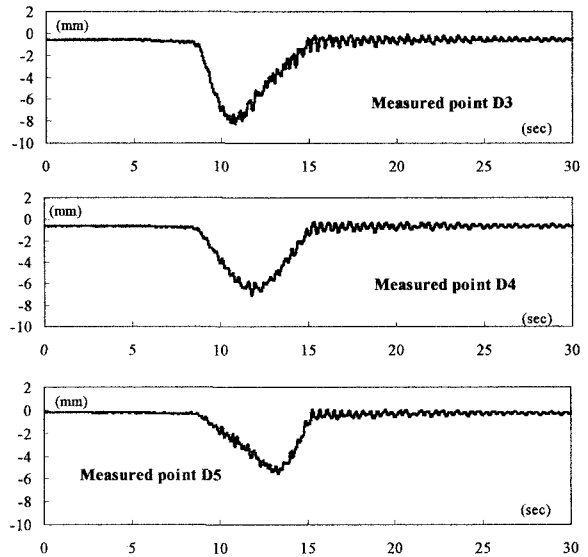


図-9 動的応答変位の一例

表-4 動的増幅率の一例 (1台走行時)

Case	測定点	i(最大値)	i(平均値)	i(総平均値)	Case	測定点	i(最大値)	i(平均値)	i(総平均値)
RU.type1	D3	0.079	0.077	0.0691	RU.type7	D3	0.164	0.134	0.1635
	D4	0.040	0.039			D4	0.240	0.223	
	D5	0.100	0.091			D5	0.143	0.133	
RU.type2	D3	0.102	0.094	0.0804	RU.type8	D3	0.067	0.060	0.1004
	D4	0.097	0.096			D4	0.163	0.160	
	D5	0.064	0.051			D5	0.086	0.082	
RU.type3	D3	0.082	0.066	0.0710	RU.type9	D3	0.124	0.106	0.1484
	D4	0.114	0.083			D4	0.147	0.147	
	D5	0.068	0.064			D5	0.228	0.193	
RU.type4	D3	0.039	0.030	0.1339	RU.type10	D3	0.186	0.183	0.2261
	D4	0.180	0.157			D4	0.166	0.153	
	D5	0.263	0.214			D5	0.370	0.341	
RU.type5	D3	0.067	0.059	0.0721	RU.type11	D3	0.290	0.278	0.3401
	D4	0.139	0.099			D4	0.454	0.440	
	D5	0.062	0.058			D5	0.326	0.302	
RU.type6	D3	0.055	0.044	0.0528	RU.type12	D3	0.216	0.212	0.2736
	D4	0.049	0.049			D4	0.381	0.375	
	D5	0.068	0.066			D5	0.325	0.234	

しかも走行荷重による橋梁の動的影響として考えた一つの応答係数として衝撃係数を評価した方が、工学的に妥当のように思われる。そこで、本研究では衝撃係数を一つの応答係数として検討を行う。試験車両の走行ケースとした RU.type11 で得られた動的増幅率

0.3401 は、大型車両の 1 台走行における日常の交通量の中かなり過酷な荷重走行状態から得られた値である。本橋で得た動的増幅率 0.3401 は、1 台走行時での一つの応答係数として実際的な動的影響の実態を現しているが、この値が設計衝撃係数の 0.25 より小さい、あるいは大きいから本橋の衝撃係数は安全側あるいは安全側でないのには直結しない論議である。

4.6 歩行者振動使用性

図-10 に、本橋の架設地として日常的に起こりうる最大速度(30km/h)で車両が走行した時の各応答速度(実効値の平均値)と振動限度⁴⁾を示す。評価基準として、実効値によって算出した値を振動感覚の限度と考え評価する。限度では、橋梁振動により歩行者が歩行時に受ける振動感覚から、橋梁に対する一つの振動使用性を評価するため、振動感覚の一般的な分類をしている。本橋では、計測点で大半が「振動を

