

かりこぼうず大橋の材料および力学性状

Material and structural properties of Karikobouzu Bridge

今井富士夫*, 飯村 豊**, 入江 達雄***, 中澤隆雄*

Fujio Imai, Yutaka Iimura, Tatsuo Irie, Takao Nakazawa

*工博 宮崎大学教授 工学部土木環境工学科 (〒889-2192 宮崎市学園木花台西 1-1)

**農博 宮崎県木材利用技術センター (〒885-0037 都城市花繰町 21-2)

***工博 (株) 建設技術研究所 (〒810-0041 福岡市中央区大名 2-4-12)

Karikobouzu bridge completed in 2003, which consists of glued laminated timbers made of *sugi* produced in Miyazaki prefecture, is the longest king-post truss bridge in Japan. This paper describes the results obtained from material tests of the timber and static and dynamic tests of this bridge. The results are summarized as follows; (1) Young's modulus and strength of the timber satisfy the standard values, (2) Young's modulus obtained from bending test is smaller than that from uni-axial test, (3) slab and lateral beams which support the slab contribute to the increment of the rigidity of the bridge, (4) on the cross section near the steel joint, Bernoulli-Euler assumption is not valid and (5) this bridge vibrates laterally at low frequency.

*Key Words : glued laminated timber, king-post truss
material properties, structural properties*

キーワード: 集成材, キングポストトラス, 材料性状, 構造性状

1. まえがき

近年, 自然との共生が望まれるなかで木材を主部材とした橋梁の建設が増加しつつあり, その背景には構造用集成材の製造技術の進歩がある. 天然木材は材質のバラツキや建設後のひずみなどに加えて, 長大部材の入手にも制限があるなど, 様々な欠点を有するものであるが, 構造用集成材は管理されたラミナの接着成形により, 材質の均質化や信頼性を高め, 要求される強度への対応を可能とし, さらに天然木材では入手が困難な大断面部材なども製作できるようになり, その使用性は大きく向上している.

宮崎県は日本一のスギ生産県であるが, スギはベイマツと比較すると, 曲げ弾性係数や強度などが 20%~30% 程度低いこともあり, 構造材としての利用が遅れていた^{1), 2)}. しかしながら, 近年人工林スギの生育に伴って径級が大きくなり, 幅の広い厚板(ラミナ)の供給が可能となり, 集成材への利用が急速に増えつつある. 例えば, 橋梁などの土木用途に使用されたり³⁾, スギを異樹種と積層接着する集成材も商品化されるなど, 従来にはない

使い方や積層技術の研究開発が進んでいる^{4)~6)}.

昨年(2003年)4月に宮崎県産スギ材から成る集成材を主部材に採用した日本では最大級のキングポストトラス橋が竣工した. 本橋の特徴は周囲の山並みの景観を配慮して橋高の高いトラス橋を採用したこと, 下弦材は集成材と PC 鋼棒の合成構造としたことなどが挙げられる.

集成材を活用した木橋の建設が増加するなかで, 実橋梁に対する実験も実施され^{7)~9)}, 実橋のデータ収集も行われてきているものの, 大規模なトラス橋に関するデータはわが国ではほとんど見受けられない.

このような背景から, 本論文ではキングポストトラス橋の主部材である宮崎県産スギ集成材の静的試験から得られた弾性係数と強度に着目した材料性状ならびに完成時に実施された静的・動的試験の結果から得られた構造性状について考察する.

2. 材料性状

2.1 供試体

材料試験にはトラス橋で採用された集成材のラミナ配

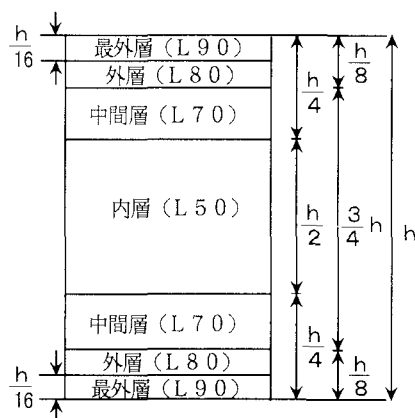


図-1 ラミナの規定と実橋の材料配分

分を縮小化したモデルを採用した。図-1は、ラミナの規定と実橋における材料配分である。図中の()はラミナ材のJAS規格での等級を示すもので、例えばL90は曲げ弾性係数が $90 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$ (単位は規準書に提示されたもの)となる¹⁰⁾。ここでの集成材はJAS規格での対称異等級集成材でE75-F240に相当する¹¹⁾。

载荷荷重に対するひずみは各ラミナ層に貼付されたひずみゲージにて、変位はデジタル変位計にて測定した。

圧縮試験の供試体は図-2に示すような箱形断面と矩形断面の2種類で、箱形断面については隅角部にのみ弾性係数の高いL90とL70を配置した異等級モデルとL50のみからなる同一等級モデルについても製作しており、フランジと腹板は2次接着として、樹脂接着層に 1 N/mm^2 の圧力となる負荷をかけて圧縮した。

供試体の高さは42cmで、のこ引きした後にサンダー仕上げされた小口に樹脂を塗り、試験機ヘッドに小口が均等に接触するようにした。ひずみは供試体の長手中央部の全ラミナに貼付したゲージにて、変位は圧縮試験機のヘッド間を測定することにより、供試体の変位とした。

