GFRP歩道橋の構造安全性と使用性に関する 実験的研究

林 厳1・橋本 国太郎2・鈴木 康夫3・金 哲祐4・杉浦 邦征5・日比 英輝6

¹学生会員 京都大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻(〒615-8540京都市西京区京都大学桂) E-mail:hayashi.gen.32v@st.kyoto-u.ac.jp

²正会員 神戸大学大学院大学院准教授 工学研究科市民工学専攻(〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1-1)
³正会員 京都大学大学院助教 工学研究科社会基盤工学専攻(〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)
^{4,5}正会員 京都大学大学院教授 工学研究科社会基盤工学専攻(〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)
⁶正会員 株式会社ヒビ (〒503-1337 岐阜県養老郡養老町直江613-1)

本報告では、2016年に岐阜県で建設されたGFRP製歩道橋の設計・製作・施工概要を述べるとともに、 構造安全性および使用性に関する実験的検討を実施した結果を報告する.本橋梁はGFRP材を用いた桁形 式の歩道橋であり、設計については、土木学会から発刊されているFRP歩道橋設計・施工指針(案)に基づ いて設計を行っている.また、構造安定性の確認のため桁の曲げ耐荷力実験を実施し、さらには、使用性 に関して工場内で組立てた橋梁全体系に対して、鋼板と土嚢を用いた静的載荷実験および人による加振実 験を実施した.それらの実験の結果、構造安定性および使用性に関して、設計値よりも安全側の結果とな り、十分な安全性、使用性を有していることがわかった.

Key Words : GFRP, pedestrian bridge, structural safety, serviceability

1. はじめに

我が国では、2000年に沖縄県うるま市において初めて GFRP製の歩道橋が建設されて¹から、表-1に示すように 現在まで7橋程度のGFRP製歩道橋の施工事例が報告され ている^{2~5}.また、2012年にはFRP歩道橋設計・施工指針 (案)[®]が土木学会から発刊されおり、FRP製の歩道橋 の普及が今後ますます増えると考えられる.さらに、最 近では通常の歩道橋のみならず橋梁点検用の検査路にも GFRP部材が用いられたり⁷、道路橋の床版に使用される 事例[®]が少なからず見られるようになってきている.こ のように、高耐久性を有し、軽量なFRPの利点が活かさ れる現場では、積極的にFRPを利用しようという管理者 も増え始めている.

このような背景の中,2016年2月に岐阜県養老郡養老 町に新しいGFRP製歩道橋が施工されたが,本橋梁は上 述のFRP歩道橋設計・施工指針(案)に基づいて限界状 態設計法で設計されており,また,構造安全性に関して は桁の耐荷力実験,使用性に関しては実物の橋梁を用い たたわみ測定および振動測定を実施している.

本報告では、それらの一連の実験に関する結果を述べ、 また、本橋梁における設計方法の考え方や製作および施 工の概要も示し、今後のFRP製歩道橋の普及への基礎デ ータの提供を目的としている.

橋梁名	竣工年	所在地
沖縄ロードパーク橋	2000年	沖縄県うるま市
ものつくり大学第2連絡橋	2007年	埼玉県行田市
宇津江四十八滝公園橋	2008年	岐阜県高山市
自転車道13号橋	2008年	石川県羽咋市
はまなす橋	2009年	京都府舞鶴市
渡橋	2011年	広島県呉市
玄若橋	2013年	三重県四日市市

表-1 FRP製歩道橋の施工実績

2. 橋梁および設計の概要

(1) 橋梁の概要

本報告で対象としたGFRP製歩道橋の概要を表-2に, また一般図を図-1に示す.これらの図表より,本橋梁は GFRPを用いた単純桁形式の歩道橋であり,桁高は 200mm,有効幅員は2,000mm,および支間長は8,760mm と比較的小さい歩道橋である.

主桁や横桁にはハンドレイアップ工法で製作したFRP 製のC形断面桁,およびC形断面桁同士を接着したH形断

種別	FRP製歩道橋	
形式	FRP製単純桁橋	
架設場所	岐阜県養老郡養老町	
竣工年月	2016年2月	
橋長	9,160mm	
支間長	8,760mm	
全幅員	2,330mm	
有効幅員	2,000mm	





面桁を使用した.また,床版にもハンドレイアップ工法 で製作したFRP製の板を用いた.なお,防護柵には,引 き抜き成形工法で製作した角パイプおよび丸パイプ材を 用いた.さらに,これらの部材同士の接合には,主にス テンレス製のボルトと接着剤を用いた.

