

鋼・集成木材複合タイドアーチ橋の 実橋設計と載荷試験

DESIGN AND LOADING TESTS OF STEEL-GLUED-LAMINATED TIMBER COMPOSITE TIED ARCH BRIDGE

薄木征三^{*}, 堀江保^{**}, 長谷部薫^{***}, 鈴木和広^{****}

By Seizo Usuki, Yasushi Horie, Kaoru Hasebe and Kazuhiro Suzuki

Detailed descriptions and results of field tests of Yunomata bridge which was tentatively constructed with glued-laminated timber are presented herein. The bridge consists of timber arch ribs without lateral bracing, glued-laminated longitudinal deck panels, steel hangers and steel ties. The type of bridge was selected, considering the limitation of girder height and surrounding circumstances of the bridge. The full scale model tests of bolted joints at nodes of arch rib were done to ascertain the load-slip behavior between steel box and arch rib at the joints and the load-slip spring constant were obtained. Using the spring constant obtained, the numerical values based on a framed structural analysis were obtained and compared with the results of field test.

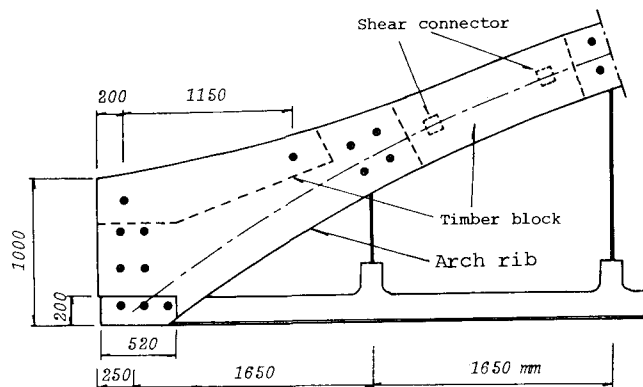
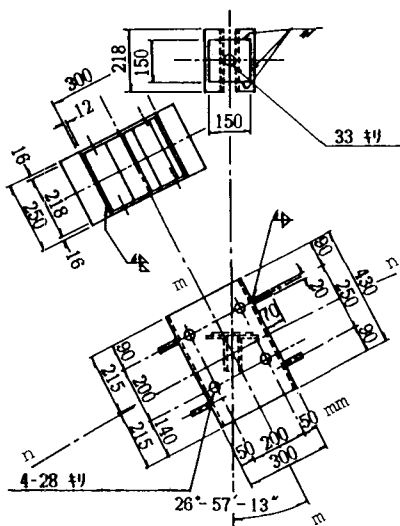
1. まえがき

我国では1950年代中頃から、道路橋としての木橋が新たに架設されることはなくなっていると言っており、「木道路橋設計示方書(案)」¹⁾も1940年(S. 15年)に制定されて以来そのままとなっている。そしてこの「示方書(案)」は、言うまでもなく、一本の丸太から切り出された直桁を主桁とする橋梁を対象としたものであった。

一方我国の森林資源に関しては、昨今の地球環境問題の影響は明確ではないが、21世紀初頭には人工林が伐期に達することは確実視されている。また木構造物は自然環境のもとで、さらに場合によっては都市公園など人工的な環境のもとにおいても、その暖かみと自然な美しさから景観の向上に役立つものと思われる。さらに木材は再生産可能な、太陽光線などの自然のエネルギーを利用して生長する省エネルギー的素材であることも木材の利点と思われる。

以上のような背景のもとに、我国においても公立公園内の歩道橋²⁾やゴルフ場内の歩道橋³⁾に、支間長が50mを越えるものも出現しつつある。一般の道路橋とは幅員や防護柵の構造は異なるが、原木運送のための林道橋に試行的に2橋が架設された⁴⁾⁵⁾。これら歩道橋と林道橋の主桁はいずれも矩形断面の集成木材(

*	工博	秋田大学教授	鉱山学部土木工学科	(〒010 秋田市手形学園町1-1)
**	工修	秋田高専助教授	土木工学科	(〒011 秋田市飯島文京町1-1)
***	工修	秋田大学助手	鉱山学部土木工学科	(〒010 秋田市手形学園町1-1)
****		秋田大学大学院	鉱山学部土木工学科	(〒010 秋田市手形学園町1-1)



2. 2/13. 0 = 1/5. 9 となっており鋼アーチの平均的な値に比べてやや大きくなっている。ライズが低いアーチリブは上横構のない構造になっている。横座屈抵抗を高めるため図のように、左右それぞれのアーチリブは 45 × 21. 5 cm の矩形断面アーチ材をダブルに用いている。これらダブルのアーチ材は吊材との格点部では写真-1 に示すように鋼ボックスを介して計 8 本のボルト (CR4, φ30 × 21. 5 mm で連結されている。図-1 の格点(A)における鋼ボックスの詳細を図-2 に示す。吊材の台座は水平であり、鋼ボックスの対称軸 m-m がアーチ材軸線 n-n に垂直な構造となっている。鋼ボックスの補剛材は、アーチリブの鉛直軸まわりの曲げ剛性を増加する役目をもっている。格点を構成するこれら鋼ボックス間は写真-1 と図-3 に示すように、集成木材のブロックが挟み込まれている。これら木製ブロックはアーチ材に接する両面においてエポキシ系接着剤と角形鋼管を利用したシア・コネクターを介して両側のアーチ材と連結している。アーチリブの断面性能を表-1 に示す。以上のように構成されたアーチリブの鉛直軸まわりの