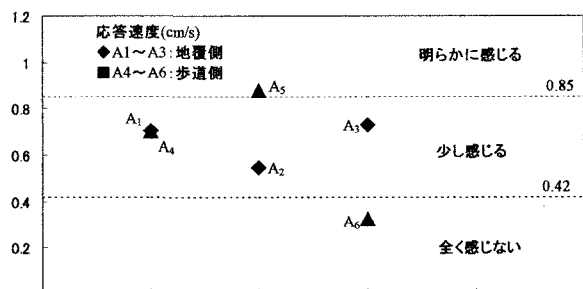


図-10 歩行者振動限度(25km/h 走行時)

少し感じる」に属している。従って、時速 30km/h はクリテカルに近い速度であると考えられることから本橋の場合は、歩行者の振動感覚として「振動を少し感じる」程度であり、「少し歩きにくい」となる場合は認められないものと判断される。

4.7 トラス部材の振動挙動

本試験で得られた最大加速度 ($A_8 \sim A_{11}$) として、試験車が車道歩道側車線走行の場合は、試験ケース AR.type11 の測定点 A_{11} での 125.05 cm/s^2 が最大値であった。この値は一般道路橋と同程度の応答加速度であり、本橋が特別に大きな振動レベルが生じていることではないことが認められた。また、車両走行試験における橋長 L/4 点でのトラス部材の応答加速度を、床版とトラス部材に設置したセンサーでの振動レベルを検討した結果、同測定点でほぼ同様の振動波形性状、および応答加速度の最大値も各設置点でほぼ同様の振動レベルであることが認められた。

4.8 キングポスト鋼材張力測定試験

上流側キングポスト鋼材に加速度計を設置し、人為的に加振を行った時の応答加速度波形より、曲げ対称 1 次振動数を同定した。1 次振動時の振動数を表-5 に示す。中央鋼材では 1 次振動数 4.7 Hz、左右鋼材では 1 次振動数をそれぞれ 6.81 Hz と 6.88 Hz でスペクトルが卓越した。これらの値は、本橋の振動 3 次・4 次固有振動数に近似しているが、大型の車両走行時に走行車両の有している振動特性とキングポスト鋼材の曲げ対称 1 次振動数との共振現象は考え難いものと判断される。

表-5 キングポスト鋼材振動測定結果

上流側	曲げ対称 1 次振動数
中央鋼材	4.70 Hz
左鋼材	6.81 Hz
右鋼材	6.88 Hz

5. あとがき

本研究では、世界最大規模のキングポストトラス木車道橋かりこぼうず大橋を対象に静的実験および動の実験から得られた実験値、および 3 次元構造解析の両面から、かりこぼうず大橋の構造剛性や振動特性を検討した。近代木橋の構造特性を同定するために作成した 3 次元構造モデルに対しては、より詳細な解析モデルの作成や、細部の構造特性について、今後も検討する必要がある。しかしながら、実橋実験と構造解析においては一つの有用な成果が得られたと言える。

これらの結果は、本橋の維持管理のための初期値データとして活用していく所存である。さらに、実橋実験で測定した路面凹凸測定試験や 3 次元大型車両モデルを用いた走行車両による本橋の 3 次元動的応答解析を行い、実験と動的応答解析の両面から大規模キングポストトラス木車道橋での動的応答特性を検討して行く事も必要であり、今後の課題としたい。

参考文献

- 1) ふるさと林道小山重線「(仮称) 新村所大橋」製作承認図, 宮崎県, 2001 年.
- 2) 橋梁振動研究会編: 橋梁振動の計測と解析, 技報道出版, 1993 年 10 月.
- 3) 日本道路協会: 道路支承便覧 改定案, 2001 年 2 月.
- 4) 小幡卓司: 人間の振動感覚に基づいた歩道橋の振動使用性に関する研究, 北海道大学学位論文, pp.6~7, 1997 年 6 月.