引張供試体の断面は図-2(b)の矩形断面とし、その概略は図-3に示すとおりである。引張試験では試験機的能力から破断に至るまでの载荷はできなかった。

曲げ試験での供試体は幅×高さ=200mm×240mmの矩形断面(図-2(b)と同様の8層)とし、せん断スパン比7d、载荷区間は4dの二点対称载荷とした。ここに

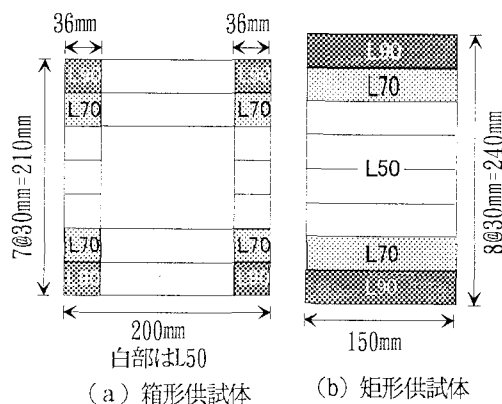


図-2 圧縮試験の供試体断面

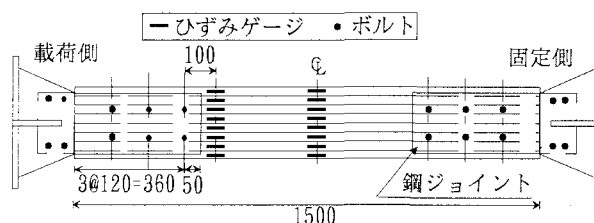


図-3 引張供試体

表-1 各種試験での供試体数

圧縮試験		引張試験	曲げ試験
箱形断面	矩形断面	矩形断面	矩形断面
異等級	同一等級	異等級	異等級
5	5	5	3
			1

表-2 対称異等級材(E75-F240)の規格値

	圧縮	引張	曲げ
材料強度 (N/mm^2)	17.4	15.0	24.0
許容応力度 (N/mm^2)	5.8	5.0	8.0
弾性係数 (N/mm^2)	6500		7500

dは断面高さ24cmで、供試体の支間長は $18d=432\text{cm}$ である。ひずみとたわみの測定点は桁中央とした。

表-1に各種試験での供試体数を示す。

対称異等級集成材E75-F240の規格値¹²⁾は表-2のようになるが、かりこぼらず大橋の設計段階では短軸系弾性係数は規定されておらず、文献13)を参考にした。

2.2 応力—ひずみ特性

異等級集成材は弾性係数の異なるラミナによって構成されており、各ラミナの弾性係数の比を考慮した換算断面などの提案もされているが¹⁴⁾、設計においては一樣断面とする断面積およびJAS規格にある弾性係数を用いるようである。よって、ここでは断面は一樣と仮定し、集成材全体の弾性係数について論じることとする。

図-4は圧縮試験における箱形断面の応力—ひずみ特性を示したものである。異等級モデルは同一等級モデルに比べて、圧縮強度は大きくなるが、塑性ひずみは小さくなっている。異等級モデルは同一等級モデル(L50)の隅角部のみにL90とL70を面積比で14%程度混入したもので、その強度の増加率は約17%となっている。

圧縮試験での塑性変形は、降伏点では異等級モデルでは 25 N/mm^2 、同一等級モデル(L50)では 20 N/mm^2 となっており、圧縮強度に対する比率はそれぞれ83%, 77%

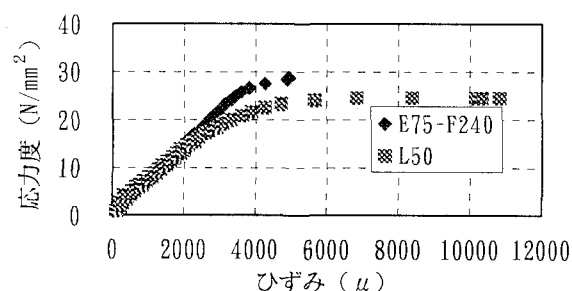


図-4 応力度—ひずみ曲線(圧縮試験)

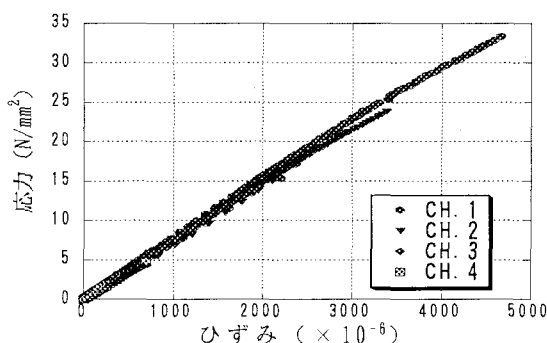


図-5 応力-ひずみ曲線

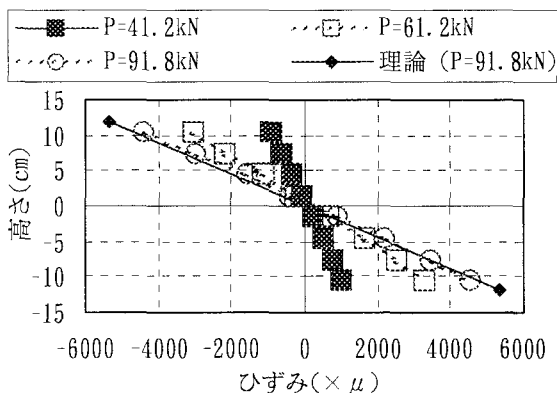


図-6 高さ方向のひずみ分布

となり、等級の低い材料のほうが降伏点の圧縮強度に対する比率は小さくなるものの、塑性変形は大きくなるようである。圧縮強度は基準強度を十分に満足するものであり、許容応力度に対しては4～5倍程度の安全率を有するものとなっている。