Dimensions	Properties of Sections
Arch Member	Area of Section $A_s = 3010 \text{ cm}^2$ Moment of Inertia $I_s = 492171 \text{ cm}^4$ Radius of Gyration $r_s = 12.8 \text{ cm}$
Hanger	Area of section $A_c = 7.07 \text{ cm}^2$
Lower Chord Member	Area of Sectin $A_t = 84.3 \text{ cm}^2$ Moment of Inertia $I_t = 5425 \text{ cm}^4$

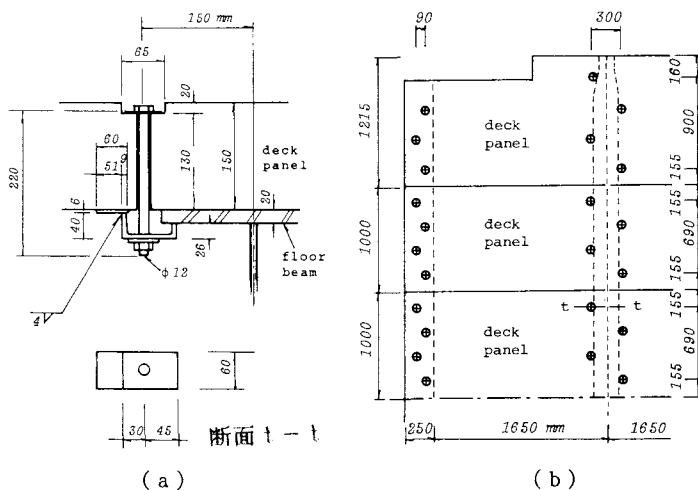


図-4 床版パネル (a) ボルトと床げた (b) ボルト位置図

すなわちアーチ曲面外方向への曲げ剛性の評価法は文献9)に述べられている。なお、アーチリブは防腐塗料キシラデコール3層塗りを行ない、後節写真-3に示すように銅板製の小屋根によって被われている。

2. 2 下弦材と床組

下弦材(タイ)の断面性能を表-1の下に示す。下弦材の格点には図-1に示したように床げた端が取り付けられており、これら床げたはT形断面の下横構で相互に連結している。下弦材、床組、シューおよび21で述べたアーチリブ格点部のボックスの鋼種はSMA41Aであり、吊材(φ30mm)はSS41を用いている。このうち格点部ボックスと吊材は亜鉛メッキされているが、他の部材は裸使用されている。

床版は自重の軽減を計り、もってアーチリブなどの主構の経済的設計のために杉集成木材床版パネルを採用している。図-1に示したように幅員の両端部のパネル幅は121.5cm、その中間部は100cmで、いずれも床版厚は15cmとなっている。橋軸方向への床版パネル長さは橋長の1/2、つまり13.5m/2=6.75mである。林道橋の場合は、床版パネルの繊維方向、つまりパネルの長さ方向は橋軸直角方向であったが¹⁰⁾、本橋はそれが橋軸方向となっている点が異なっている。これは床げたが橋軸に直角に配置されているためである。

図-4に床版パネルと床げたを連結するボルトの配置と連結部の構造を示す。図-4(a)に示すように床げたと床版は、チャンネル形鋼を加工して製作した一種の弾性ワッシャーを介してボルトで連結されている。ナットはワッシャーが床版に食い込む程度にレンチで締めした後、1カ月以内にさらに2度締め直することが要求される¹¹⁾。なお、床版パネルはクレオソートが加圧注入され、アスファルト舗装は、パネル接合線上のひび割れを防ぐため、ゴムを混合した弾性舗装としている。

2. 3 設計手順

道路橋示方書・同解説に従い、1車線2等橋に対するTL-14を活荷重として採用した。群集荷重など通例の荷重のほか、地域性から雪荷重も考慮された。片側主構を設計するための荷重強度を図-5に示す。床版パネルは床げたを支点とする橋軸方向への連続げたとして設計された。すなわち最大床げた間隔(図-1参照)1.65mを単純げたと考えて求められる、TL-14による最大曲げモーメントの80%を設計曲げモーメントとして床版厚が決められた。この時けたの幅の取り方は文献10)に準じ、(車輪接地幅+2×舗装厚+床版厚)とした。

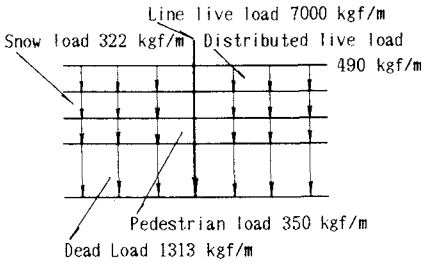


図-5 荷重強度

圧縮力と曲げを受ける部材としてのアーチリブの応力照査は

$$\frac{\sigma_o}{f_o'} + \frac{\sigma_{bx}}{f_{bx}'} \leq 1 \quad \text{----- (1)}$$

ここに

$$f_o' = \mu f_o, \quad f_{bx}' = C_b \cdot f_{bx} \quad \text{----- (2)}$$

表-2 許容応力度と弾性定数(kgf/cm²)

	f _o	f _t	f _{bx}	f _{by}	f _{sx}	f _{sy}	E _x	E _y	G _y	
すぎ	80	75	115	95	9	8.0	80,000	75,000	5,000	
米松	105	95	145	130	12	10.5	110,000	105,000	7,000	

