

(41) FRP下路トラス橋梁の設計施工

高橋 秀夫¹・渡辺 忠朋²・中村 一史³・松本 幸大⁴・西崎 到⁵・日比 英輝⁶

¹正会員 北武コンサルタント株式会社 技術部

(〒062-0020 北海道札幌市豊平区月寒中通7丁目4番7号北武第2ビル)

E-mail:h-takahashi@hokubu-c.co.jp

²正会員 北武コンサルタント株式会社 取締役副社長

E-mail:chuhu@hokubu-c.co.jp

³正会員 首都大学東京 大学院 都市環境科学研究科 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1)

E-mail:hnaka@tmu.ac.jp

⁴正会員 豊橋技術科学大学 建築・都市システム学系 (〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1)

E-mail:y-matsum@ace.tut.ac.jp

⁵正会員 土木研究所 材料資源研究グループ新材料チーム (〒305-8516 茨城県つくば市南原1番地6)

E-mail:nisizaki@pwri.go.jp

⁶正会員 株式会社ヒビ 代表取締役 (〒503-1337 岐阜県養老郡養老町直江613番地1)

E-mail:hidekey@hibi-frp.co.jp

本橋梁は、FRP材を用いた下路トラス橋であり、我が国では最大規模のFRP橋である。FRP材を用いた橋梁は、重量の軽減や施工の省力化の観点から、鋼やコンクリート構造による橋梁に比べて優位性がある。一方、構造体の特性から剛性が低いことが問題となる。

本橋梁の設計施工にあたって、これらの特徴に配慮し、土木学会FRP歩道橋設計施工指針（案）の性能照査型設計に基づいて実施した。性能照査では、非線形有限変位解析を用いて橋梁の安定性の照査を行った。また、架設後に振動計測を実施し、実構造物の振動に対する照査も合わせて実施した。

本稿は、上記の検討結果も含めて、本橋梁の設計および施工を取りまとめるとともに、今後のFRP橋梁の設計施工の留意点を示したものである。

Key Words : FRP, footbridge, truss structure, structural analysis, vibration measurement

1. はじめに

本橋梁は、FRP橋としては国内最大規模の支間長を有する下路トラス橋である（図-1）。

FRP材は、従来橋梁に用いられてきたコンクリートおよび鋼に比べて軽量である等の利点がある。また、FRP材は紫外線等の影響が懸念される場合があるが、樋門扉体として約35年以上供用された事例で、物性値低下がほとんど見られないなど、経年的な物性低下に対して優れた耐久性を示した事例¹⁾も確認されていることから、橋梁構造用途でも良好な耐久性が期待されている。しかし、鋼に比べて弾性率が小さいため、橋梁の主要部材の材料として用いる際には、橋梁のたわみや振動に対する使用性に対して、構造体としての対応が設計上の課題となる。

本橋梁の設計は、土木学会FRP歩道橋設計・施工指針（案）²⁾の性能照査型設計に基づき実施した。また、骨組構造解析モデルによる立体弾性有限変位解析により橋

梁の構造安定性に対する照査を詳細に実施するとともに、架設後には実橋梁の振動計測を行い、振動（使用性）に対する照査も合わせて実施した。

本稿では、これらの橋梁計画、性能照査、工場製作、現場架設について報告する。



図-1 玄若橋（FRP歩道橋）

2. 橋梁計画

(1) 架橋地点の概要

本橋梁は三重県四日市市の、市道川島21号線と天白川の支川となる二級河川鹿化川（かばけがわ）が交差する位置にある。

市道川島21号線は、住宅地の生活道路として利用されるとともに小・中学校の通学路であるため、特に朝夕の時間帯には歩行者の通行が多い。しかし、同位置に架橋されている既設橋梁は、道路幅員が2.7 mと狭小であった。そのため、本橋梁は、車と自転車・歩行者を分離して通行者の安全性確保を図るために計画された。