図-5は曲げ試験における応力-ひずみ曲線で、図中のCH.○は測定されたラミナを示すもので、CH.1は最上段（圧縮側）のラミナで、番号が増えるほど中央のラミナへと向かっている。応力は計算曲げモーメントから断面を一樣と仮定した断面係数より算出したものである。図から明らかなように、荷重の増加すなわち応力の増加に対するひずみはほぼ線形に増大しており、塑性化は見受けられない。破壊は大きな爆裂音とともに突然の脆性破壊を起こす結果となった。

図-6は荷重変化に対する桁中央点の高さ方向のひずみ分布を示したものである。図-5で明らかなように、終局時まで非線形的な変化がなかったことから、ひずみ分布は高さ方向に終局時まで平面を保持しており、荷重に対しても比例的に推移している。図中の「理論」ははり理論から得られたもので、実験は理論とほぼ一致している。

2.3 材料性状

(1) ひずみから算出された弾性係数

図-7～図-9は各層のラミナのひずみから得られた弾性係数について整理したもので、各試験でそれぞれ得

られたデータを一括したものである。図中のL○○は材料が該当するラミナの結果であり、「全」はそれらをすべてまとめたものである。

図-7は圧縮試験から得られたもので、「等級箱形」はL50のみから成る同一等級モデルを示すものである。図中のデータ内の横線は平均値を示すものであり、測定箇所によるバラツキが大きいことが判る。

同一等級モデルでの弾性係数は5500～7500N/mm²の範囲にあり、L50の規定値は満足しており、平均値は6400N/mm²となった。

異等級モデルについてみると、単軸試験によることから、各ラミナにおける差異はあまり無く、箱形供試体では8100～10200N/mm²の範囲に、矩形供試体では9800～12300N/mm²の範囲に分布している。2つの異等級モデルでの差異は高基準ラミナ（L70とL90）の混入率の違いによるものと思われるが、その混入率は異等級箱形供試体では14%、異等級矩形供試体では50%であるが、弾性係数は混入率とは合致していない。この理由としては、高規格のラミナによる抵抗分担率が大きいためと考えられる。これらの全体の平均値は、異等級箱形供試体では9100N/mm²で、矩形供試体では10700N/mm²でなっている。いずれのモデルにおいてもE75-F240の弾性係数の規格値は十分に満足するものとなっている。