式（１）の左辺の分子 σ_o 、 σ_{bx} はそれぞれ軸力、および x 軸まわりの曲げによる実応力度である。分母の f_o' 、 f_{bx}' はそれぞれ修正許容圧縮応力度、同許容曲げ応力度であり、式（２）のように、これらの基本許容応力度 f_o 、 f_{bx} に係数 μ および C_b を乗じたものである。表－２に秋田杉および比較のために米松の１級集成木材に対する基本許容応力度と部材断面の座標軸を示す。式（２）の μ 、および C_b はそれぞれ圧縮部材と曲げ部材に対する座屈係数であり、部材の細長比などの関数である。これらについては文献（７）と（１２）を参照されたい。アーチ曲率面内座屈に対しては、（死荷重＋半載活荷重）の場合の式（１）の検討を行なう。この時有効座屈長は、アーチ支点と頂点を結ぶ弦長となる^{（１３）}。（死荷重＋満載活荷重）の場合は、リブ全体の軸力による横座屈の照査を道路橋示方書に準じて行なっている。

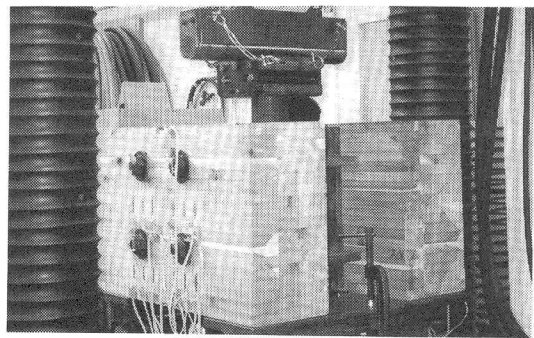
この他リブの半径方向引張応力と支点のせん断応力の照査^{（１２）（１３）}が行なわれる点が鋼橋などと異なっている。

3. アーチリブ格点部の局所変形

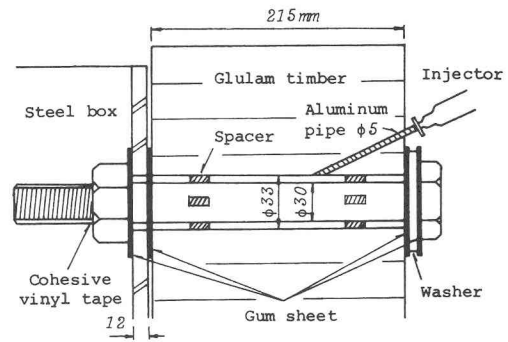
本橋の１／２の縮尺模型実験^{（９）}によるとアーチリブ格点部の局所変形が、主構のたわみに及ぼす影響が無視できないことが分かっている。この模型の格点部の構造は、図－２および写真－１に示した実橋の構造の忠実な縮尺模型でなかったことが、局所変形が大きくなった１つの理由であったが、実橋の格点部局所変形をあらかじめ把握しておくことはこの種のアーチ橋の静力学的挙動を理解する上で必要である。以下に格点部の実大部分模型実験と力学モデルへの置き換えについて述べる。

3. 1 部分模型実験

写真－２にアーチリブの頂点での格点部の垂直載荷実験の様子を示す。リブ頂点では、図－２に関連して２．１で述べたように格点での鋼ボックスの垂直な対称軸はアーチリブ軸に直角となる。したがって吊材に生ずる引張力は鋼ボックスの台座を経由してボルトを木材の繊維直角下向きに押しつける方向に作用する。木材は繊維直角方向の支圧強度が最小で（杉１級集成木材で許容応力度 $f_{\perp} = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ ）あるので、リブ頂点を実験対象に選んだものである。なお本実験では吊材による引張力の代わりに、ボックス台座に垂直方向に油圧ジャッキを作用させている。



写真－２ リブ格点の載荷実験



図－６ ボルト孔への樹脂注入

図－６にボルトを含む位置での部分模型断面を示す。リブを構成する鋼ボックス及びアーチ材の断面寸法は実物と同じである。リブ長さは76cmで、両端単純支持としている。図に示すように、ボルト径φ30mmに対し、ボルト孔径はφ33mmあり、ボルト胴部表面に中心位置を確保するためプラスチック片のスペーサーを接着剤で取り付けている。スペーサーの数はボルト1断面当り3枚で計6枚である。

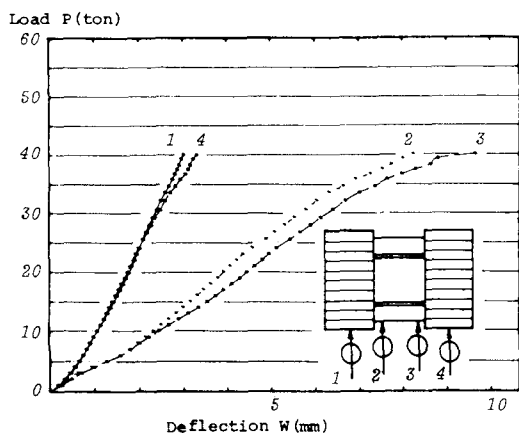


図-7 荷重-変位曲線

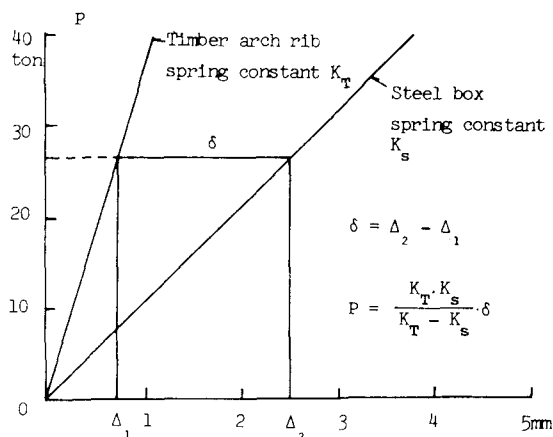


図-8 相対変位 δ と荷重 P の関係

表-3 相対バネ定数と平均値 K

Model	K_S	K_T	$\frac{K_T \cdot K_S}{K_T - K_S}$	mean K (Eq.(3))
1	5.38	14.46	8.57	14.21
2	9.82	18.67	20.72	
3	7.39	27.25	10.14	

