

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

EXPERIMENTAL STUDY ON GLUE-LAMINATED TIMBER TIED ARCH BRIDGE

薄木征三* , 長谷部薫** , 堀江 保*** , 亀井義典****

By Seizo Usuki, Kaoru Hasebe, Yasushi Horie and Yosinori Kamei

The present paper is concerned with experimental study on 1/2 scale model of tied arch bridge. The arch ribs consist of glue-laminated timber and the hangers and ties consist of normal steel. The six non-dimensional parameters of proto-type and of reduced model for experiments are needed to coincide with each other. The strains and deflections of model due to loading are measured and compared with calculated ones. The deflections of steel tie are twice larger than predicted ones. This is considered due to elastic local deformations of nodal points of skeleton. For the steel hangers, a spring-truss model can conveniently explain large deflections of ties.

1. まえがき

今日、橋梁を構成する主要構造材料としては鋼とコンクリートが代表的なものであろう。古くは木材や石などが材料として用いられていたが、文化財的な橋梁を除くとこれらが橋梁の材料として用いられることが無くなった事は知られるところである。橋梁材料としては言うまでもなく、機能性、耐久性、経済性が重視されるのではあるが、構造形式としては美観性が問題となる。これら条件の幾つかの点で優れた材料であれば、橋梁材料として検討する余地があると思われる。カナダ、アメリカ等で木材が道路橋示方書に組入れられているのは、以上のような観点から見ると注目すべき事のように思われる。

集成木材 (Glue-laminated timber) は任意の断面形の湾曲材あるいはパネル化した床版も比較的容易に製作でき、圧力注入による防腐処理も可能である。そして軽量ゆえ施工性が良いことなどから我国では林道橋や歩道橋に試験的に採用されつつある¹⁾⁻³⁾。これらの多くは桁橋であり、従って曲げ応力とせん断応力が断面決定を支配する。梁の曲げによる破壊は、一般に圧縮縁が圧縮強度に達してひずみ軟化を起こした後、

*	工博	秋田大学教授	鉾山学部土木工学科	(〒010 秋田市手形学園町1-1)
**	工修	秋田大学助手	鉾山学部土木工学科	(〒010 秋田市手形学園町1-1)
***	工修	秋田高専講師	土木工学科	(〒011 秋田市飯島文京町1-1)
****	工修	秋田大学研究生	鉾山学部土木工学科	(〒010 秋田市手形学園町1-1)

引張り縁の脆性破壊 (brittle fracture) によるもので劇的な破壊の様相を呈する。

橋梁部材としては、展延性 (ductility) のある材料が望ましいと考えられる。木材の応力-ひずみ関係は、上述のように引張に対しては引張強度に到るまで線形弾性的であるが、圧縮に対しては圧縮強度を越えろとひずみ軟化を起こす。すなわち、圧縮に対して展延性をもつ材料と言える^{2) 4)}。従ってアーチ材のように軸力が支配的となる構造部材として用いれば、座屈などの問題はあるとしても材料の展延性を期待できよう。

本研究は以上の観点より、集成木材アーチ、鋼製の吊材と下弦材を有するタイドアーチ橋を想定し、1/2 模型実験を行った結果を報告するものである。弾性範囲内の実験であるが、実験にあたっての無次元パラメーターを整理し、実験値を説明し得る力学モデルを提案し、鋼橋とは異なった考え方が必要であることについて述べる。

2. 模型と無次元パラメーター

図-1 に想定するボニー形式タイドアーチ橋の一般図を示す。支間 1=13m、橋長 13.5m、幅員 6m である。幅員のうち中央 4m は車道、両側各々 1m は歩道となっている。当該河川の計画高水位と取り付け道路面との関係から、床版厚を含む桁高は 45cm 以内におさえられている。この桁高の要求を満たす橋梁形式としては、PC 桁橋、鋼床版橋、合成床版橋などが考えられる。しかし山間部に位置する町道であり、交通量が少ないこと、杉の美林の町としての伝統があることから周囲の景観との調和が優先され、アーチ部に図-1 に示すダブルの矩形断面杉集成木材を使用した下路形式のタイドアーチが適していると想定したものである。

