# 載荷破壊した既存トラス木橋実験の結果解析

Experimental analysis of a rebuilt wooden truss bridge destructive loading test

○軽部正彦\*<sup>1</sup> 青木謙治\*<sup>2</sup> 新藤健太\*<sup>1</sup> 藤田和彦\*<sup>3</sup> 林知行\*<sup>2</sup> 加藤英雄\*<sup>4</sup> 宮武敦\*<sup>4</sup> KARUBE Masahiko, AOKI Kenji, SHINDO Kenta, FUJITA Kazuhiko, HAYASHI Tomoyuki, KATO Hideo and MIYATAKE Atsushi

- \*1 博(工学) 独立行政法人 森林総合研究所 (〒305-8687 茨城県つくば市松の里1)
- \*2 農博 独立行政法人 森林総合研究所 (〒305-8687 茨城県つくば市松の里1)
- \*3 広島県立総合技術研究所林業技術センター (〒728-0013 広島県三次市十日市東 4-6-1)
- \*4 農修 独立行政法人 森林総合研究所 (〒305-8687 茨城県つくば市松の里1)

ABSTRACT In June 2008, we conducted destructive loading test of full-sized wooden truss bridge. It was a 36m span pedestrian bridge built in May 1990, and replaced by steel truss bridge in December 2003. In March 2007, we have rebuilt 36m whole bridge with original members and fasteners. The purpose of this destructive loading test was to know the residual strength of this deteriorated wooden bridge. In this report, we study the analytical result of pier reaction force, representative displacement and wooden member strain, which data were collected through this experiment.

Keywords: 破壊載荷、実大実験、トラス橋、耐久性、崩壊 Destructive Loading, Full-size experiment, Truss bridge, Durability, Collapse

#### 1. はじめに

2008 年 6 月、既存トラス木橋に破壊するまで荷重積載する実験を実施した  $^{1)}$ 。この木橋は 13 年間実際に供用され、安全性が問題視されたたために撤去されたトラス木橋であった  $^{2)}$ 。2007 年 3 月に当初の部材部品のみを使って再組立し  $^{3)}$ 、残存耐力を実際に確認するべく破壊に至らしめた  $^{1)}$ 。本報では、この実験時に測定した、木橋全体の荷重およびその遂次変化、各部位の変位とその分布、各部材のひずみ変化について報告する。

### 2. 対象橋梁と破壊実験の概要

破壊した木橋は、1990年(平成2年)5月に広島県立山野峡自然公園内の歩道橋として架設された下路式木造単純トラス橋「かっぱ橋」の第1径間である<sup>4)</sup>。同木橋は、架設位置の都合から「くの字」に配置された第1径間(36.3m)と第2径間(18.3m)の2径間からなり<sup>5)</sup>、両径間とも有効幅員2.3m 主構高さ2.7mであった。部材は集成材ベイマツ1級に天然系防腐塗料を塗布したもので、その断面寸法は上下弦材がW220×D262mm、斜材がW220×D170(両橋詰のみ228)mmである。設計は道路橋示方書・同解説(昭和55年)に準拠し、群集荷重350kgf/m²、死荷重800kgf/m³で行われ、格点接合部はSS400で作られた「コの字」型金物とボルトによる鋼板添え板二面せん断ボルト接合である<sup>6)</sup>。(写真1参照)

2000 年頃より木部材の劣化が認められ  $^{7}$ 、13 年後となる 2003 年 12 月に木橋は除却、同じ下路 式鋼製単純トラス(角型鋼管に木装樹脂塗装仕上げ)に置き換えられた  $^{8}$ 。架設現地で丁寧に解

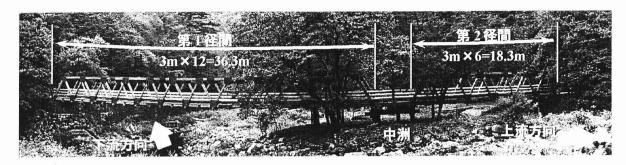


写真 1 解体前の対象橋梁の全景(2003/11/06撮影・4枚を合成)

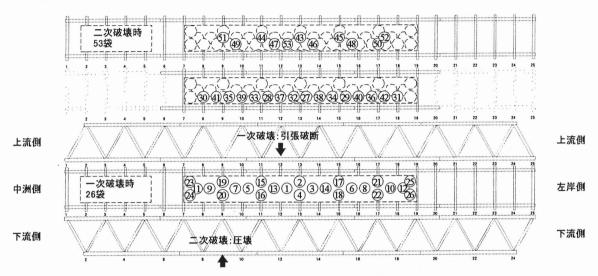


図1 土嚢積載位置とその順序、破壊位置

体した部材は、広島県立林業技術センター(現広島県立総合技術研究所林業技術センター)に搬入して屋内保管し<sup>6)</sup>、2007年3月、同センター敷地内グラウンドの仮設橋台上に再組立した<sup>3)</sup>。