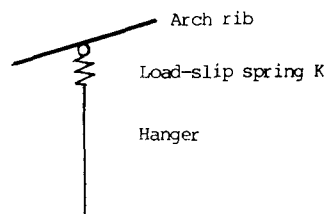


図-9 バネートラスモデル

ボルトとボルト孔の隙間は、いわゆるガタの原因となるものである。これを防ぐため、図のように $\phi 5 \text{ mm}$ の別の孔をドリルで穿ち、アルミ管を挿入し、インジェクターによってエポキシ樹脂を加圧注入した。この時、樹脂のもれを防止するため、図のようにボルト頭のワッシャーと鋼ボックス壁側のナット部には粘着テープ（ブチルゴム）を挟んでいる。さらにボルトのネジ部には水もれ防止用ビニールテープを巻いてある。ナットを手で一杯に締めた後、以上の樹脂注入を行ない、7日後に載荷実験を行なった。

3. 2 実験結果

部分模型は同一寸法、同一材料でモデル1から3まで3体作成した。図-7に一例としてモデル1の荷重-垂直変位曲線を示す。図中に示すように、ダイヤルゲージによる変位測定点は4ヶ所であり番号1と4は両側アーチ材の、番号2、3は鋼ボックス底面の左右の測定点でいずれもスパン中央（スパン長66cm）で測定した。

図から鋼ボックスの変位（番号2、3）は集成木材アーチの変位の2～2.5倍大きいことが分かる。すなわち鋼ボックスとアーチ材は一体となって荷重に抵抗するのではなく、両者は相対変位を生じている。これはボックスとアーチ材を連結している $\phi 30 \text{ mm}$ のボルトにより伝達される木材繊維直角下向きの力によって、ボルト周辺が局部的に変形するためおよびボルト自身の曲げ変形によるものと思われる。図-7の場合荷重が $P \approx 20 \text{ t}$ までは荷重-変位曲線（ $P-W$ 曲線）はゆるやかな非線形性を呈している。そして $20 \text{ t} < P < 30 \text{ t}$ ではほぼ直線となっていることが分かる。 $P < 20 \text{ t}$ でのこの非線形性は、材料学的非線形に由来する面も考えられるが、それよりも実験装置に依存していると思われる。すなわち写真-2及び図-7に示した両側アーチ材の下表面は両者が完全な一平面上にあるように製作するのは困難で、支承面（幅10

cm、長さ65cm、厚さ12mmの鋼板)とアーチ材下面には隙間が視認された。そして荷重Pの増加と共にこの隙間は消滅しアーチ材下面は支承面に密着してゆくことが観察された。すなわちアーチ材下面の支承による支圧面積が荷重と共に変化(増加)してゆくこと、言い換えれば反力の増加とともにバネ定数が増加する一種の硬化型弾性支承となっていることが荷重の初期段階におけるP-W曲線の非線形性の主因と判断された。

以上より線形性を示す $20\text{ t} < P < 30\text{ t}$ におけるP-W曲線の勾配をバネ定数と考え、図-8のようにモデル化する。すなわち図中でバネ定数 K_T とあるのは図-7の番号1と4の $20\text{ t} < P < 30\text{ t}$ での勾配の平均値であり、バネ定数 K_S は図-7の番号2、3の同じ荷重域における勾配の平均値である。任意荷重Pでの両直線の相対変位 δ との間には図中に示す関係がある。すなわちモデルiの相対バネ定数は $K_i = K_T \cdot K_S / (K_T - K_S)$ で与えられる。表-3にその結果を示す。これらの値にはバラツキが見られるが、これはボルト近傍の節(フシ)の有無に起因するものである。

これら3個のそれぞれの相対バネが単位の伸縮を生じたときに貯えられるバネのひずみエネルギーの和の平均を、1個の相対バネの単位の伸縮に対するひずみエネルギーに等しい、つまり

$$K = \sqrt{\frac{1}{N} \sum K_i^2} \quad \text{-----} \quad (3)$$

と置くことにより平均のバネ定数Kを得る。ここで今の場合、 $N=3$ である。表-3の右欄にその値を示す剛性法による主構の構造解析においてこの相対バネは図-9に示すように、アーチリブ格点と吊材の間に挿入される。この手法は1/2縮尺模型実験を説明するためにバネートラスモデルとして、文献9)において既に与えられているものである。なお図-7では $P \approx 40\text{ t}$ で写真-2に示すアーチ材上部のボルト頭2個を結ぶ線に沿って、つまり木材の繊維方向に沿って割れが入り、荷重が低下し終局状態に達したものである。

死荷重+活荷重による吊材の最大軸力は8.4tであるが、この値に対する一面せん断を受けるボルトの設計については建築学会の基準、文献7)に準拠した。ボルトの設計は、木材がボルト胴部のめり込みにより降伏すると同時にボルトが曲げにより降伏にいたるせん断力を安全率3で除して許容せん断耐力とする考えに基づいている。