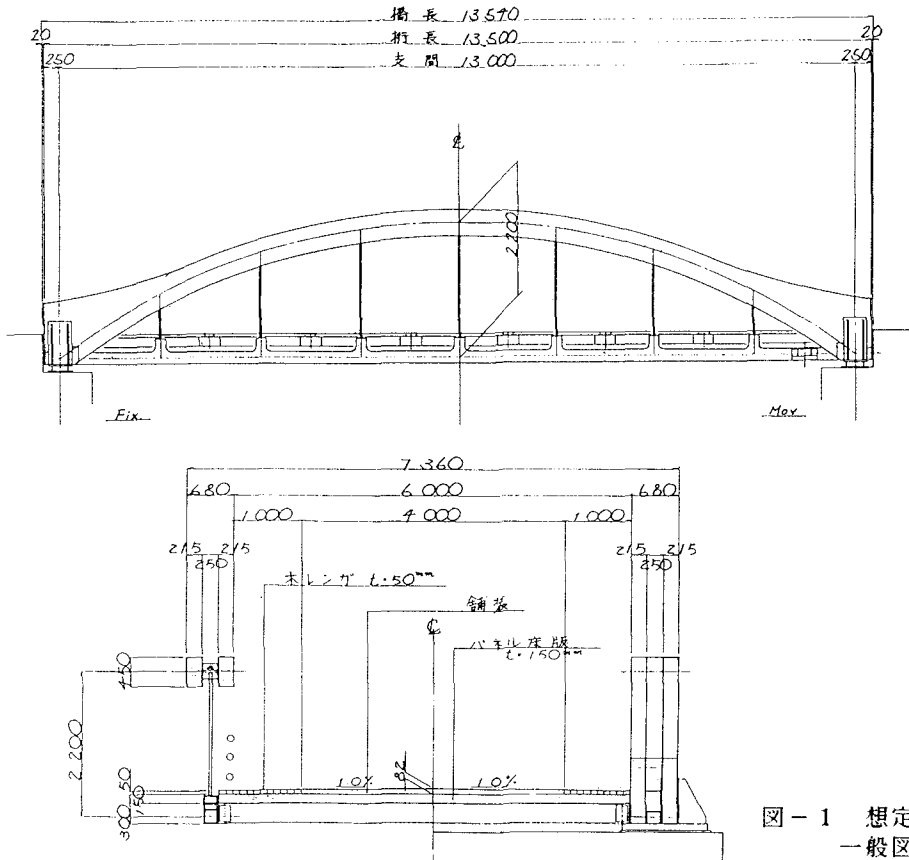


図-1 想定タイドアーチ一般図 (単位 mm)

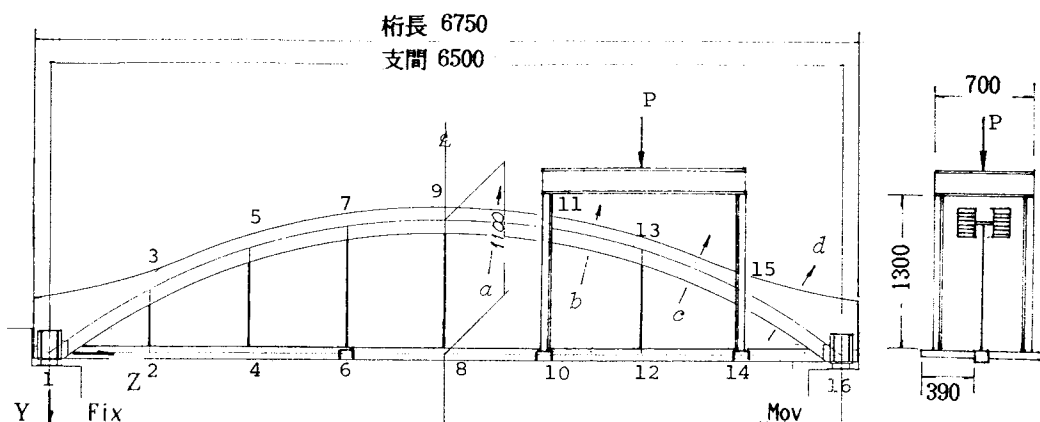


図-2 1/2 模型及び载荷フレーム

2. 1 アーチ面内変形に関するパラメーター

剛性マトリックスによる変位法においてアーチ要素の剛性方程式は、

$$\{f_a\} = [K_a (E \times A, E \times I_x, f, l)] \cdot \{d_a\} \quad (1)$$

ここに、 $\{f_a\}$ = 等価節点力ベクトル、 $[K_a]$ = 剛性マトリックス、 $\{d_a\}$ = 節点変位ベクトルであり、 $E \times A$ 、 $E \times I_x$ はそれぞれアーチ部材の伸び及び曲げ剛性、 f = ライズ、 l = 支間である。 f 、 l は要素節点の座標を決定するために必要である。同様に、下弦材（タイ）は鋼とした場合、剛性方程式は、

$$\{f_t\} = [K_t (E_s A_t, E_t I_t, f, l)] \cdot \{d_t\} \quad (2)$$

ここに、添字 t はタイを表し、 $E_s A_t$ 、 $E_t I_t$ はそれぞれタイの伸び及び曲げ剛性である。吊材も鋼とし、両端ヒンジを仮定すればトラス部材となり、伸び剛性 $E_s A_v$ と部材長が剛性方程式を支配するパラメーターとなる。これは、式(2)の特別の場合として扱える。式(1)、(2)ともマトリックス $[K_a]$ 、 $[K_t]$ の寸法は 6×6 の通常のラーメン部材に対する剛性マトリックスである。図-2に 1/2 縮尺模型を示すが、全体座標系 Y 、 Z を図のように選ぶ。式(1)、(2)において任意な節点 i の Y 、 Z 軸方向の等価節点力を Y_i 、 Z_i 、等価節点モーメントを M_i とすると、 Y_i 、 Z_i に対応する行の両辺に $l^2/E \times I_x$ を、 M_i に対応する行に $l/E \times I_x$ を乗じる。これより無次元パラメーターは、

$$\left. \begin{aligned} \alpha^2 &= \frac{E \times A l^2}{E \times I_x} & \beta^2 &= \frac{E_s A_v l^2}{E \times I_x} \\ \delta &= \frac{E_s I_t}{E \times I_x} & \gamma^2 &= \frac{E_s A_t l^2}{E \times I_x} \\ \phi &= \frac{f}{l} & \psi &= \frac{Y_i l^2}{E \times I_x} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