(2) 設計条件

本橋梁の架設諸条件は、以下に示すとおりである。

- ① 地質条件は、中間層にシルトを含む砂質土で、橋梁の支持層は深度10 m付近の固結シルト（N値30以上）である。中間層に液状化の恐れのある砂質土が存在する。
- ② 交差（河川）条件交差する鹿化川は、市道川島21号線とは直交しており、1：1.5の法勾配で河川整備されている掘込河川である。常時の流水がある低水路部は矢板護岸となっており、流下能力向上の対策が図られている。
- ③ 道路線形は、道路の平面線形は直線であるが、交差河川のH.W.Lと計画FHの高低差が1.2 m程度しかなく、河川計画流量の余裕高を考慮すると路面から下の構造高を0.6 m程度に抑える必要がある。
- ④ 周辺環境は、周囲の道路幅員が狭小で、道路脇は民家が近接しているため、騒音、振動、資材搬入路、施工ヤードに配慮が必要となる。
- ⑤ 本橋梁上部構造の主要な設計条件は、支間長17.635 m、活荷重 3.5 kN/m²、たわみの制限値 $L/400$ （ L ：支間長）、振動の制限値2.3 Hz以上である。

(3) 構造形式の決定

a) FRP上部工形式

本橋梁を計画するうえでの制約条件は、河川の交差条件であり、路面から桁下までの構造高を0.6 m程度に抑えることが必要であった。

FRP材を用いた上部工形式の比較結果を表-1に示す。形状の概略検討に用いた形材は、製作工場で保有する型枠で生産可能なものを用いて行った。なお、工場製作に関する歩掛等の整備がされていないため、材料重量に着目した比較とした。比較の結果、トラス形式が優位と判断された。

b) 橋梁形式

表-1に示したFRP材を用いたトラス形式と、従来のコンクリートおよび鋼を用いた上部工形式による比較設計を実施した。比較対象とした形式は下記の3案である。

表-1 FRP材を用いた上部工形式比較

	床版形式	トラス形式（下路式）
形状図		
材料重量	10.0kN ($\alpha=2.16$)	4.6kN ($\alpha=1.00$)
評価	△	○

① 第1案 単純PCプレテンション桁

② 第2案 鋼桁

③ 第3案 FRPトラス桁

下部工および基礎工形式は、直接基礎とすると、フーチングが大きくなり、施工時の床掘りなどにより、隣接橋梁、家屋等へ影響することから、逆T式橋台+杭基礎とした。杭種は、狭小な場所で施工可能な小口径鋼管杭を採用した。

表-2に比較結果を示す。なお、経済性は、FRPトラス桁の費用を1.0とした場合の値で示した。本橋における橋梁形式比較の要点を以下に記す。

表-2 橋梁形式比較表

項目	第1案 単純PCプレテン 桁	第2案 鋼 桁	第3案 FRPトラス桁
上部工重量	80.0t	17.0t	5.0t
周辺環境	△	○	○
施工性	△	△	○
維持管理	△	△	○
上 部 工	0.69	0.60	1.0
下 部 工	1.02	1.0	1.0
基 礎 工	1.38	1.0	1.0
維持管理費	2.29	3.4	1.0
合 計	1.04	1.01	1.0
総合評価	3	2	1

① 第1案 単純PCプレテンション桁

桁高が0.60 mとなり舗装を考慮すると前後道路の摺付けが必要となる。桁架設には160 tクラスのクレーンが必要となり、架設ヤード確保のため大きく民地の借地が発生する。下部工基礎は杭本数が6本必要となる。

② 第2案 鋼桁

中路形式とし床版にデッキPLを採用することで道路摺付けは発生しない。しかし、桁架設のクレーンは120 tクラスが必要となり第1案と同様に架設ヤードの確保のための大きな民地の借地が必要となる。比較的軽量であることから杭本数は4本となるが、鋼部材の塗替え等の維持管理費用が大きくなる。