2008年6月の破壊載荷実験は、現地にあった作業用重機演習用土砂を袋に詰めて土嚢(約320kg) にし、橋長の 1/2 にあたる中央部分に対して橋長および幅員方向に対して均等分布となるよう、クレーンにより順次積載した。載荷開始後、土嚢 26 袋 (94.4kN) を積載したところで、上流側下弦材が破断して傾いたが、その後も載荷を続け、53 袋 (189.7kN) を積載した時に下流側上弦材がトラス格点間中央で圧縮破壊し、最終破壊に至った 1)。(図 1 参照)

#### 3. 測定計画の概要

破壊載荷実験に際して、積載荷重、各橋台の反力、主な接合格点の3次元変位、上下弦及び斜 材端部接合部の変位、部材の軸方向および曲げひずみを測定した。

各橋台の反力は、再組立時から木橋と橋台との間に挟み込んだ4台のロードセル(各容量300kN)で検力し、載化開始前との差分を合計することで積載荷重を算出した。

主な接合格点の3次元変位は、下弦材接合部鉛直下方の地上水平面に正三角形配置した3台の 巻取り式変位計(容量300から5000mm)から格点下部に向けて三角錐状にワイヤーを伸ばし、 測定した三角錐の稜長を数値変換することで、上下・左右・前後の3方向の変位成分を算出した。 橋台上に当たる接合格点の3次元変位と部材端接合部の変位は、ひずみ変換式高感度変位計(容量50から300mm)を用いて測定した。(図2参照)

各部材の接合格点間中央付近には、上下両面にひずみゲージ (60mm 箔ゲージ) を貼付して測定し、それらの平均値から軸方向ひずみを、差分から曲げひずみを算出した。これら測定点の合

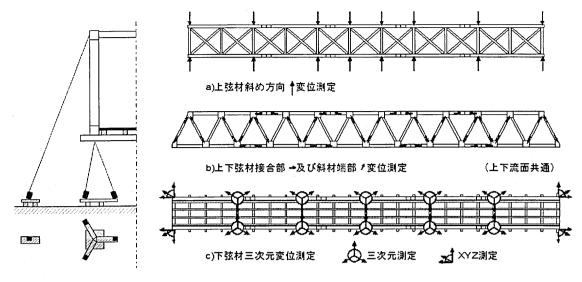


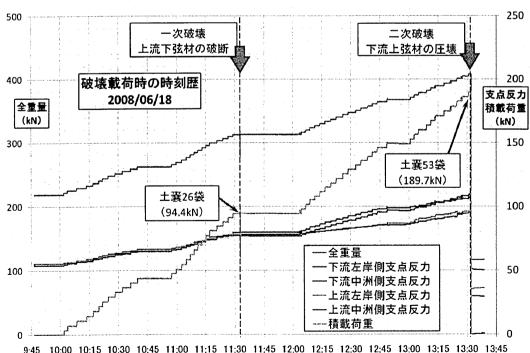
図2 変位測定位置

計は300CH 弱であったが、接続するスイッチボックスの都合から2系統の高速型静ひずみ測定器で行い、載荷直前に合わせた時刻を基に整理した。また下流側上下弦と上流側上弦の主な接合格点については、トータルステーションを使った光波測定を併用した。

### 4. 測定結果とその考察

# 4.1 積載荷重と各橋台の反力

破壊載荷の時刻歴を図3に、また各時点の支点反力を図4に示す。上流下弦材が破断した一次破壊までは、4つある支承にはほぼ均等な荷重が掛かっていたことがわかる。一次破壊により木橋全体が上流側に傾いてしまった都合から、その後は下流側床版上への片載荷となり、二次破壊直前では下流側の支点反力が10%程度大きくなっていた。



9:45 10:00 10:15 10:30 10:45 11:00 11:15 11:30 11:45 12:00 12:15 12:30 12:45 13:00 13:15 13:30 13:45 図3 破壊載荷の時刻歴