となる。ここで節点力 Z_i 、 M_i は零ではないが、要素方程式(1)、(2)を全体座標系に組み立てたとき、節点には Y 軸方向の力のみが作用するものとして、 Z_i 、 M_i に関するパラメーターは省略した。式(3)と同様に節点 i の Y 、 Z 方向変位も各々 v_i/l 、 w_i/l と無次元化される。

2. 2 アーチ面外変形に関するパラメーター

本実験はアーチ曲率面内の変形挙動の解明に重点を置いているが、アーチ曲率面外への変形、すなわち横座屈が生じない断面形状を持っていることが要求される。軸力と曲げを受けるアーチの横座屈を支配するパラメーターは、図-3(a)における部材座標系Y軸まわりの断面二次モーメントである。

図-3(b)のように、垂直材取り付け部、つまりアーチ格点部は鋼箱、格点と格点の間は集成木材ブロックを挿入し前者はボルト8本で、後者はジベルと接着剤で両側アーチに剛結させるとする。

アーチ曲率面外の変位、つまり図-3(b)のX-Z軸面内におけるはりとしてアーチのたわみを求める。図-3(c)のように、アーチ部材は曲げと軸力、鋼箱はせん断力Tによる曲げ、中間ブロックもせん断による曲げを受けるものとする。いわば、組合せ圧縮柱の座屈と同様の考えである。

図-3(c)の各部材の曲げモーメント図を参照し、せん断によるひずみエネルギーを無視すると、組合せはりとしてのアーチ

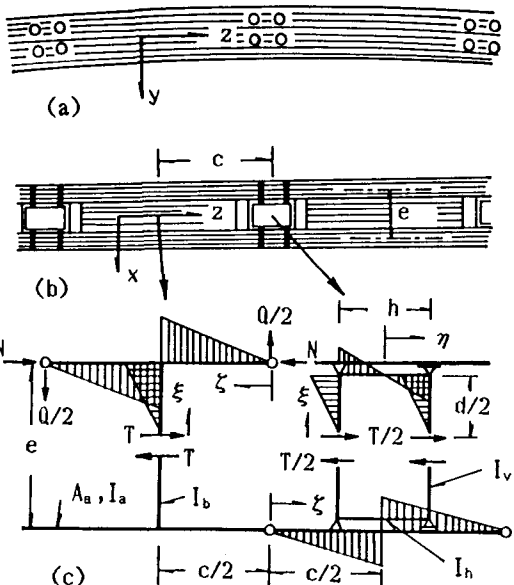


図-3 組合せはりとしてのアーチ

$$-U_i = \frac{1}{2} \left(2 \times 2 \int_0^{L/2} \frac{N^2}{E_y A_a} dz + 2 \sum_2 \int_0^{c/2} \frac{M^2}{E_y I_a} d\xi + \sum_2 \int_0^{e/2} \frac{M^2}{E_y I_b} d\xi + 2 \sum_2 \int_0^{d/2} \frac{M^2}{E_s I_v} d\xi + 2 \sum_2 \int_0^{h/2} \frac{M^2}{E_s I_h} d\eta \right) \quad (4)$$

ここで、 E_y = 集成木材の接着面に平行な面内のヤング係数、 I_a 、 I_b = 片側アーチ及び中間ブロックの断面二次モーメント（いずれもY軸またはY軸に平行な軸回り）、 I_v 、 I_h = 鋼箱のアーチ軸に垂直な板及び平行な板の断面二次モーメントである。長さc、d、e、hは図-3(c)に示すとおりである。また $n = L/c$ であって、Lはアーチ軸線(z軸)の弧長である。

図-3(c)に示すように、式(4)の積分内の軸力Nと曲げモーメントMは、各々の部材ごとに異なった値である。組合せはりの両端を単純支持とし、スパン中央に集中荷重Pが作用した場合を考える。はり端にZ座標の原点を置き、 $0 \leq z \leq L/2$ の区間で、せん断力は $Q = P/2$ 、したがって図-3(c)で $T = cQ/e = cP/2e$ となる。軸力Nは、 $N = M/e = (Pz/2)/e$ となり、結局すべての部材の曲げモーメントは外力Pに比例する形で表される。これを式(4)へ代入し、 $-U_i$ を、外力のなす仕事 $U_a = Pu/2$ に等しいと置く。ここでuはスパン中央点のたわみである。得られるたわみuを単純支持はりの公式 $u = PL^3/48E_y I_y$ に等しいとおくことにより、集成木材に換算したY軸まわりの断面二次モーメントを得る。

$$I_y = \frac{L^3}{48} \left/ \left(\frac{L^3}{24A_a e^2} + \frac{c^3 n}{96 I_a} + \frac{\lambda^2 e^3 n}{96 I_b} + \frac{\lambda^2 d^3 n}{192 I_v} \cdot \frac{E_y}{E_s} + \frac{\lambda^2 d^2 h n}{192 I_h} \cdot \frac{E_y}{E_s} \right) \right. \quad (5)$$