図-8は引張試験における部位の違いによる弾性係数をまとめたもので、木部中央では供試体全域にわたって

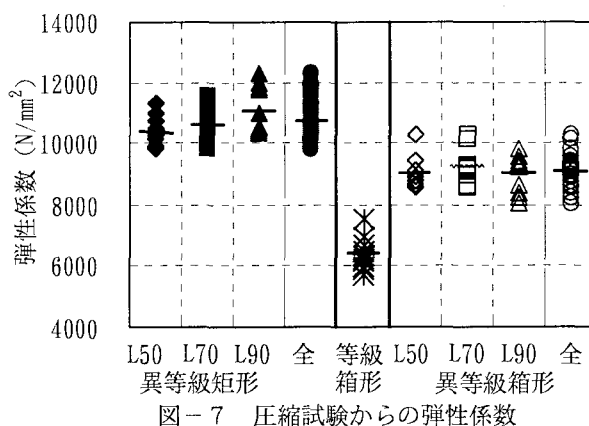


図-7 圧縮試験からの弾性係数

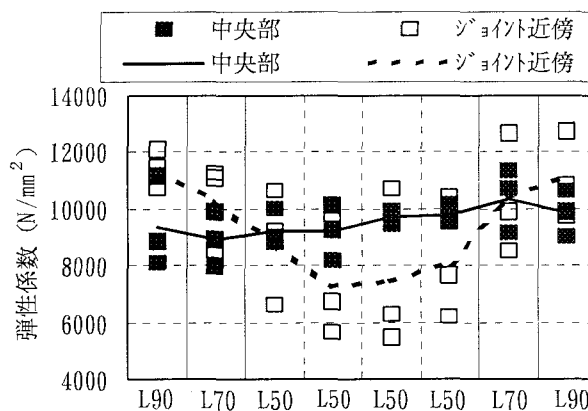


図-8 引張試験での各部位の弾性係数

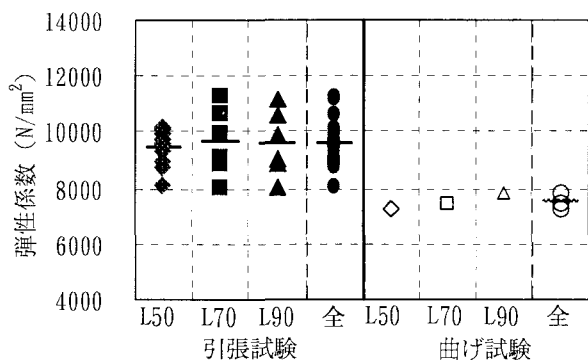


図-9 引張試験と曲げ試験からの弾性係数

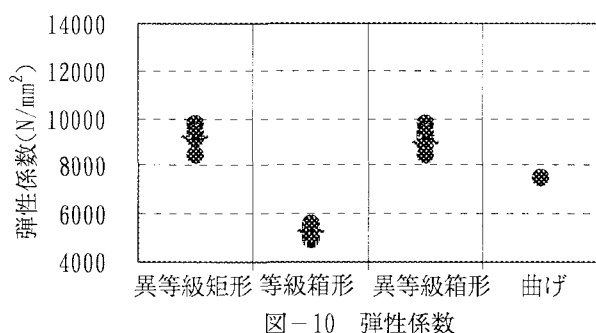


図-10 弾性係数

ほぼ均等となっているが、鋼ジョイント近傍では端部が大きく、断面中心部では小さくなる傾向にあり、接合ボルト影響があるものと判断した。よって、引張試験での弾性係数は木部中央のゲージからのデータで考察する。

図-9は引張試験と曲げ試験から得られた弾性係数について整理したものである。引張試験では前述したように、木部中央部のデータに関してしたもので、全体的に8100～11300N/mm²の範囲に分布し、全体の平均値は9600N/mm²となっている。

曲げ試験では供試体1体の結果であるが、各ラミナで若干異なった値を示し、全体の平均値は単軸試験の結果に比べて大きく低減したものとなっている。全体での平均値は7800N/mm²で、規格値をやや超える値となった。

(2) 変位から算出された弾性係数

前項では供試体表面に貼付されたひずみゲージから得られたデータを基に弾性係数を算出してきたが、木材の弾性係数は変位データから求めるのが一般的なようである。そこで、本項では圧縮試験では油圧ジャッキのヘッド間距離の変化から、曲げ試験では中央点たわみから算出された弾性係数について考察する。なお、引張試験では集成材の伸び量は測定していない。

図-10は圧縮試験と曲げ試験における変位から算出された弾性係数を示したものである。圧縮試験における異等級モデルの2つの供試体での弾性係数はひずみデータから算出されたほどの差異は生じておらず、約9000N/mm²とほぼ同等な値となっている。また、曲げ試験の結果は、ひずみデータとほぼ同様に、単軸試験よ

表-3 各種試験から得られた弾性係数と強度

N/mm ²	引張	圧縮			曲げ
		箱形	矩形	等級(L50)	
$\sigma - \varepsilon$	9600	9100	10700	6400	7800
$P - \delta$	*	9000	9000	*	7500
σ_u	*	30	35	25	33

りも低い値となっている。

(3) 各種試験から得られた強度と弾性係数

これまでに得られた結果を整理したものが表-3で、弾性係数は全体の平均値を記入している。表中の「 $\sigma - \varepsilon$ 」はひずみデータからの弾性係数を、「 $P - \delta$ 」は変位データからのものを、「 σ_u 」は終局強度としての圧縮強度あるいは曲げ強度を意味するものである。

弾性係数において、引張試験と圧縮試験との差異はほとんど見受けられず、ほぼ9000N/mm²～10000N/mm²となる。曲げ試験では7500N/mm²とほぼ同等な値となっている。また、強度についてはほぼ同様な30N/mm²以上の値となっている。

以上の結果から、宮崎県産スギ材で加工された集成材は規格値を満足するものであることが確認された。単軸および曲げの弾性係数において、表-2に示す集成材の規格値とは異なる傾向が得られていること、単軸と曲げが同時に作用するアーチ橋などの弾性係数の定義などについては、さらにデータを積み重ねて検討する必要があるものと思われる。

3. かりこぼうず大橋の力学性状

3.1 本橋の概要

かりこぼうず大橋^{15), 16)}は林道小山重線の開設に伴って建設されたもので、架設位置は宮崎県児湯郡西米良村にある。本橋は支間長48.2mのキングポストトラス橋を含むもので、車道木橋としてはわが国では最大で、同形式のフィンランドのビハンタサルミ橋も凌ぐ、世界最大級の橋である。かりこぼうず大橋の概要を図-11と図-12に示す。橋長は140mで4径間の単純構造であり、単純桁橋(橋長:15m)、2連の大支間キングポストトラス橋(橋長:50m)、小支間キングポストトラス橋(橋長:

橋長 14959 橋長 50000 橋長 50000 橋長 25000
(支間長 14295) (支間長 48200) (支間長 48200) (支間長 23200)