4. 試験トラックによる現場実験

4.1 実験方法および項目

ダイヤルゲージとストレインゲージを用いて、南(川下)に面する片側主構各点の変位とひずみが測定された。図-10において、記号 $D_1 \sim D_{10}$ は鉛直変位の測定点を示し、記号 $S_1 \sim S_{10}$ はひずみの測定点を表わしている。このうち $D_1 \sim D_3$ はアーチリブ格点におけるアーチ材下面の鉛直変位を測定し、 $D_5 \sim D_9$ は下弦材格点での、 D_4 と D_{10} は支点近傍での下弦材のたわみを測定している。アーチリブのひずみ測定点 $S_1 \sim S_7$ において、支点近傍の測点 S_1

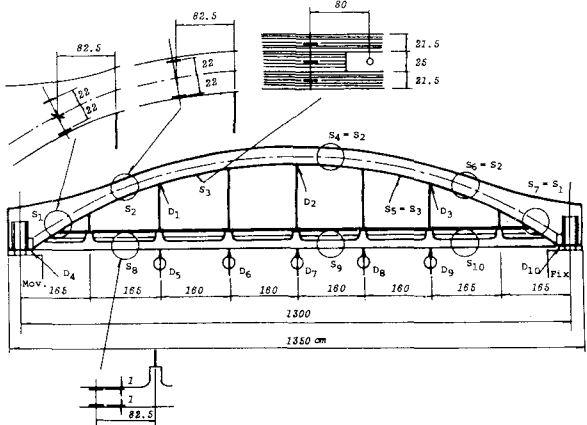


図-10 ひずみ(S_i)とたわみ(D_i)の測定位置

と S_7 は、図示のようにリブ軸線に沿って三軸ひずみゲージを貼付している。測点 S_2 と S_6 ではリブ上下縁の軸方向ひずみとリブ高さ中央点での放射方向直ひずみを測定している。

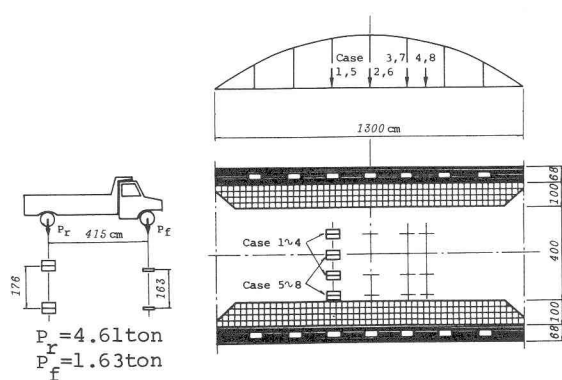


図-1 1 トラック位置

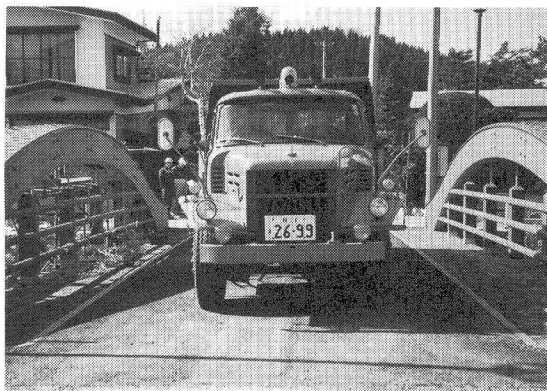


写真-3 Case 1 の荷荷状態

また測点 S_3 と S_5 においては、図示のようにリブ下面中心と木製ブロックの下面中心での軸ひずみを測定している。下弦材側面での測点 $S_8 \sim S_{10}$ では、下弦材上下縁での軸ひずみが測定された。

図-1 1 は橋面上におけるトラックの位置を示している。Case 1 ~ 4 は幅員中央載荷であり、Case 5 ~ 8 は幅員端に載荷した場合である。図中に各Caseにおけるトラック後輪の軸線位置を示す。写真-3 にCase 1 の荷荷状態を示す。トラックの重量は図中に示すように実測によって得られた。前後輪各々2輪の合計は $P = 2(P_r + P_f) = 12.5 \text{ t}$ (122.3 kN) である。