ここで $\lambda = c/e$ である。実型の格点部の構造を図-4に示す。道路橋示方書のポニートラスの上弦材の規定では、断面二次半径について $r_y > 1.5 r_x$ であることが要求されている。これをポニーアーチに適用する場合、断面のX、Y軸まわりのヤング率がそれぞれ E_x 、 E_y と異なることから、 $r_x = \sqrt{I_x/A}$ であるが $r_y = \sqrt{E_y I_y / E_x A}$ と修正せねばならない。式(3)の無次元パラメーターに準じると比、 $E_y I_y / E_x I_x$ が原型と模型で一致しなければならないのであるが、 $E_y I_y / E_x I_x = (r_y / r_x)^2$ であるから、比 r_y

r_x を無次元パラメーターとして採用する。表-1に原型と模型の寸法と無次元パラメーターを示す。なお原型のパラメーター $\phi = f/l = 2.2/13.0 = 1/5.9$ は模型においても $1.1/6.5 = 1/5.9$ で同じ値である。

図-5に1/2模型の吊材の上下格点部を示す。格点部は製作上の制約から、例えばアーチ格点の実型は図-4のようであるが、これに対応する図-5(a)は、単純な構造となっている。図-3(c)の鋼ボックスの側板の断面二次モーメント I_v に相当するものは、図-5(a)の $D = \phi 35$ のボルト1本の断面二次モーメント、つまり $I_v = \pi D^4/4$ となり、側板の I_h に相当する部材は無い。表-1の値は以上のようにして計算されたものであり、パラメーター r_y/r_x は模型で1.34、実型で1.50と差はあるものの、他のパラメーターは模型と実型でほぼ一致していると見なせよう。

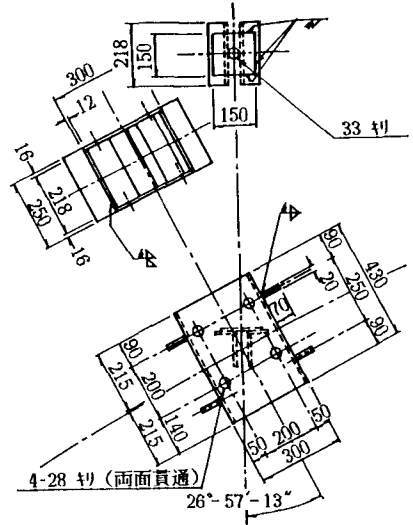
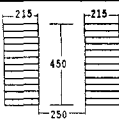
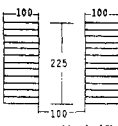
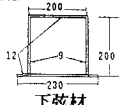


図-4 実型のアーチ格点部

表-1 実型と1/2模型の無次元パラメーター

実型断面	断面定数	無次元パラメーター	1/2模型断面	断面定数	無次元パラメーター
 アーチ格点部	$2 \times Aa = 1935\text{cm}^2$ $I_x = 326531\text{cm}^4$ $I_y = 839402\text{cm}^4$ $r_x = 13.0\text{cm}$ $r_y = 19.5\text{cm}$	$\alpha = 100$ $\frac{r_y}{r_x} = 1.50$	 アーチ格点部	$2 \times Aa = 450\text{cm}^2$ $I_x = 18984\text{cm}^4$ $I_y = 38808\text{cm}^4$ $r_x = 6.5\text{cm}$ $r_y = 8.7\text{cm}$	$\alpha = 100$ $\frac{r_y}{r_x} = 1.34$
 吊材	$A_v = 9.62\text{cm}^2$	$\beta = 36.2$	 吊材	$A_v = 2.01\text{cm}^2$	$\beta = 34.3$
 下弦材	$A_t = 84.3\text{cm}^2$ $I_t = 5425\text{cm}^4$	$\gamma = 107$ $\delta = 0.436$	 下弦材	$A_t = 21.6\text{cm}^2$ $I_t = 311\text{cm}^4$	$\gamma = 112$ $\delta = 0.430$

3. 実験結果

図-2、及び図-5(b)に示す様に、下弦材格点部の両側にチャンネルを溶接し、載荷フレームを通じて2つの格点に対し油圧式パワーシリンダーで同時に等しい荷重を作用させた。荷重の大きさは20t 用検力計で検出し、集成木材アーチ、吊材及び下弦材のひずみ、アーチ及び下弦材のたわみなどを測定した。この本実験の前に、集成木材アーチのみの載荷実験を行い、集成木材アーチのヤング係数をたわみの計算値に適合するよう、逆解法により決定した。

3. 1 集成木材アーチのヤング係数

図-2の完成模型を組み立てる前に、集成木材アーチの両端を単純支持とし、アーチクラウンすなわち図-2の節点番号9に集中荷重をパワーシリンダーを用いて作用せしめ、たわみとひずみを測定した。図-6にアーチ片側半分の鉛直たわみの実験値と計算値の比較を示す。計算値は集成木材アーチのヤング係数を $E_v = 81,300\text{kg/cm}^2$ と仮定して得られたものである。断面定数は表-1に示ものを用いた。

要素数はアーチ部材は格点と格点の中央にも節点を設け 16 要素とし、吊材と下弦材は格点間を 1 要素とし、合計 31 要素、24 節点である。

図-6 は荷重 $P=446\text{kg}$ 時のたわみ曲線である。なお、2 本のアーチの中間を埋めるブロック（図-3(b) 参照）は 1 つのブロックについて $\phi 30 \times 50\text{mm}$ のホゾ木 2 本とエポキシ樹脂によって接合されている。