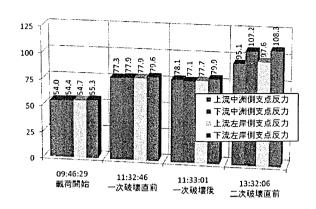


図4 各時点の支点反力

# 4.2 主な接合格点の3次元変位

主な接合格点の3次元変位として下弦材の鉛直変位状況を図5に示す。一次破壊までの間は極 端な変位は起こしておらず、一次破壊直前でも 36m スパンの中央位置で約 25mm であった。上流 側下弦材の破断に伴い、下流側が約 60mm 垂下したのに対して上流側が約 630mm と大きく傾い た。この後、二次破壊までに積載荷重は2倍程になるが、二次破壊直前時には上流側が約220mm、 下流側約 860mm の変形を記録した。

図 6 に示す 2007 年 3 月の再組立直後から 2008 年 6 月の破壊載荷直前までの鉛直変位増分は、 最大-58.2mm であり<sup>1)</sup>、破壊載荷時に記録した破壊変位量に比べて随分と大きなものになってい る。再組立後の鉛直変位増分については、夏季に大きく垂下が進む季節変動を定性的に観測出来 てはいるが、計測機器の不調などにより、年間を通じての季節変動の定量化に資するデータは、 取得できていない。この点において、現在も暴露中の再組立第2径間および再編第1径間の観測 データの蓄積が待たれるところである。

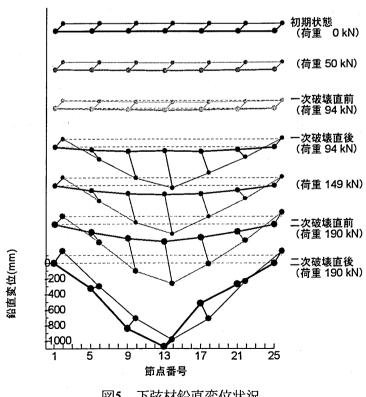


図5 下弦材鉛直変位状況

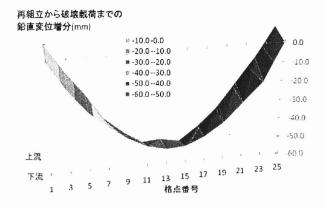
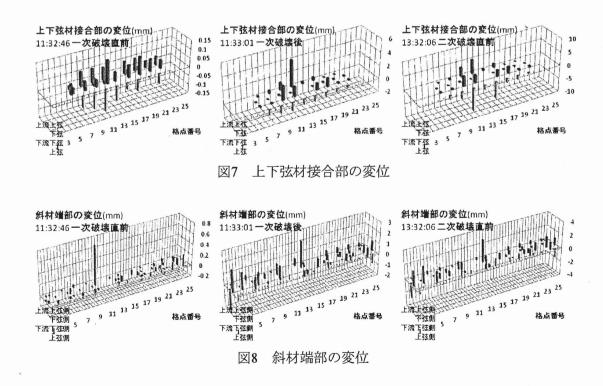


図6 再組立直後から破壊載荷直前までの鉛直変位増分1)

#### 4.3 上下弦及び斜材端部接合部の変位

上下弦材の接合部変位を、一次破壊の前後と二次破壊直前の時点でまとめたものを図7に示す。一次破壊直前まで、下弦材では引張軸力による抜け出し変位が、上弦材では圧縮軸力による接合金物と部材端部断面の接触までの変位が検出され、その量は0.1mm 前後の小さなものであった。一次破壊後に約4mmの変位を示した個所は、下弦材破断個所の直近であり、変位計取り付け位置によって、部材および接合金物の局部的な回転変形の影響を幾何学的に受けたものと思われる。その他の個所では、最大1.2mm程度であった。同様の検出変位の増大は二次破壊直前でも見られる。また、一次破壊直前までは接合部材の軸方向で比較的安定した変位分布をしているが、一次破壊後は、破断した上流側下弦材の接合部変位量が減少している。二次破壊直前では、更に橋軸直交方向の片荷重の影響を受けて、上下弦材の一部接合部に変形が集中していることがわかる。この他、変位測定値には反映されていないが、載荷実験中には上下弦材に掛かった圧縮力によって、接合金物の変形が見られた。

斜材端部の接合部変位を、一次破壊の前後と二次破壊直前の時点でまとめたものを図8に示す。 一次破壊直前の斜材端部接合部もまた、殆どの個所が0.1mm程度の変形であったが、上流側下弦



材破断位置の直近の斜材下端では、変位計取り付け位置による幾何学的変位から約0.7mmと突出した値を示している。一次破壊後は、上流側下弦材の破断により木橋全体が捩じれるような変形を受けることとなり、多くの斜材端部接合部に幾何学的変位が生じたものと思われ、その影響は支承に近い両橋詰で大きく出ている。