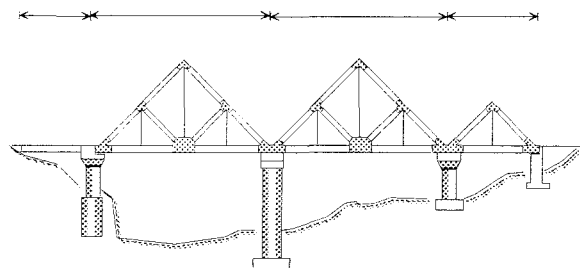


図-11 かりこぼうず大橋の一般図

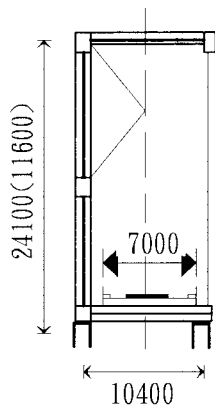


図-12 断面図

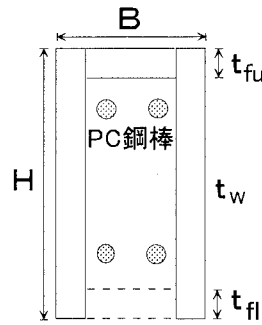


図-13 部材断面

表-4 木部材の断面諸元 (mm)

	H	B	t _w	t _{f u}	t _{f l}
下弦材	1830	1000	210	210	*
上弦材	1050	1000	180	300	300
斜材	800	1000	180	300	300
上横支材	900	1000	180	150	150
下横支材	600	780	180	*	*

25m) から成っており、いずれのトラス橋も上弦材の傾きは45度である。各木部材の断面諸元を表-4に示す。下弦材は図-13に示すように、下フランジのない逆チャンネル形断面で、断面内部の中空部には両端の支承に固定された4本のP C鋼材(φ23)が配置されている。

トラス組み立て時の死荷重は下弦材においてはP C鋼材のみが抵抗するもので、活荷重に対しては木下弦材とP C鋼材の両者が抵抗する活荷重合成桁の概念を取り入れたものとなっている。鉛直材はすべてP C鋼棒(φ32)で、本橋には設計では考慮されていない木床版とこれを支える比較的大きな断面を有する横桁(H×B=1200×630)が3mピッチで下弦材の上部に配置されている。

3.2 試験の概要

今回の試験では2種類の車両を使用した。車両の1つは高所作業車(前輪荷重:25.9kN, 後輪荷重:50.9kN)であり、他の1つはクレーン車(前輪荷重:59.0kN, 後輪荷重:166.5kN)である。

静的試験ではこれらの後輪を所定の位置に静止した状態で変位やひずみを測定した。動的試験では車両の走行試験や人間のジャンプによる落錘試験を行った。静的試験での変位はオートレベルにより、ひずみは木部材の表面に貼付したひずみゲージにより測定したが、本橋の立地条件から小支間トラスの一部しか測定できなかった。

動的試験での測定はすべて加速度計によるものとなっており、加速度計はサーボ型とひずみゲージ式の2種類を使用した。

測定した橋は小支間トラスとこれに隣接する大支間トラスの2橋である。

3.3 静的試験の結果

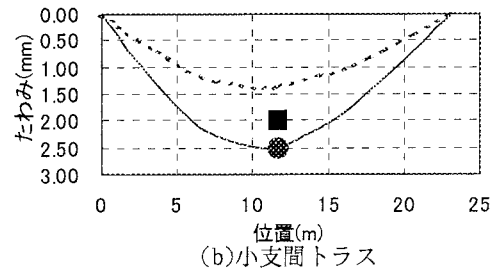
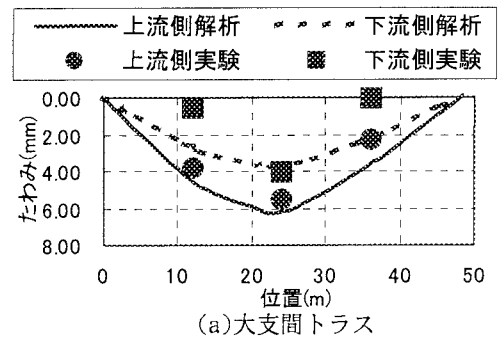


図-14 上流側中央偏載荷でのたわみ

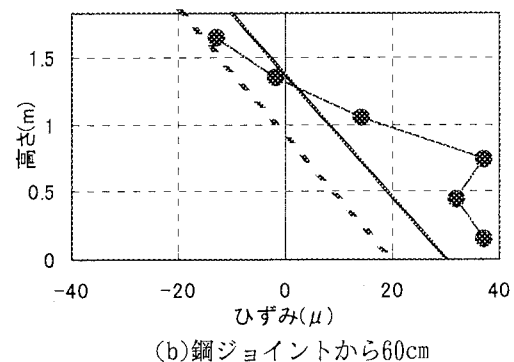
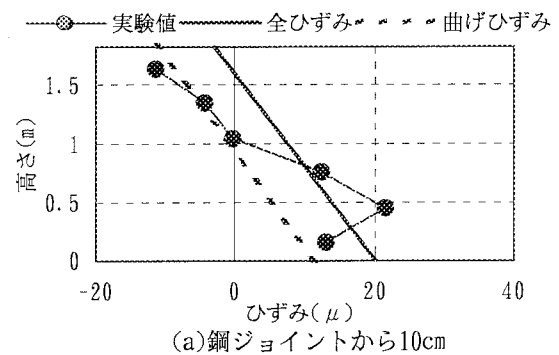


図-15 小支間中央載荷(2台並列)

図-14は1台のクレーン車による片側車線偏載荷時におけるトラス下弦材のたわみについて整理したものである。図中の曲線は解析による結果であり、記号は実験によるデータである。ここでの解析は静的・動的解析のいずれも DIANA7 を使用した。