図-7 は、図-6 の荷重状態におけるアーチの断面 a と断面 b（図-2 参照）に対する片側アーチ表面のアーチ部材軸方向のひずみ分布を示している。計算値は $E_x = 7 \times 10^4, 8 \times 10^4, 9 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ の三種類のヤング係数に対して示しているが、 $E_x = 8 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ 程度と見なせよう。

以上のアーチリブのみを対象とした実験から有効数字 2 ケタまで採用して、 $E_x = 8.1 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ を集成木材のヤング係数として採用した。なお、断面 a、b ともに、軸力は小さく、中立軸は桁高中央点よりわずかに下にある。

3.2 二点同時載荷実験

図-8、9 に下弦材の格点二点に同時に載荷したときの下弦材のたわみ曲線を示す。図-8 は図-2 の格点 10、14 へ同時載荷した場合であり、即ち非対称載荷時の実験値と計算値の比較である。この載荷状態は、アーチの 1/4 点、つまり図-2 の格点 13 に最大の正の曲げモーメントを発生せしめる状態である。図-8 に伺えるようにアーチ支間の右側 1/2 程度は下方へたわみ、左半分程度は浮き上がる傾向があり、実験値もこの傾向を反映している。しかし、載荷点近傍における正の、つまり下方へのたわみは計算値より 70~80% 大きい実験値となっている。

図-9 は、図-2 の格点 6、10 へ二点同時載荷した場合であり、即ち荷重が対称な載荷状態でのたわみ曲線である。計算では支点近傍では浮き上がる挙動を示すが、ダイヤルゲージをセットしていなかったため、この傾向は確認できなかった。実験によるたわみは、図示のように計算値を 90~100% 上まわっている。なお、アーチクラウンの鉛直変位は、荷重 $3,531\text{kg}$ 時において 3.34mm となっており、これは計算値を 50% 上まわった値である。図-10 に吊材、2-3 と 14-15（図-2 参照）の荷重と軸ひずみの関係を実験値と計算値について示す。荷重は図-8 と同じ非対称載荷の場合であるが、いずれの吊材とも引張力を受けて正のひずみとなっている。実験値に直線性からのずれが見られるのは、図-2 の右にあるように、載荷フレームの足 4 本が、同時に $P/4$ の荷重を分担していなかったことによるとと思われる。また両吊材とも図-8、9 のたわみ曲線とは逆に、実験値のひずみは計算値よりやや小さく出ている。

式(3)の荷重に関する無次元パラメータ ψ は、材質 (E_x) が同じで、断面寸法が 1/2 に縮小された場合、模型の荷重は実型に換算すると 4 倍になる。図-8、10 の非対称載荷での最大荷重 $P=3,446 \text{ kg}$ （下弦材格点では $P/2$ ）は、したがって実型では $4 \times P=13.8\text{t}$ に相当する。すなわち、ほぼ 2 等橋の T-

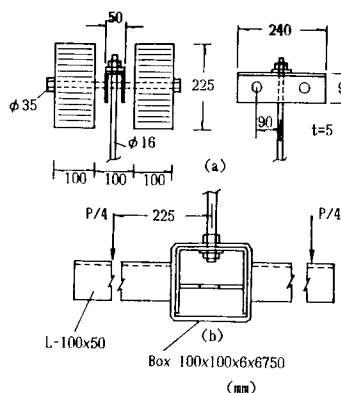


図-5 1/2 模型格点部構造

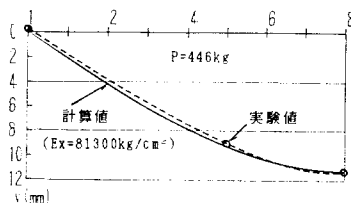


図-6 アーチのたわみ図

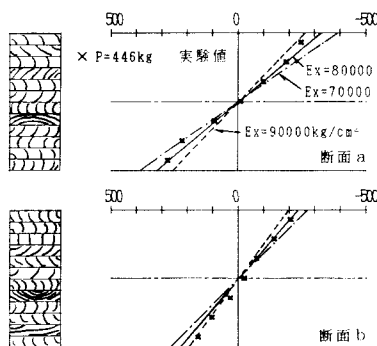


図-7 アーチのひずみ分布図 (10⁻⁴)

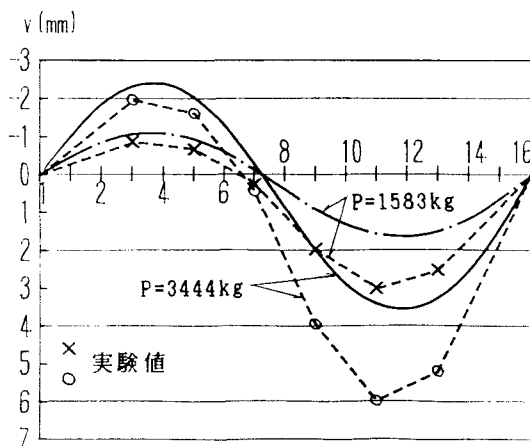


図-8 格点10, 14載荷時たわみ曲線

14荷重を載荷した場合に相当する。ひずみは無次元量であるから、模型の結果は実型に等しく、たわみ v は模型と実型で v/l が等しくなることから、図-8, 9より実型のたわみ(実験値と計算値について)を求めることができる。