(2) 設計の概要

本橋梁の設計に関しては、1章にも述べたように、文

献6)に基づいて,限界状態設計法を用いて設計されて おり,本節ではその概要を述べる.

主に照査した性能は構造安全性および使用性である. 構造安全性は桁の支間中央部における曲げモーメントお よびせん断力に対する断面照査を以下の式(1)~(4)を用 いて実施した.

$$\gamma_i \frac{M(Sd)}{M_{ud}} \le 1.0 \tag{1}$$

表-3 設計で用いた係数一覧

係数	設計で使用した値	指針での推奨範囲	性能
材料修正係数:ρm	1.0	1.0~1.3	—
作用修正係数:ρf	1.65	1.65	安全性
作用修正係数:ρf	1.0	1.0	使用性
材料係数(強度):γm	1.3	1.15~1.3	安全性(断面破壊)
部材係数:yb	1.1(せん断), 1.3(曲げ)	1.1~1.3	安全性(断面破壊)
構造解析係数:γa	1.0	1.0	使用性
構造物係数:γi	1.0	1.0, 1.0~1.2	使用性, 安全性(断面破壊)

項目	特性值	単位
軸方向引張強度	240.0	N/mm ²
軸方向圧縮強度	270.0	N/mm ²
面内せん断強度	50.0	N/mm ²
軸方向引張弾性係数:E _x	23,000	N/mm ²
軸直角方向引張弾性係数:E _y	23,000	N/mm ²
45°方向引張弾性係数:E45	12,000	N/mm ²
軸方向ポアソン比 : v _{xy}	0.18	_
軸直角方向ポアソン比:v _{yx}	0.18	—
45°ポアソン比: v45	0.52	_

表-4 設計で用いたGFRP材料の特性値一覧



図-2 試験体および載荷方法(単位:mm)

$$M_{ud} = \min \left\{ W_t \cdot f_{ud} / \gamma_b, \quad W_c \cdot f_{ud}' / \gamma_b, \quad M_{bcr} / \gamma_b \right\}$$
(2)
$$\gamma_i \frac{S(Sd)}{V_{ud}} \le 1.0$$
(3)
$$V_{ud} = \min \left\{ A_v \cdot f_{ud} / \gamma_b, \quad A_v \cdot \tau_{cr} / \gamma_b \right\}$$
(4)

ここで, yi:構造物係数, M(Sd):設計作用曲げモーメン ト, Mud:設計曲げ耐力, Wi:引張側断面係数, fud:軸 方向設計引張強度, yo:部材係数, Wc:圧縮側断面係数, fud:軸方向設計圧縮強度, Mbor:横ねじれ座屈強度, S(Sd):設計作用せん断力, Vud:設計せん断耐力, Av:せ ん断断面積, to:せん断座屈応力度である.

また,使用性は,たわみおよび振動に対する照査を以下の式(5)~(6)によって実施した.

$$\gamma_i \cdot \gamma_a \frac{\delta}{\delta_u} \le 1.0$$
 (5)

$$\gamma_i \cdot \gamma_a \, \frac{f}{f_i} \le 1.0 \tag{6}$$

ここで、 γ_a :構造解析係数、 δ :設計たわみ、 δ_a :限界た わみ(=L/400, L:支間長), f:設計固有振動数、 f_i :振 動数の下限値(=1.5Hz).

限界状態設計法では、限界値や応答値を算定する際に 部分係数や修正係数を考慮するが、それらの係数がある 程度の幅を持っており、それを設計者の判断で適切な値 を定めることができる.本橋梁で使用された係数および 文献6)における係数の推奨値を表-3に示す.表-3に示 すように、本橋梁の材料係数としては断面破壊に対して 1.3としており、また、部材係数は曲げに対しては1.3、 せん断に対しては1.1という値を用いた.

また、本橋梁の設計で用いた材料の主な特性値を表4 に示す.本橋梁で用いた桁や床版などの主部材はロービ ングクロス材を用い、ハンドレイアップ工法で製作され



図-3 支点および載荷点の状況

図-4 荷重-変位関係

表-5	最大荷重および曲げ剛性

供試体No.	最大荷重 (kN)	曲げ剛性 (kN/mm ²)
1	225.8	6.559
2	230.5	6.513
3	206.7	6.431
平均値	221.0	6.50
標準偏差	10.3	0.05





(b) 接着面の状況

(a) ウェブ・フランジの状況(b) 接着図-5 破壊状況(No.1 試験体の例)

ており,表-4に示すように,X方向およびY方向の材料 特性は同じ特性値を用いている.また面内せん断の材料 特性値は表-4に示すとおりである.