実験でのたわみ測定は先述したようにオートレベルを使用した。精度はmm単位で十分なものではなかった。橋軸直角方向の偏載荷に載荷側の上流側と非載荷側の

下流側とではたわみに大きな差異が生じている。実験と解析を比較すると、大支間トラスでは橋軸方向の1/4点では下流側のたわみはほとんど生じていないが、これはオートレベルの精度によるものと考えられる。そこで、中央点のたわみについて考察すると、上流側と下流側のたわみ差は大支間および小支間トラスともに解析値のほうが大きい。この理由として考えられることは、解析では両側の下弦材を連結する部材は表-4に示す横支材のみとしているが(これは設計でも同様である)、実橋では床版と床版を支える横桁が配置されている。これらの設計では考慮されない構造要素が荷重分配機能を果たしているものと考えられる。

図-15は小支間トラスの中央部に2台のトラックレーンを並列に載荷したときの、支点側の鋼ジョイントから10cmと60cmでの橋軸方向ひずみの高さ方向の分布を示したものである。図中の実線は解析より得られた軸力と曲げモーメントの合成された全ひずみであり、破線は曲げモーメントのみから算出される曲げひずみを表したものである。実験値は両者ともに同様な傾向を示しており、まず平面を保持しておらず、引張側では縁端部で低減するために、圧縮側では解析のひずみ勾配よりも増大している。第2章での鋼ジョイントの無い曲げ試験では平面を保持することが明らかにされており、ここでのひずみの乱れの原因を究明することは、これまでの木橋が曲げの大きなアーチ橋に多く適用されていることを考えると、重要な課題であると考えられる。ただし、本橋の曲げ応力は図からも明らかのように、微小であることから、設計の改めでの検討は特に必要ではない。

3.4 動的試験の結果

動的試験では、車両走行試験と人間のジャンプによる落錘試験を実施した。車両走行試験では幅員中央線と片側車線走行を行い、落錘試験では曲げとねじり振動を考えた数ヶ所について行った。

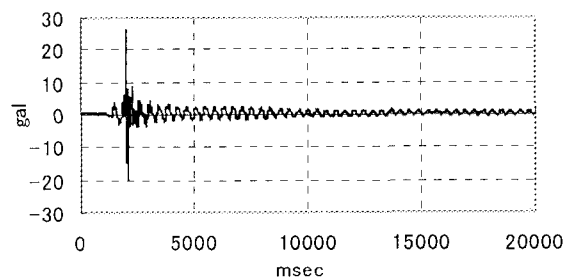
図-16は2つのトラスの落錘試験で得られた中央点の応答鉛直加速度を示したものである。

落錘試験ではジャンプでの着地直後に大きな衝撃応答を示し、その後に減衰振動に推移している。大支間トラスと小支間トラスを比較すると、大支間トラスが緩やかな振動波形の低減となっていることが観とれる。これらの振動波形から、1波ごとの波形のピークを読み取り、減衰定数を以下の式より算出した¹⁷⁾。

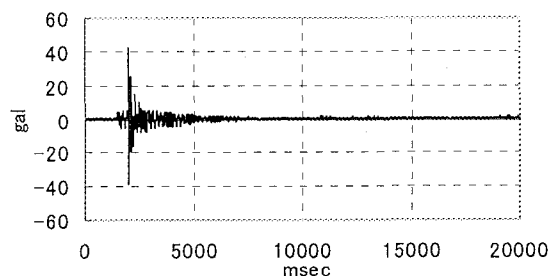
$$\text{対数減衰率: } \delta = \log(x_{i-1}/x_i) \quad (1)$$

ここに、 x は波形のピーク値であり、下添字は時間を示している。

$$\text{減衰定数: } h = \delta / 2\pi \quad (2)$$



(a)大支間トラス



(b)小支間トラス

図-16 落錘試験の応答加速度

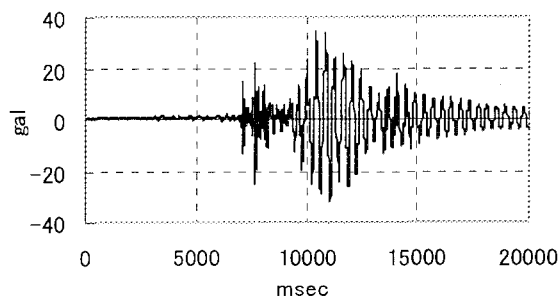


図-17 走行試験の応答加速度(大支間トラス)

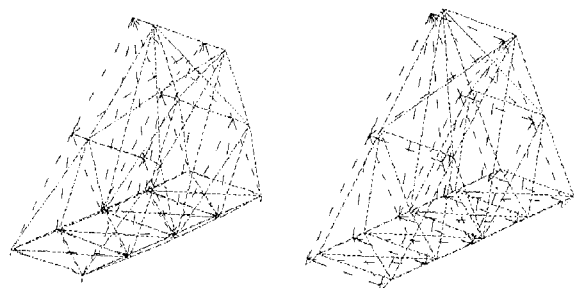
これらの式から得られた減衰定数は大支間トラスでは $h = 0.009$ であり、小支間トラスでは $h = 0.013$ となった。