図-11に対称荷重の場合のアーチ部断面a~d(図-2参照)におけるアーチ軸方向ひずみ分布を実験と計算について示す。この載荷状態でのアーチ部の曲げモーメント図と軸力図を 図-12に示してある。アーチ頂点に近い断面aでは図-12に見るごとく、正の曲げモーメントが発生しており、図-11でもアーチ上側は圧縮、下側は引張りひずみとなっている。ひずみの計算値は、3.1節でも同じであるが、アーチ断面の応力を $\sigma = N/A + M \cdot y / I_x$ から求め、 $\varepsilon = \sigma / E_x$ として計算したものである。ここで y はアーチ断面重心からの座標である。

断面bは図-12に示すように、曲げモーメントは零に近く、軸力が支配的である。図-11の断面bのひずみ分布も、計算値とは差はあるものの、断面内ではほぼ一様な圧縮ひずみが生じている。断面bは、曲げモーメントの符号が変わるいわゆる変曲点(point of contra flexure)であり、図-11と同じ載荷状態のたわみ曲線、図-9からも明らかである。

図-11のc, d断面は曲げモーメントが負となり、ひずみ分布もa断面と逆になっている。断面dで実験値は全て圧縮ひずみとなっており計算値との差が見られる。これは支点近傍が変断面となっていることの影響と考えられる。

図-13に、支点の水平変位とアーチクラウンの横方向水平変位を示す。ローラー支点の橋軸方向水平変位は計算値に近い値であるが、下弦材の支点上でのたわみ角による水平変位の補正は行っていない。ヒンジ支点(格点16)の下弦材重心は、写真-1に見られるように、下弦材の支点上でのたわみ角によって橋軸方向への移動が見られる。アーチクラウンの横方向水平変位は、直線性も見られず、図-8, 9のたわみの値に比べ、2ケタ小さく測定誤差のオーダーであり、横座屈は見られないと言える。

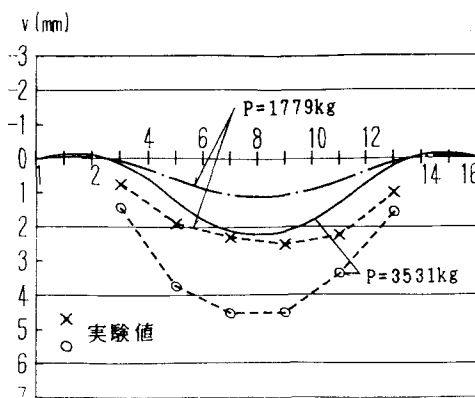


図-9 格点6, 10載荷時たわみ曲線

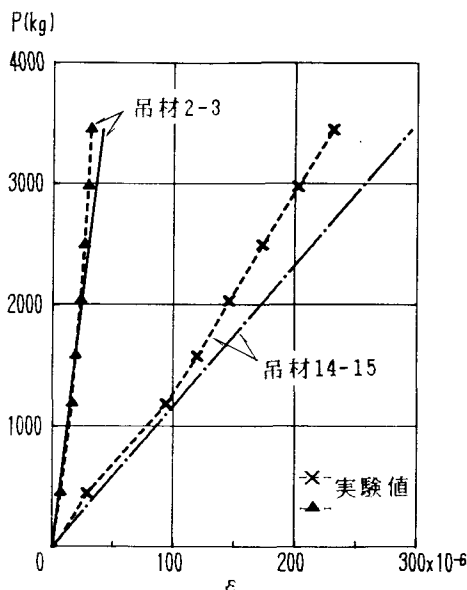
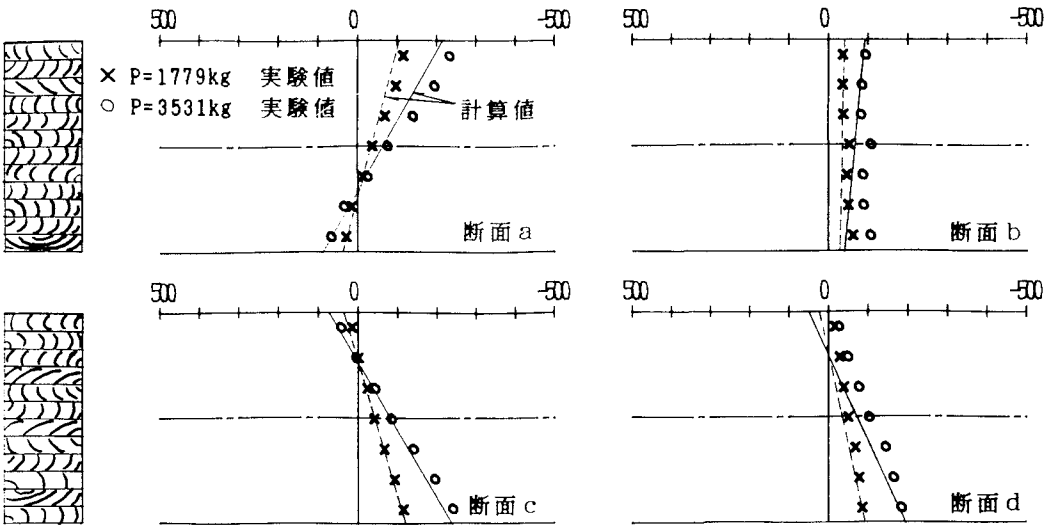