4. 2 実験結果

(1) ひずみ分布

図-1 2 にCase 1 の、図-1 3 にCase 4 の荷荷状態における、測点 $S_1 \sim S_{10}$ の軸ひずみ分布を示す。図

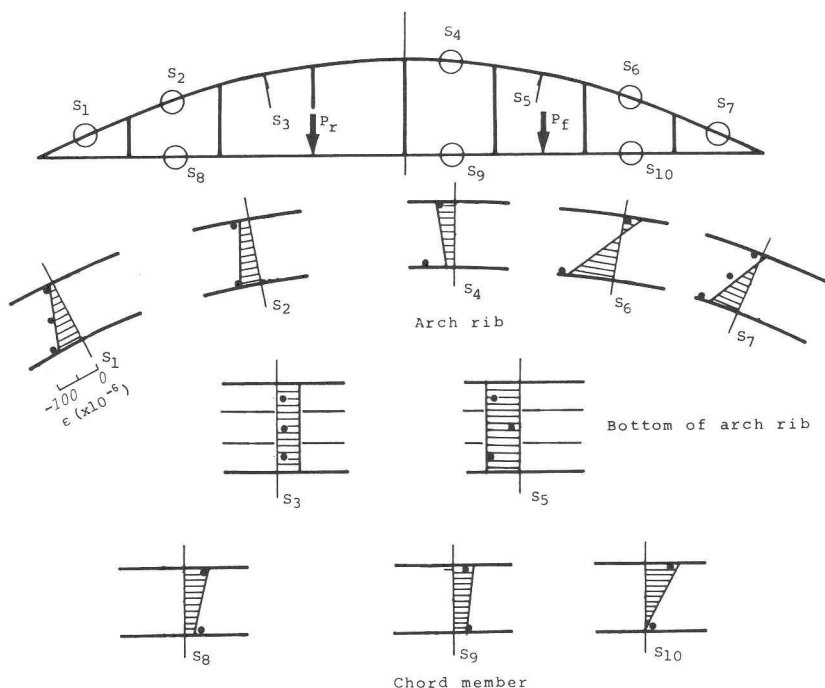


図-1 2 Case 1 におけるひずみ分布

中・印は実測値を、ハッチングした実線は計算値を表わす。計算値は剛性法の結果であり、アーチリブ及び下弦材の格点を節点としている。吊材の上下端はヒンジ、つまりトラス要素とし、吊材上端の節点には、図-9と式(3)で示した鋼ボックスとアーチ材の相対変位を表わすためのバネ要素を挿入している。アーチリブの繊維方向ヤング係数 E_{arc} は、本橋と同じ70年生の杉集成材に対する過去の実績⁴⁾⁵⁾を踏まえて表-2に示した $E_{\text{arc}} = 80000 \text{ kgf/cm}^2$ を採用した。

図-12の場合、アーチリブの軸ひずみ($S_1 \sim S_7$)は負の値が支配的であり、圧縮力が曲げモーメントより卓越していることを示している。アーチリブ下面(S_3, S_5)では、測点 S_3 は実測もほぼ一様なひずみ分布となっているが、測点 S_5 では、アーチ材に挟まれた木製ブロックのひずみは、両側アーチ材の値の

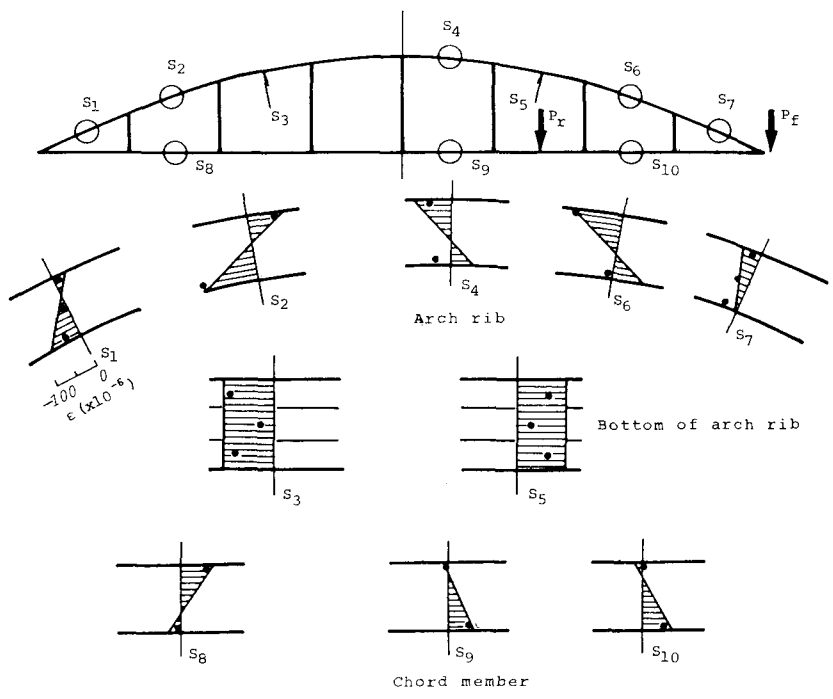


図-13 Case4におけるひずみ分布

表-4 支点部 (S_1 と S_7) セン断ひずみ

Load Condition	Gauge Position	Experimental Strain Value ($\times 10^{-6}$)			Mean γ_E	Theoretical Value		$\frac{\gamma_E - \gamma_T}{\gamma_T} \times 100$
		ϵ_{RADIUS}	ϵ_{45}	ϵ_{AXIAL}		Shearing force	$\gamma_T (\times 10^{-6})$	
Case 1	South	12	-41	-37	-59.5	-769	-59.0	0.9 %
	North	-31	-64	-35				
Case 2	South	-49	-87	-65	-77.0	-880	-67.5	14.0 %
	North	-19	-69	-25				
Case 3	South	-55	-89	-73	-74.0	-948	-72.7	1.7 %
	North	-16	-64	-14				
Case 4	South	-54	-86	-75	-68.0	-823	-63.1	7.7 %
	North	-16	-59	-9				
Case 5	South	6	-60	-47	-73.5	-964	-73.9	-0.6 %
	North	-42	-84	-58				
Case 6	South	-31	-82	-45	-95.0	-1103	-84.6	12.3 %
	North	-28	-86	-42				
Case 7	South	-45	-77	-23	-96.5	-1189	-91.2	5.8 %
	North	-30	-83	-29				
Case 8	South	-54	-72	-15	-89.0	-1032	-79.2	12.4 %
	North	-29	-77	-22				

1/3 程度となっている。この現象は図-13の測点 S_3 、 S_5 にも現われており、アーチリブ曲率面内の変形に対して、木製ブロックは、両側アーチ材と完全には合成していないことを示唆している。