文献 17) に示された鋼トラス橋の減衰定数はおよそ $0.007 \sim 0.01$ となっており、本橋の減衰定数は鋼トラスとほぼ同等なものとなっている。また、一般的な鋼橋やコンクリートに用いられる概算式(式(3))より算出した結果と本橋の減衰定数(表-6)を比較すると、本橋では低い値を呈している。この傾向は文献 9) とも一致する。

$$\text{概算式: } h = 0.12 / \sqrt{L} \quad (3)$$

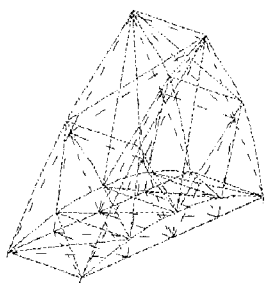
ここに、 L は支間長(m)である。

図-17は走行試験での大支間トラスの応答鉛直加速度を示したものである。図から明らかのように、7000ms~9000msと9000ms~13000msおよびそれ以降に3組の波形の組み合わせになっている。すなわち、第1波形の組は車両が隣接する大支間トラスに進入したときに生じたもので、第2波形は測定対象となった中央大支間トラスに車両が通過しているときのもの、最後の3組目は測定大支間トラスを抜けて、小支間トラスに車両が移動したときのものである。このことから、単支間橋梁の場合

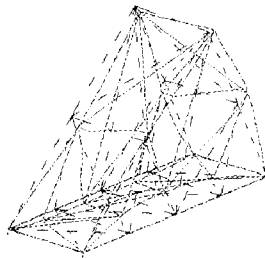


(a)頂部水平変形

(b)橋軸方向変形

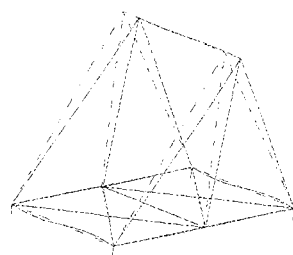


(c)曲げ変形

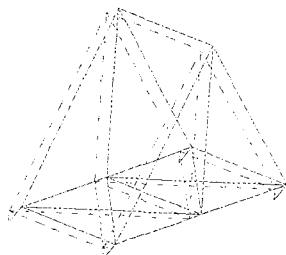


(d)ねじり変形

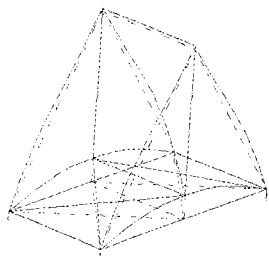
図-18 大支間トラスの固有振動モード



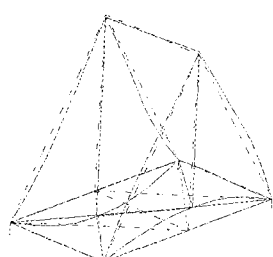
(a)頂部水平変形



(b)橋軸方向変形



(c)曲げ変形



(d)ねじり変形

図-19 小支間トラスの固有振動モード

合とは異なり、本橋は橋脚などを通じて、車両の影響が他の支間トラスにも及んでいるものと考えられる。

これらの振動波形を基に、パワースペクトルを用いて固有振動波形を求めた結果が表-5で、図-18と図-19は、それぞれ解析で得られた大支間トラスと小支間トラスの振動モードの一部を示したものである。

固有振動モードを観ると、本橋では図-18および図-19の(a)に示すような、橋高が高いことによる頂部の水平変形、すなわち片持ち柱の曲げ振動に相当する振動モードやゴム支承の変形による橋軸方向に橋梁全体が移動する振動モード(図-18と図-19の(b))が発生している。

表-5 固有振動数(Hz)

振動モード	大支間トラス		小支間トラス	
	解析	実験	解析	実験
頂部水平変形	0.95	*	2.17	*
橋軸方向変形	1.20	1.27	1.54	1.36
曲げ変形(1次)	2.50	2.44	5.70	4.98
曲げ変形(2次)	4.98	4.88	10.40	*
ねじり変形(1次)	2.83	3.32	5.71	*
ねじり変形(2次)	4.98	6.15	10.40	*

表-6 振動性状の概算値との比較

固有振動数 (Hz)			減衰定数	
	曲げ1次			
	大支間	小支間	大支間	小支間
概算値	3.21	5.37	0.017	0.025
実測値	2.44	4.88	0.009	0.013

また、2つの図の(c)は曲げの1次振動モードであり、(d)はねじりの1次振動モードを表している。

これらの振動モードに対応する固有振動数を示したものが表-5であり、表中の「*」は実験結果から特定できなかった固有振動数である。

大支間トラス全体の1次振動に頂部水平変形が、2次振動に橋軸方向変形が生じ、次いで曲げ変形、ねじり変形と発生するが、小支間トラスでは大支間トラスと相似形ではあるが、橋高が低くなったことから、頂部水平変形と橋軸方向変形が逆転している。実験では頂部水平変形についてはデータを入手できていない。

実験と解析を比較すると、大支間トラスでは橋軸方向変形と曲げ振動についてはよく合致するものの、ねじり変形では差異が生じており、実験値が大きくなっていることが判る。この理由は静的試験でも述べたように、床版と床版を支える横桁が下弦材全体のねじり剛性を高めていることに起因すると思われるもので、実橋は設計で考えられている以上のねじり剛性を有しているものと云えよう。横桁や床版のねじり剛性の寄与に関しては、現在、下弦材と上記両者の偏心結合を考慮した解析を実行中である。