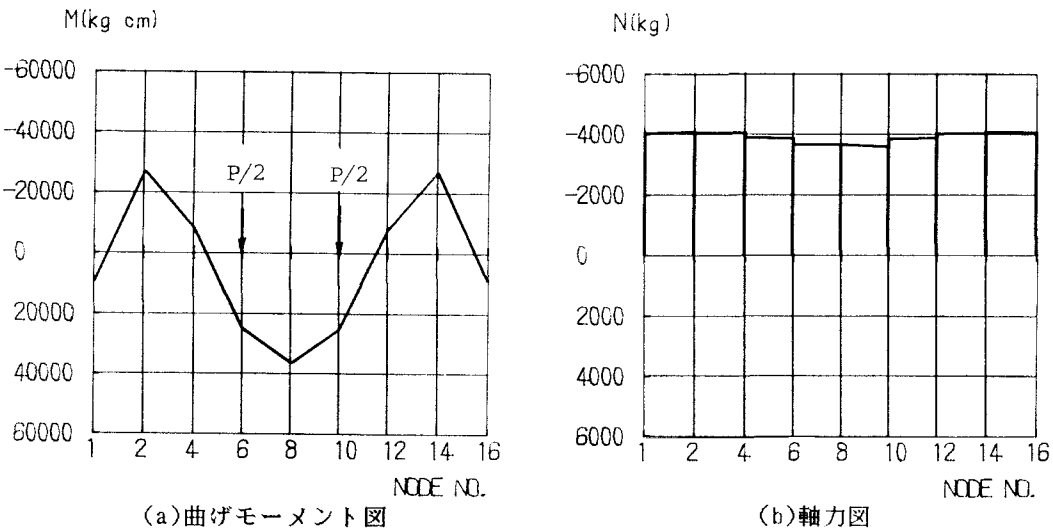
図-10 吊材の荷重とひずみ関係

4. バネートラスモデル

前節までの結果において、アーチ各部断面のひずみ分布や吊材の荷重－ひずみ関係が実験値と計算値で比較的良好な一致を見ているのに比べ、図－8、9に示した下弦材のたわみは 70～100%実験値が計算値を上まわっており両者の差異が大きい。この原因としてはアーチ格点部の構造が考えられる。すなわち図-5(a)に示した如く、両側アーチを貫通するφ35mmのボルト 2本が、吊材固定金具に開けられたボルト孔を貫通する構造となっており、このため、φ35mmボルトの吊材軸力による曲げの他に、吊材金具の吊材軸力による曲げ、及び集成木材のボルト孔周辺の局部的応力集中による弾性変形などが加わって、下弦材のたわみの増大をもたらしたと考えられる。下弦材との結合点についても局所的弾性変形が考えられる。しかし、ボルト孔径とボルト径には 3mm程度の空げきがあるが、これはエポキシ樹脂で埋められているのでガタは生じない。



図－11 対称荷重時のアーチ断面ひずみ分布 ($\times 10^{-6}$)



図－12 対称荷重時の断面力図(P=3531kg)

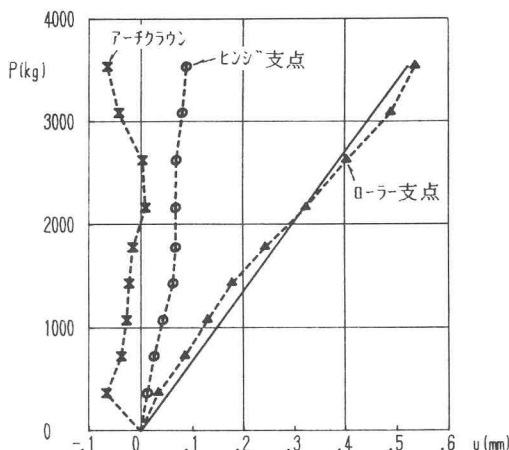


図-13 支点とアーチクラウンの水平変位(対称荷重)

以上より吊材のアーチ及び下弦材との結合点は、それぞれの部材軸とバネを介して結合していると考えられ、これを図-14のようにモデル化してみる。すなわち吊材の上下にバネ定数 k (kg/cm)のバネを挿入する。上下のバネ定数は異なっていてよいが、これを合理的に定めるのは困難であるので、バネ定数を上下に等分したと考えてよい。吊材、つまりトラス部材もバネ定数 $E_s A_v / L_e$ (L_e =要素長さ)を持つバネ要素であるが、挿入したバネは長さを持たない点異なる。接点番号を図のように付けると部材座標系におけるバネートラスーバネ系の剛性方程式は、

$$\begin{Bmatrix} Z_i \\ Z_j \\ Z_m \\ Z_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k & -k & 0 & 0 \\ \frac{E_s A_v}{L_e} + k & -\frac{E_s A_v}{L_e} & 0 & 0 \\ \text{SYM.} & \frac{E_s A_v}{L_e} + k & -k & k \\ 0 & 0 & 0 & k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} w_i \\ w_j \\ w_m \\ w_n \end{Bmatrix} \quad (6)$$