図-13のCase4では、アーチリブには曲げモーメントが卓越している。また図-12、13ともに下弦材(タイ)は引張力が卓越しているのは当然としても、ひずみ分布の材高さ方向への変化、つまり勾配は無視し得なく、材の曲げ剛性をも考慮することが妥当であると思われる。なおCase1ではアーチリブの最大応力値は $E_{\text{arc}} \times \epsilon = 8 \text{ kgf/cm}^2$ 程度、下弦材は 210 kgf/cm^2 程度である。

表-4に荷重ケース、Case1から8までの両支点近傍の測定点 S_1 と S_7 (図-10参照)における三軸ゲージを用いて測定したせん断ひずみの実測値 γ_E と計算値 γ_T の比較を示す。表の左から2列目のゲージ位置にSouth(南)、North(北)とあるのは、アーチ材の表(South)と裏(North)の両面にゲージを貼付したことを意味している。そして表中のMean γ_E が三軸方向のひずみから得られた表裏両面のせん断ひずみの平均値である。これは図-10に示した測点 S_1 と S_7 のうち、Case1~8の荷重状態に対してせん断力の大きい方の測点の値を採用している。矩形断面では断面内のせん断応力の最大値は $\tau = 3V/2A$ である。ここで V はせん断力、 A はリブ断面積である。表中の γ_T は、 $\gamma_T = \tau/G$ として近似値的に求めたものであり、せん断弾性係数は $G_x = 5000 \text{ kgf/cm}^2$ を用いている。表の右端列から分かるように計算値と実測値の差は-0.6%~14.0%であり、実測値がやや大き目の値を示しているが、ほぼ良い一致と言えよう。

(2) たわみ

Case1と4の場合、すなわちひずみ分布測定と同時に測定したたわみ図を図-14と15に示す。図-14に示すようにCase1ではトラック後輪は下弦材の測点 D_6 上に位置する。○印は測定値であり、(a)図はアーチリブの、(b)図は下弦材の格点での鉛直変位である。図-9に関連して述べたようにリブ格点にはリブと鋼ボックスの相対変位を説明するためにバネを挿入した力学モデルで解析している。それ故リブ格点のたわみとその直下の下弦材格点のたわみは等しくなく、後者のたわみは前者より大きくなる。測定値に

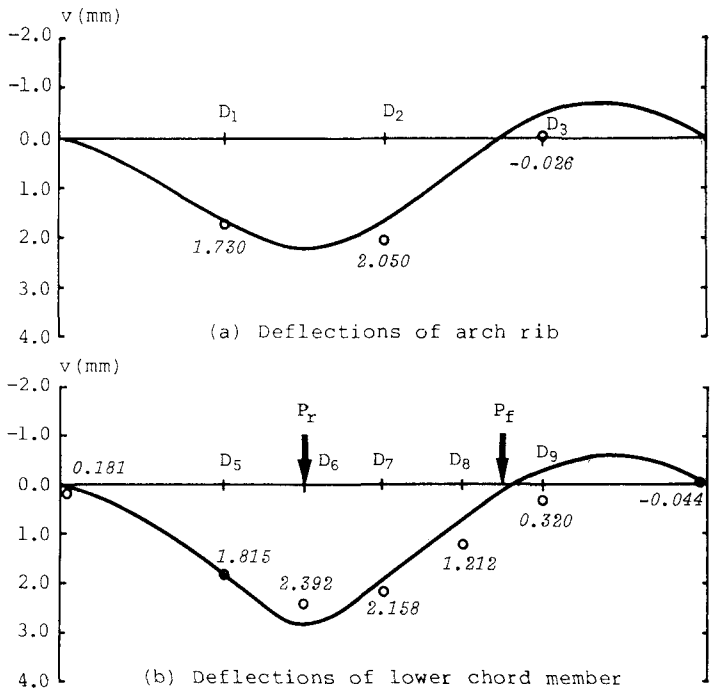


図-14 Case1における(a)リブと(b)下弦材のたわみ

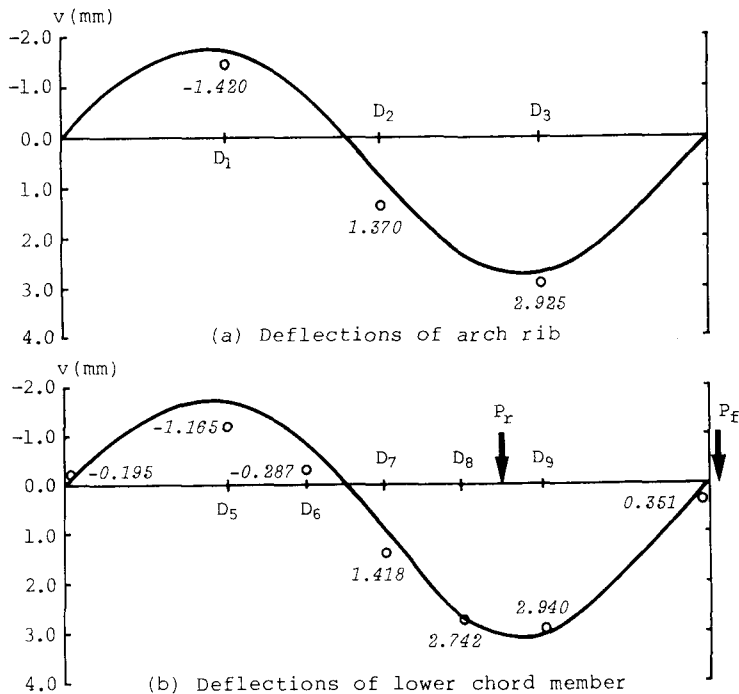


図-15 Case4における (a) リブと (b) 下弦材のたわみ

もこの傾向が良く現われているのが分かる。例えばリブの測点 D_2 のたわみは 2.050mm であり、その直下の測点 D_7 のそれは 2.158mm である。すなわち測点 D_7 の値は 5.3% だけ測点 D_2 の値より大きい。一方計算値は、測点 D_2 のたわみは 1.664mm 、 D_7 のそれは 1.877mm で、 D_7 のたわみは D_2 のたわみより 12.8% 大きい。Case4の図-15にも同様の傾向が観察される。