曲げ1次振動に関して、多数の鋼橋を中心とした単純トラス橋を整理し、その概算値を求める式が文献17)に提示されている。

$$\text{概算固有振動数(Hz)}: f = 49.3 \times L^{-0.705} \quad (4)$$

表-5にその結果を示す。減衰定数と同様に両支間ともに、概算値を下回る結果となった。

なお、小支間トラスについては、橋軸方向変形と曲げ1次振動しか、実験では入手できず、これらの結果も解析とは一致していない。このことについては、今後検討していく予定である。

4. あとがき

本論文は、本年架設されたわが国では最大のキングポストトラス橋（かりこぼうず大橋）の使用された宮崎県産スギで構成された集成材の材料性状および本橋の静的・動的試験から得られた力学性状について考察したものである。

本解析で得られた結果を要約すると以下ようになる。
材料試験からは、

- (1) 本橋で使用された集成材は E75-F240 の規格値を確保できている。
- (2) 曲げを受ける集成材の弾性係数は、単軸応力下での弾性係数に比べて、低くなる傾向がある。
- (3) 単軸圧縮では応力-ひずみ関係に非線形性がみられるが、対称異等級集成材の曲げに対しては脆性的な破壊を生じる。

静的・動的試験からは、

- (4) 設計で考慮されていない床版や床版を支える横桁は、荷重分配効果やねじり剛性の向上に寄与しているものと考えられる。
- (5) 鋼ジョイント近傍では、曲げに対する平面保持が成立していない。
- (6) 橋高が高いことにより、トラス橋頂部の水平変形する振動モードが低い固有振動数で生じている。
- (7) 本橋の曲げ 1 次振動数および減衰定数は、概算式で得られる値よりも低いものとなった。

今回の実橋試験は供用以前の初期データを収集するために実施したもので、経年変化を把握する目的で、日々の動態観測を継続しながら、一定期間ごとに同様な試験を実施する予定となっている。

謝辞

材料試験の供試体は宮崎ウッドテクノ株式会社の間瀬英男氏より提供を受けましたことに、実橋試験を際しましては駒井鉄工株式会社ならびに清本鐵工株式会社の皆様にご協力をいただきましたことに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 飯村豊：スギ集成材の物性と変形，木材工業，第 57 巻，pp.147-151，2002
- 2) 飯村豊，荒武志朗，田中洋，栗田進，大塚哲也：スギ集成材による単層網目状ドーム，日本建築学会研究報告九州支部，第 42 号，pp.273-277，2003
- 3) かりこぼうず大橋建設技術委員会：県産スギを利用

- した長大橋，平成 15 年度全国木橋技術研修会，2003
- 4) 藤田和彦，五島千津子，小松幸平，森拓郎，飯島泰男，渡辺公昭：異樹種集成材の圧縮強度に関する実験的研究，第 53 回日本木材学会，Ib240930，2003
- 5) 森拓郎，小松幸平，野田康信，鄭基浩，飯島泰男，渡辺公昭，藤田和彦：異樹種集成材の引張強度に関する実験的研究その 2，第 53 回日本木材学会，Ib240945，2003
- 6) 渡辺公昭，田中健太郎，福留重人，小松幸平，森拓郎，飯島泰男，藤田和彦：異樹種集成材の曲げ強度に関する実験的研究，Ib241000，2003
- 7) H. HONDA, S. USUKI, T. SASAKI, Y. MISHIMA: Structural Performance of Deck Arch Timber Highway Bridge, IABSE Conference LAFTI2001, pp. 187-192, 2001
- 8) 北城章，本田秀行，佐々木幸久：実験と解析に基づく上落式アーチ木車道橋の構造特性，木橋技術に関するシンポジウム論文報告集，pp. 61-66，2001
- 9) 草薙貴信，本田秀行，寺田寿，佐々木貴信：ハイブリッド型キングポストトラス木車道橋の構造特性の評価，第 2 回木橋技術に関するシンポジウム論文報告集，pp. 73-80，2003
- 10) JAS：構造用集成材の日本農林規格、(社)日本合板検査会，pp. 12-47，1996
- 11) 日本合板検査会：平成 7 年度食品等適正製造規準作成事業報告書・構造用集成材，p. 62，1995
- 12) 日本建築学会：木質構造設計規準・同解説、p. 342，2002
- 13) (財)国土開発技術研究センター：(仮称)木橋設計・施工技術基準（案），p. 33，1998
- 14) 堀江保，薄木征三，倉西茂：曲げを受ける集成材の力学的特性，構造工学論文集，Vol. 38A，pp. 931-940，1992
- 15) 廣田武聖，入江達雄，久留島卓郎：かりこぼうず大橋の計画・設計，第 2 回木橋技術に関するシンポジウム論文報告集，pp. 15-20，2003
- 16) 有村英樹，木場和義，一瀬浩二，細田直久：世界最大級の支間を有する車道木橋（かりこぼうず大橋）の施工，第 2 回木橋技術に関するシンポジウム論文報告集，pp. 21-28，2003
- 17) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，pp. 33-43，pp. 103-121，1993

(2003 年 9 月 12 日受付)