これらの照査式や特性値を用いて照査を行った結果, 図-1に示す構造で使用性や構造安全性に対して必要な性 能を有することがわかった.

3. 桁の曲げ耐荷力実験

(1) 実験方法

本橋梁の構造安全性を確認するために,H形桁の曲げ 耐荷力実験を行った.

実験方法としては、図-2に示すように、支点間距離を 2,000mmとした実験供試体に対して、2,000kN万能試験機 を用い3点曲げ実験を行った.本検討では、主に最大曲 げ耐荷力、破壊モード、およびひずみ計測による曲げ挙 動を確認することを目的とした.なお、図-3に示すよう に実験時に載荷点や支点での破壊を避けるため、載荷点 上および支点上に支圧板および縦補剛材を設置した.

また、上述したようにH形桁は、C形桁のウェブ背面 同士を接着剤で接合していることから、載荷により接着 面で剥離が生じる可能性が懸念されたため、その剥離が 耐荷力に及ぼす影響も検討することとした.

計測項目は図-2に示すように、荷重、桁の支点と中央のたわみ、および中央部下フランジと中央部から200mm 離れた上下フランジ・ウェブのひずみである.実験供試 体は3体用意し、強度や剛性のばらつきも検討する.

なお、本橋梁で用いた材料のクーポン試験結果より、 桁 に 用 い た GFRP 材 の 引 張 強 度 の 平 均 値 は 251 N/mm²(t=8mm)および205N/mm²(t=12mm)であった.また弾 性係数は28.3kN/mm²(t=8mmのみ計測)であった.

(2) 実験結果と考察

実験結果として,荷重と桁中央の変位との関係を図-4 に,また表-5に最大荷重と曲げ剛性(桁中央部の引張フ ランジ縁のひずみが2500 μ時)の結果を示す.

これらの図表より、最大荷重は平均で221kNとなり、 また3体の結果を見ると、若干のばらつきが認められる ものの、荷重-変位関係より、3体の実験供試体はほぼ同 様の挙動をしていることがわかる.また、表-5には曲げ 剛性を示しているが、これにより曲げ剛性のばらつきは 最大荷重に比べ少ないことがわかる.

図-5には最終の破壊状態を示しているが、図-5(a)より、 桁中央部の上フランジおよびウェブで破壊が生じている ことがわかる.また、図-5(b)より、ウェブ背面同士の接 着面では、剥離が見られたが、これは、上フランジとウ ェブの破壊と同時に生じていたため、桁の最大耐力まで は、接着部の破壊は無かったと考えられる.なお、全て の実験供試体で図-5と同様の破壊をした.

ここで、H形桁1本あたりの最大荷重221kNから得られ る最大抵抗曲げモーメントは110.5kN*mである.また, 設計上,橋梁内のH形桁1本に作用する最大曲げモーメ ントは、約27.5kN*mであることから、今回の実験より本 橋梁に使用する桁には設計上作用する外力に対して十分 な抵抗力があり、十分な構造安全性を有することがわか った.

4. 橋梁全体系でのたわみ計測および振動計測

(1) 実験方法

本橋梁の使用性を確認するために、工場内において組 立てられた橋梁に対して静的載荷実験および動的振動実 験を実施した.

静的載荷実験は、床版上にウエイト用鋼板および土嚢 袋を載荷し、対象橋梁のたわみを測定するとともに設計 たわみとの比較検討を実施した.1枚当たり約 249kg の



図-6 載荷位置および変位計設置位置(単位:mm)



図-7 鋼板載荷状況

衣や 載何 イ アップ			
Step	重量 (kg)	Step	重量 (kg)
Step 0	0	Step 3	1250
Step 1	250	Step 4	1750
Step 2	750	Step 5	1855

(大きさ:914mm×1,829mm×t19mm)を床版上に順次設置 し,たわみ照査時の設計最大荷重(1,855kg)の荷重を載荷 し,図-6に示す位置に変位計を設置して,鉛直たわみ を計測した.載荷の様子を図-7に,載荷ステップを表-6に示す.なお,静的載荷実験は全3回実施し,1,2回 目はV4~7の変位は計測していない.