### 4.4 部材の軸方向および曲げひずみ

部材のひずみを一次破壊の前後と二次破壊直前の時点まとめたものを図9から図11に示す。上下弦が図9、斜材が図10、斜材のうち軸ひずみのみを拡大して示したものが図11である。

上弦材では、一次破壊直前にひずみ値が突出しているのは上流側下弦材の曲げひずみで、特に破断した 36m スパン 5 本継の径間中央部材全体で約  $500\mu$   $\epsilon$  を示している。この影響からか、二次破壊個所でもある下流側上弦材で圧縮軸ひずみが大きくなっており、最大となるスパン中央で  $-326\mu$   $\epsilon$  であった。一次破壊後は、上流側下弦材の曲げひずみ最大箇所が破断に伴って移動し  $-1240\mu$   $\epsilon$  となり、上流側上弦材の曲げひずみが一次破壊個所の上部付近で  $940\mu$   $\epsilon$  となった。また下流側上弦材の軸ひずみもと  $-1084\mu$   $\epsilon$  に大きくなった。二次破壊直前では、下流側下弦材の軸ひずみが最大  $822\mu$   $\epsilon$  と大きくなる一方、下流側上弦材の曲げひずみが大きくなっている。

斜材のひずみを見てみると、一次破壊直前では-100με前後の圧縮軸ひずみが概ね一様に分布 し、垂下量の大きいスパン中央付近では曲げひずみが最大 100μεと大きくなっている。一次破 壊後は様相が一変し、引張破断した上流側下弦材の左右で方向の違う大きな曲げひずみが検出さ

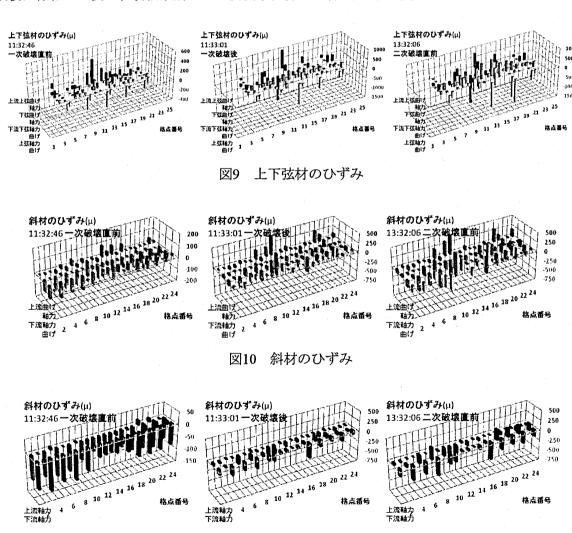
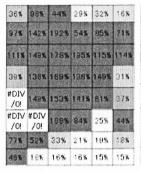


図11 斜材の軸ひずみ(軸ひずみのみ拡大)

れており、これに該当する部材は載荷実験中に下端接合部ボルト穴からの割裂していた。軸ひずみの最大値は上下流側とも- $400\,\mu$   $\epsilon$  程度であるが、その位置は上流側下弦材破断位置直近の斜材と、スパン中央に関して点対象の位置にある下流側斜材であった。二次破壊直前では、軸ひずみの絶対値が 10%から 20%程度大きくなる一方、下流側上弦材の圧壊した位置の左右で方向の違う大きな曲げひずみが検出されている。

#### 4.5 破壊位置と供用時環境の関係

破壊位置の部材断面を細分化して全乾法により測定した含水率と断面写真を図 12 に示す。図 12 左は上流下弦材 11-13 格点間の部材断面であり、一次破壊はこの位置で部材が引張破断した。写真の向かって左側側面に、おおよそ上端合わせで床版が取り付いていた。床版側側面は写真でもわかるように断面欠損しており、また内部も大きく腐朽していた。図 12 右は下流上弦材 8-10 格点間の部材断面であり、二次破壊はこの位置直近で圧壊した。上部中央に乾燥収縮に伴う割れを起因とする溝状の腐朽が部材軸方向に延びていた。腐朽部の底からは写真の右側面に向けて水路が形成され、降雨時に通水していた。どちらの断面も、腐朽部分は褐色から黒色に変色しており、その位置は写真左に並べた含水率の分布と符合する。腐朽部健全部を問わず、木材内深部の水分は短時間で出入りすることは困難であり、水分の存在が劣化と密接に関係していることから、断面内の含水率分布を調査することで、劣化および機械的強度の低下部分を推定することが可能と思われる。