③ 第3案 FRPトラス桁

下路式の採用により道路への影響はなく、架設クレーンも自走式のラフタークレーンで可能となり、民地の借

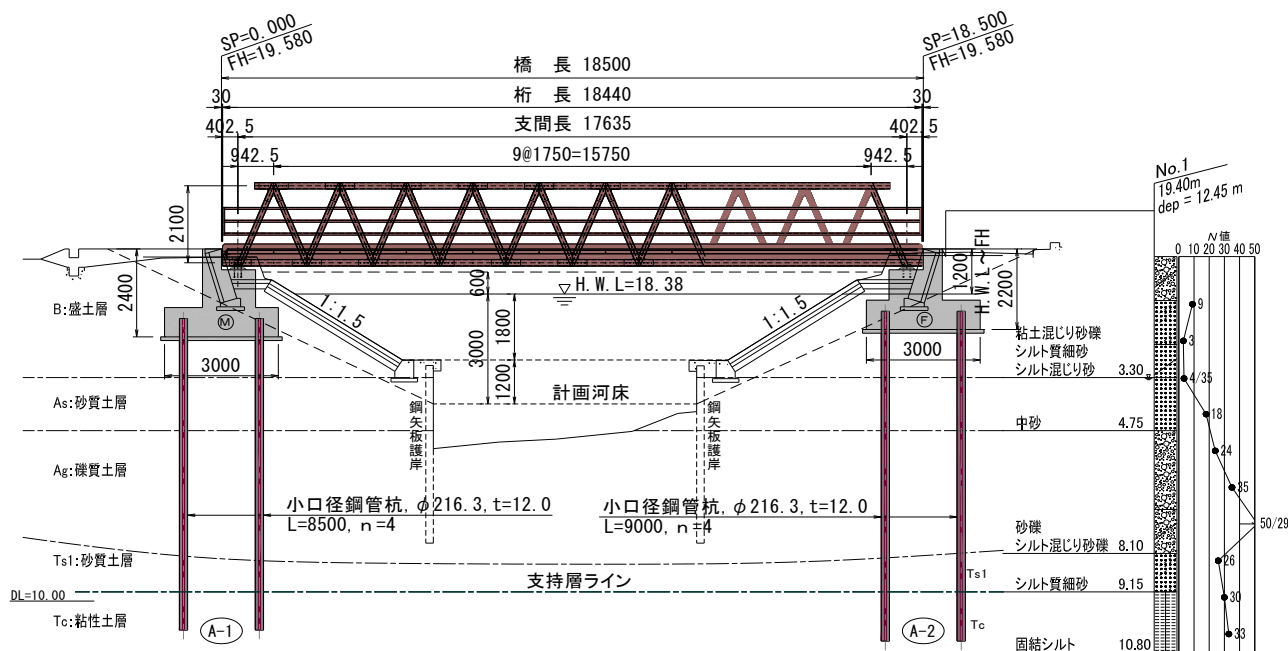


図-2 橋梁一般図

地が不要となる。初期コストは大きいですが、維持管理費を縮小可能であり長期的な視点では経済性に優れる。杭本数は杭基礎の最小本数で定まり4本となる。

比較設計の結果、FRPトラス桁は、上下部構造および維持管理費を含めた経済性では鋼桁と概ね同等であった。しかし、現場での施工時間等の施工性の優位性からFRPトラス桁を選定した。採用されたFRPトラス桁の一般図を、図-2に示す。

(4) 主要部材の決定

主要部材は、安全性および使用性について照査を行い、使用する形材を決定した。

図-3に断面形状、表-3に主要部材の照査結果を示す。上弦材および斜材は、破壊に対する安全性により部材諸元を決定した。下弦材は接合性等に配慮し上弦材と同様の部材を用いた。桁全体としては、たわみ（使用性）が

決定要因となった。なお、振止材は、風荷重に対する値を示しているが、後述する構造安定性に対する照査が断面諸元の決定要因となった。

表-3 主要部材の照査結果

性能	部材	形状	項目	照査結果
安全性 (破壊)	上弦材	溝形材-180	軸圧縮	$0.96 \leq 1.00$
	斜材	溝形材-150	軸圧縮	$0.74 \leq 1.00$
	斜材	溝形材-150	軸引張	$0.15 \leq 1.00$
	下弦材	溝形材-180	軸引張	$0.28 \leq 1.00$
	振止材	溝形材-125	軸圧縮	$0.56 \leq 1.00$
使用性	全体	—	たわみ	$43.2 \leq 43.8 \text{ mm}$
	全体	—	振動	$6.34 \geq 2.30 \text{ Hz}$