図-15は、いわば半載荷重に相当する載荷状態であり、たわみの値も図-14に比べて大きい。下弦材の測点 D_9 のたわみとスパンとの比は $2.940/13000 = 1/4422$ となっている。死荷重と活荷重のように常時作用する荷重に対してはクリープを考えなければならない。この時の木材のヤング係数は、 E_{arc} を $1/2$ とすることが勧められている⁷⁾。したがって図-15の半載荷重に対するクリープを考慮したたわみはおおむね $2.940 \times 2 \approx 5.9\text{mm}$ となるが、たわみ制限はアーチ構造には特に規定はないが、はり部材に対しては $l/300$ (l はスパン)であるから十分余裕がある。

5. あとがき

アーチリブと床版には杉集成材を用い、吊材と下弦材及び床組は鋼とした複合タイドアーチ橋を対象に設計手順の概要と試験トラックによるたわみとひずみの実測値及び解析値を提示し、種々考察を行なった。スパンは 13m と極めて小規模な橋梁であるが使用を開始してから6ヶ月を経過した。結果をまとめると以下になる。

- (1) 今回は主構の設計にL-14荷重を採用したが、本橋のように交通量が少ない場合は、さらに橋長が長いとしても、T-14を主構の設計荷重とするのが現実的と思われる。
- (2) アーチリブ格点構造として、横座屈抵抗を増すため左右のアーチをボルトを介して連結する鋼製ボックス構造を採用した。ボルト孔とボルト胴部の隙間にはエポキシ樹脂を加圧注入することによりボルト

部のガタを防止することを試みた。

- (3) リブ格点部の実物大部分模型実験の結果、アーチ材と鋼ボックスにはボルト周辺木部の局所的弾性変形及びボルト自身の曲げ変形に起因すると思われる、相対変位が生じることが明らかになった。いわばアーチリブ格点では吊材は単なるヒンジ結合ではなく、一種のパネを介して結合していると思われ、荷重-相対変位関係を表わし得るこのパネ定数を実験から求めた。
- (4) 実橋を対象に総重量12.5tの試験トラックを載荷し、片側主構各点のひずみと変位を測定した。アーチリブ軸方向直ひずみ及び支点近傍の三軸ゲージから得られたせん断ひずみとともに理論計算値とほぼ良い一致を見た。しかしリブを構成する左右アーチ材と接着剤及びシアコネクターで接合された格点間集成木材ブロックの軸ひずみはアーチ材の軸ひずみの1/3程度であり、少なくともアーチ曲面内挙動に対しては、完全に合成しているとは言えず、設計上は木材ブロックの効果は無視しているといえども、構造解析上今後の課題となった。
- (5) リブ格点の鉛直変位とその直下の下弦材格点の鉛直変位は、後者の値が前者を最大5%程上回っており、リブ格点での鋼ボックスとアーチ材の相対変位が実橋においても観測され、計算値もパネートラスモデルにより定性的にはこの現象を説明し得る。

参考文献

- 1) 福田武雄：木構造学，土木学会監修，1949.
- 2) 特集土木，木構造物の美，土木学会誌，Vol.74，pp.43,1989-8.
- 3) 福田豊：また一つ誕生した木造の橋，継手のじん性確保に一工夫，NIKKEI CONSTRUCTION，pp.92～96，1990.6,8号
- 4) 薄木征三，長谷部薫：集成材を主構造とした坊川林道橋の防腐処理と架設，土木学会論文集，第403号／VI-10（報告），pp.249-255,1989.3.
- 5) S.Usuki and R.M.Gutkowski：Field Tests and Analysis of a Glued-Laminated Timber Beam Bridge，Proc. of JSCE，No.422/I-14，1990(to be appeared).
- 6) 日本建築学会：木構造設計基準・同解説，pp.405-409，1973.
- 7) 日本建築学会：木構造計算基準・同解説，1988.
- 8) Pressure-Treated Wood Bridges Win Civil Engineering Achievement Award，Wood Preserving，pp.12-22，April，1969.
- 9) 薄木征三，長谷部薫，堀江保，亀井義典：集成木材タイドアーチ橋の弾性挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.36A，pp.923-932，1990.3.
- 10) 薄木征三：集成材を利用した橋梁の設計と施行，4製作と架設，土木施工，30巻11号，pp.83-90，1989.11.
- 11) Ontario Highway Bridge Design Code-Commentary，Highway Eng'g Division，Ministry of Transportation and Communications，Ontario，Canada，1983.
- 12) Specifications for Highway Bridge，AASHTO，13th edition，1983.
- 13) Timber Construction Manual，3rd edition，pp.293-314，American Institute of Timber Construction，1985.

(1990年10月12日受付)