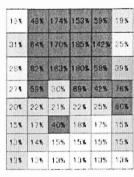




図12 破壊位置の部材断面と含水率 左:一次破壊、右:二次破壊

### 供用時の推定形状(mm)

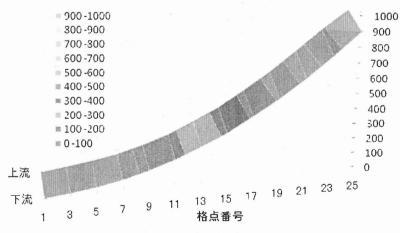


図13 供用時の推定形状

破壊載荷実験に供した木橋は13年の供用履歴があるが、その供用時の環境は写真1のようなところであった。架設位置は標高約200m自然公園内であり、両岸および中洲の取り付き道路等の関係から2径間全体に2.5%の縦断勾配(36mで900mm)が付けられていた。破壊載荷直前に水準測量により測定した形状とこの縦断勾配を重ねてみると図13のようになる。橋梁に掛かる雨は、通常、床版の隙間から下へと通過するか、幅員中央から橋軸直交方向の上下流側、あるいは橋長中央から橋軸方向の右岸左岸へと速やかに排水される。この流水には土砂が混入して運ばれ、狭隘部分などに堆積し、往々にして不具合の元凶となる。特に土砂は、取り付き道路から靴底に付着して運び込まれることから、橋詰に近いところほどその量は多い。破壊した橋の場合、当初在った床版の隙間は木製床版の抱水膨張や泥詰まりによって無くなり、それによって橋軸方向への流れへと変わったと思われる。一次破壊した箇所は、勾配が緩やかになり、且つ橋詰から遠い側に当たることから、この位置で大量の水分滞留があったものと推測される。また写真1でもわかるように、この部分から中洲側にかけては覆い被さるように生えた樹木からの落葉も多くあり、傷みが集中する理由となったと考える。

### 5. まとめ

本報では、2008 年 6 月に実施した既存トラス木橋に対しての破壊載荷実験時に測定した荷重、各部変位、ひずみの値とその変化について結果を報告し、その内容についての考察を行った。この結果が、日本国内各地にある既存木橋の維持管理や安全性検討の基礎資料となれば幸いである。またこれらの知見が、持続的社会における森林資源の有効活用に繋がることを切に希望するものである。

本研究は、独立行政法人森林総合研究所運営費交付金プロジェクト研究「既存木橋の構造安全性を維持するための残存強度評価技術開発」(課題番号:200702)によって実施したものである。本研究の実施にあたり、多大なる協力を頂いた広島県立総合技術研究所林業技術センターおよび同センター山本健氏(現広島県立総合技術研究所西部工業技術センター生産技術アカデミー)、他関係各位に、ここに記して感謝いたします。

#### 参考文献

- 1) 軽部正彦・林知行・加藤英雄・宮武敦・新藤健太・青木謙治・藤田和彦:13年の供用履歴を持つ既存木橋の載荷破壊実験、土木学会 第 7回木橋技術に関するシンポジウム論文報告集、pp. 129-134, 2008/08.
- 2) 藤田和彦・軽部正彦・宮武 敦・渡辺 浩:13 年で架け替えられた木橋の経緯と履歴、土木学会 第3回木橋技術に関するシンポジウム論文報告集, pp. 127-132, 2004/07.
- 3) 軽部正彦・藤田和彦・築山健一・長尾博文・宮武 敦:13 年で架け替えられたトラス木橋の再組立とその変化、土木学会第6回木橋技術に関するシンポジウム論文報告集、pp. 113-118, 2007/08.
- 4) 飯村豊:新しい木橋の事例、木材工業、Vol.54, No.9, pp. 432-435, 1999/09.
- 5) 土木学会 木橋技術小委員会:木橋事例集、土木学会 木橋技術に関する講習会・テキスト・シンポジウム論文報告集、pp. 304-307, 2001/07.
- 6) 軽部正彦・藤田和彦・宮武 敦・原田真樹・平松 靖・渡辺 浩:架橋後 13 年経過した木橋の調査 概要と移設実験、土木学会 第 3 回木橋技術に関するシンポジウム論文報告集、pp. 133-138, 2004/07. 7) 原田真樹・長尾博文・加藤英雄・井道裕史・宮武 敦・平松 靖・軽部正彦・藤田和彦・Yin Yafang:
- 7) 原田真樹・長尾博文・加藤英雄・井道裕史・宮武 敦・平松 靖・軽部正彦・藤田和彦・Yin Yafang: 架橋後 13 年経過した木橋部材の非破壊調査報告、土木学会 第 3 回木橋技術に関するシンポジウム論文報告集、pp. 139-146, 2004/07.
- 8) 藤田和彦: さようなら かっぱ橋、木材工業、Vol.59, No.5, pp. 229-232, 2004/05.