動的振動実験は、対象橋梁の振動使用性について検討 するために、歩道橋上の複数地点において、衝撃加振を 行い、その加速度応答を計測した.応答は鉛直方向につ いて計測した.加速度計は、下フランジ下面に設置した. 振動計測でのサンプリング周波数は 200Hz とした.セン サの設置位置と、歩道橋上で衝撃加振および歩行を行う 位置を示したものを図-8 に示す.なお、橋梁での計測 点は 18 測点とした.加速度センサの設置にあたり、用 いるセンサの数の都合上、対象橋梁を 2 区間に分けて、 それぞれの区間に設置した.すなわち、センサの配置を 別の区間に移動しながら順次に計測を行った.

加振力として、1)人(70kg)が高さ40cmの台から橋面 上に飛び降りて衝撃加振を与えるものと、2)人(70kg) が橋梁上を一定のリズム(2Hz)で歩行するものの2ケ ースで行った.さらに、ねじりモードを抽出しやすくす るために、偏心加振実験も行った.加振位置については 図-8においてF1、F2、F3、W1、W2で示している.例と して、鉛直方向計測時の歩道橋中央箇所における衝



図-8 加速度計の配置と加振位置(単位:mm)



表-7 実験ケース

Case	載荷方法	計測方向	載荷位置 (橋軸方向)	載荷位置 (直角方向)
F1			中央	中央
F2	衝撃		中央	端
F3		鉛直	L/4	中央
W1	步行			中央
W2	少1]			端



図-12 3回目載荷時のたわみ分布

撃・歩行加振における加速度波形を図-9に示す.加振の 種類,加振位置,センサの設置位置をまとめたものを表 -7に示す.

(2) 実験結果と考察

静的載荷実験の結果の一例として、床版上全面に等分 布載荷した際のたわみ分布を図-10~12 に示す.横軸は、 支点からの距離(単位:mm)を表し、縦軸は、鉛直方 向たわみを設計たわみ(17.9mm)で除した無次元化た わみを表している.

図-10~12より、たわみ照査時の設計最大荷重に相当 する1855.25kg 載荷時においても、スパン中央における



Image: Stabilization Diagram

表-8 実験において安定的に抽出された振動モードと そのときの固有振動数

ていててい回行派到数		
モード	固有振動数	
曲げ1次	8.82Hz	
ねじれ	12.08Hz	
曲げ2次	24.89Hz	



図-13 載荷実験回数および累積残留変位

たわみは最大で7.0mm 程度であり,設計たわみ17.9mm (スパンの1/400)を大幅に下回っていることが確認で き,対象橋梁は十分な剛性を有していると考えられる. 設計たわみを大幅に下回った要因として,高欄の剛性が 寄与したものと考えられる.

なお、最大たわみ計測後、設置した鋼板を全て取り除いて除荷したところ、残留変位が計測されたため、実験の回数および累積残留変位の関係について図-13に示す. これは、変位計の設置位置のずれ、あるい接合部のなじみなどが原因と考えられ、特に有害な残留たわみは認められなかった.

動的振動実験の結果から振動特性を同定するために、



多次元ARモデルにより算出される振動数のStabilization Diagram (SD) および局所的に安定した振動特性を抽出 するStability Criteria (SC) を用いた.振動特性の同定結 果の一例として、図-14は、多次元ARモデルにより同定 した振動数に関してSCを適用したものを示す.横軸は 振動数、縦軸はAR次数を示す.黒点(・)は各AR次数 において得られた固有振動数、赤丸(〇)はSCを満た した固有振動数、青破線(|)はSCを満たす固有振動 の多い上位3つの振動数において算術平均をとり抽出し たものである.また、全区間3回ずつ実施したほぼ全て の実験ケースにおいて安定的に抽出された固有振動数と その振動数におけるモード形状を**表-8、図-15**に示す.

同定結果より,対象橋梁の最低次の固有振動数は 8.82Hzであるが,設計固有振動数は3.91Hzであった.設 計固有振動数は,死荷重に対するたわみから算定した簡 単な評価であり,実橋梁においては高欄や横桁等の剛性 が橋梁全体の剛性に寄与し,固有振動数が増加したもの と考えられる.

また、ねじりモードを卓越させるためスパン中央部の 偏心加振F2(図-8参照)によって、8.82.Hzに加えて 12.08Hz近傍付近でモード形状が得られた.さらに、鉛 直2次モードを卓越させるためにスパン1/4において衝撃 加振したF3により、8.82Hz近傍に加えて24.89Hz近傍にお いてモードが安定的に抽出できた.

複数回計測を実施したが、いずれにおいても、立体横 断施設技術基準・同解説における規定(1.5~2.3Hzの範 囲の振動数に抵触しないこと)を満たしていることを確 認した.