となる。すなわち1格点当りに2節点に対応することになる。

図-15に解析結果を示す。図は対称、非対称の両载荷状態に対する下弦材のたわみ曲線を示したもので、第3節の図-8、9に対応する。バネ定数 k は、各々の载荷状態で解析結果の最大たわみが実験値に一致するように定め、その平均値6,550kg/cmをもって代表させた。これらの図から、吊材格点でのバネモデルが、前述の解析例に比べかなり良好な結果をもたらしている事が分かる。特に、非対称载荷状態での浮き上がりの挙動においては、実験値に対しかなり良い一致を示している。

次に、アーチ部材への力の伝達具合であるが、これは予想よりかなり良い結果が得られた。断面力

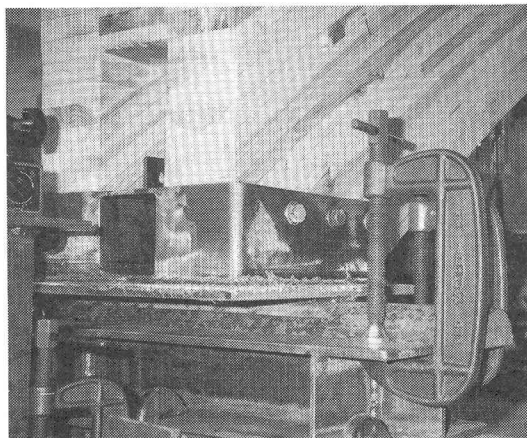


写真-1 ヒンジ支点

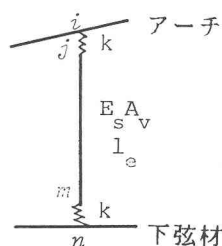


図-14 バネートラスモデル

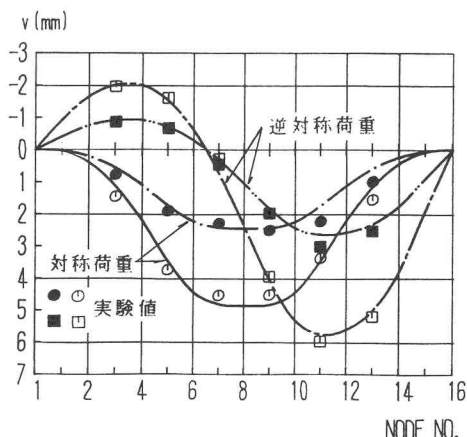


図-15 バネートラスモデルによるたわみ曲線(荷重は図-8、9に対応)

は先の解析例に比べ全体的に減少傾向にあるが、下弦材のたわみがかなり大きな割合で補正されたにも関わらず、アーチ部材の断面力変化量は全て 10% 以内に納まった。特に、対称載荷状態における軸力では、僅か 0.7%の差異が認められたに過ぎない。また、アーチ部材の最大たわみに対する変化量（格点13）は、対称、非対称の両載荷状態でおおよそ 6%程度であった。以上の考察より、本報告で対象とした集成木材タイドアーチ橋模型の吊材格点部のモデル化におけるバネ要素の導入は、簡易的ではあるが妥当だと考えられる。

5. あとがき

鋼材の引張応力状態におけるひずみの展延性、そして集成木材の圧縮応力のもとにおけるひずみ軟化がともなう展延性を有効に利用できる構造形式としてアーチ集成木材と吊材及び下弦材に鋼を用いたタイドアーチ橋を想定した。アーチ曲率面内及び曲率面外の変形挙動を支配する無次元パラメーターを明らかにし、これに基づいて 1/2 縮尺模型を製作し、活荷重による変形挙動の測定実験を行い、数値計算値と比較検討を行った。結果をまとめると以下のようになる。

(1) 吊材や下弦材を取り付ける以前の集成木材アーチのみに対する載荷実験から集成木材のヤング係数を定めた。定める方法は、剛性法による構造解析から得られた、アーチリブの鉛直たわみ及び断面内のひずみ分布の相方とほぼ一致するよう、すなわち逆解法により決定した。

(2) アーチ曲率面外変位を支配するのは面外変位に関する曲げ剛性であると考え、並列アーチ、その中間を埋める集成木材中間ブロック及び格点部の鋼箱の三者から成る組合せはりに対し曲げ剛性の評価をエネルギー法から定める手法を示した。

(3) 1/2 模型の載荷実験の結果、各部材のひずみの実験値は比較的良好に計算値と一致するものの、下弦材のたわみは計算値を 70~100%上まわった。これはアーチ格点部及び下弦材格点部の局所的な弾性変形に起因すると考えられる。それゆえ、これら各点部を弾性バネに置きかえ、バネ定数を適当に選ぶことにより実験値を概略説明できることを明らかにした。このことは実型においても想定されることであり、バネ定数の選び方が問題となろう。

参考文献

- 1)長谷部薫，薄木征三：集成木材を主桁とした格子桁の解析と実験的研究，土木学会論文集，第397号／VI—9，pp.85-94，1988。
- 2)薄木征三，堀江 保，亀井義典：集成材高欄支柱の弾塑性状態における変位，構造工学論文集，Vol.35A，PP.861-870，1989.3
- 3)長谷部薫，薄木征三：集成木材格子桁橋鶴義林道橋の現場実験と解析，構造工学論文集，Vol.35A，pp.879-887，1989。
- 4)Buchanan,A.H., Johns,K.C. and Madsen,B. :Column Design Methods for Timber Engineering, Can J. Civ.Eng., vol.12,pp.731-744, 1985。

(1989年10月2日受付)