今後は、本計測結果をもとに設計値と計測値の差異に 関して、詳細な検討を実施する.

5. 製作および施工の概要

本橋梁の製作および組み立ては、上述したように主桁、 横桁および床版はハンドレイアップ工法で、防護柵のパ イプ材は引き抜き成形工法で製作したのち、部材の切断、 孔開けを行った.また,部材同士の接合は,接着材およ びステンレスボルトを用いて,工場内で橋梁の組み立て 作業を行った.なお,4章で述べた使用性に関する実験 はこの工場組み立て後の状態で行った.

本橋梁の施工は、図-16に示すように、工場で組み立 てたのち、4トントラック(ロング)により現場へ搬入 し、25トンラフタークレーン(作業半径16m)により一 括架設を行った.また、本橋梁の据え付け作業は約1時 間程度で終了した.このことから鋼材やコンクリート製 の橋梁に比べて施工性に優れていることがわかる.

6. まとめ

本報告では,FRP単純桁橋の設計・製作・施工の概要 を述べるとともに,構造安全性および使用性に関して, 桁の耐荷力実験および橋梁全体系のたわみおよび振動測 定を実施した.得られた結果を以下に示す.

- 1) 桁の曲げ耐荷力実験を実施した結果、十分な構造安 全性を有することがわかった.
- 2)橋梁全体系でたわみ計測を行った結果,防護柵の影響もあり,設計たわみ量に対して,十分小さいたわみ量を得ることができた.
- 3) 橋梁全体系で振動計測を行い,設計指針で規定され ている1.5~2.3Hzの範囲の振動数に抵触しないことを 確認した.
- 4) 設計値と実測値を比較すると、差異が見られたが、 実測値はより安全側の値であったことから、本橋梁 は十分な安全性および使用性を有していることがわ かった。
- 5) 施工に関しても,通常の鋼やコンクリート製の歩道 橋に比べ,運搬や使用重機,さらには施工時間など に優位性があることがわかった.

参考文献

 北山暢彦,佐伯彰一,山城和男:沖縄ロードパーク歩道 橋の設計,第1回 FRP 橋梁に関するシンポジウム, pp.103-106, 2001.1



(a) 玉掛け時



(b)架設時 図-16 架設状況



(c)完了時

- 中島和俊,安波博道,細沼宏之:全 FRP 橋梁 自転 車道 13 号橋の設計,製作および架設,第3回 FRP 複 合構造・橋梁に関するシンポジウム,pp.183-186, 2009.7
- 野原正行,熊田哲規,宮本成明,川上盛樹:FRPト ラス歩道橋の設計・施工例,第3回FRP複合構造・ 橋梁に関するシンポジウム,pp.187-194,2009.7
- 4) 増渕文男ら: GFRP 橋の建設, ものつくり大学紀要, 第4号, p97-102, 2013.4
- 5) 高橋 秀夫,渡辺 忠朋,中村 一史,松本 幸大,西崎 到, 日比 英輝: FRP 下路トラス橋梁の設計施工,第 10 回複 合・合成構造の活用に関するシンポジウム,pp.41_1-41_8,

2013.11

- 5) 土木学会: FRP 歩道橋設計・施工指針(案), 複合 構造シリーズ 04, 2011
- 7) 田村修一・保呂秀次・久保圭吾・角間 恒・岡田慎哉・松 井繁:FRP 歩道用拡幅床版の実橋への適用性に関する研 究,第5回 FRP 複合構造・橋梁に関するシンポジウ ム, pp.45-52, 2014.11
- 小泉公佑・中村一史・若林 大・古谷嘉康・中井裕司・西 田雅之:トラス桁形式 GFRP 製橋梁用検査路の開発,第5 回 FRP 複合構造・橋梁に関するシンポジウム, pp.53-61, 2014.11

EXPERIMENTAL STUDY ON STRUCTURAL SAFETY AND SERVICEABILITY OF GFRP PEDESTRIAN BRIDGE

Gen HAYASHI, Kunitaro HASHIMOTO, Yasuo SUZUKI, Chul-Woo KIM, Kunitomo SUGIURA and Hideki HIBI

A FRP pedestrian girder bridge was constructed in Yoro city on Feb. 2016. The design and construction of the pedestrian bridge was paformed according to Guidelines for Design and Construction of FRP footbridges. And structual safety was verified by bending loading test of the FRP girder. Futhermore serviceability was verified by static loading test and vibration test. This paper summarized overview of the design and construction of the bridge, and results of these tests to provide the fundamental data to the spread in the future of FRP pedestrian bridge.