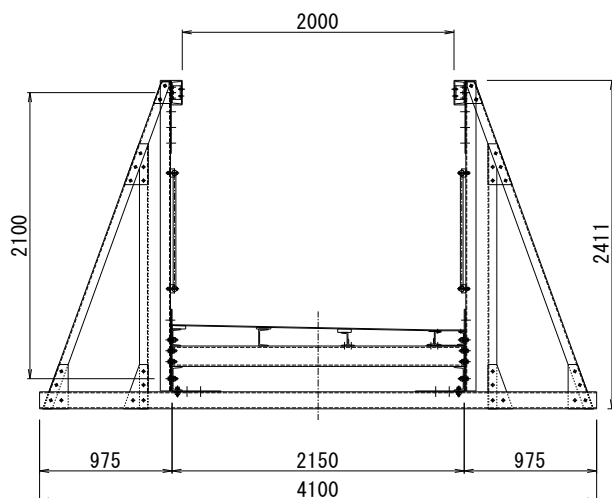


図-3 断面形状

3. 構造安定性、振動使用性に対する検討

(1) 要求性能と検討目的

FRPトラス橋の断面形状は、U形フレーム³⁾とよばれる開断面であり、横座屈に対する構造安定性を確保するために、面外方向に適切な剛性が必要となる。一方、歩道橋の設計では、たわみ制限を満足するだけでなく、振動使用性の確保も重要である。立体横断施設技術基準・同解説⁹⁾では、歩行による共振を避けるため、歩道橋の固有振動数を1.5～2.3 Hz以外とすることとしている。

そこで、この2つの要求性能に対して、適切な構造的対策を目的とした検討を実施した。検討の方針として、本橋の場合、主構高が2.2 mと高いこと、また、FRPトラス歩道橋では、面外方向に斜材を追加する振止材の設置が一般的であることから、振止材の設置を検討した。さらに、圧縮軸力となる上弦材の座屈安定性と構造全体の横剛性を確保するために、上弦材の必要剛度を検討した。

照査の条件は、設計荷重（死荷重 D +活荷重 L （群集荷重 3.5 kN/m^2 ）⁴⁾）時に過大な変形を生じず、構造が安定していること（構造安定性）、および、死荷重の質量を考慮した固有振動数が 2.3 Hz 以上となること（振動使用性）とした。前者については、鋼道路橋では、U形フレームの照査⁹⁾が示されているが、FRPトラス橋では、具体的な照査の方法がないことから、照査指標として、上弦材の水平変位に着目することとした。

(2) 解析条件と解析モデル

検討にあたっては、骨組構造解析モデルによる立体弾性有限変位解析⁹⁾を適用した。上下弦材、斜材、横桁、横構のFRP構造部材をはり要素でモデル化した。各部材の断面性能は、前章で述べた設計結果に基づくものであるが、溝形の上弦材で、振止材がない場合、死活荷重（ $D+L$ ）時の構造安定性を満足しなかった。そこで、図-4 (a) に示すように、上弦材に、設計当初から設置を予定していた、FRP製の桁隠し板（厚さ 6 mm ）を構造部材として考慮することで、溝形材の開断面から箱形の閉断面とすることを検討した。それらの接合方法は、断面内に折曲げたステンレス鋼板を設置して接着剤とボルトで接合するものとした。ただし、成形の段階からの製作ではなく、接合による組合せ断面であり、閉断面としての性能が十分に発揮されるか不明であったため、溝形材と桁隠し板（板材）の断面性能を単純に合計した断面性能を、擬似閉断面として設定し、比較検討した。表-4に部材の断面剛性を示す。基本設計では、上弦材、下弦材、横桁は同一断面であるが、上弦材を閉断面、擬似閉断面とした場合を追加している。なお、擬似閉断面のねじり

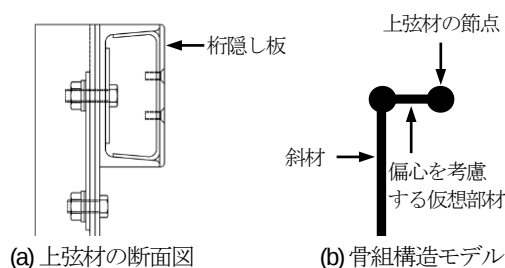


図-4 上弦材の開断面化と斜材との取り合い

表-4 部材の断面剛性

適用部位	$A(\text{m}^2)$	$J(\text{m}^4)$	$I_y(\text{m}^4)$	$I_z(\text{m}^4)$
上弦材、下弦材、横桁	2.620E-03	6.710E-08	1.324E-05	1.449E-06
上弦材（擬似閉断面）	3.220E-03	1.481E-07	1.374E-05	1.949E-06
上弦材（閉断面）	3.700E-03	9.503E-06	1.616E-05	3.768E-06
斜材	2.410E-03	6.367E-08	8.644E-06	1.362E-06
端横桁	2.620E-03	6.710E-08	1.324E-05	1.449E-06
横構	6.000E-04	6.928E-09	1.800E-09	5.000E-07
振止材	1.694E-03	2.959E-08	4.212E-06	7.175E-07

ここに、 A ：断面積、 J ：ねじり定数、 I_y ：橋軸面内の断面2次モーメント、 I_z ：橋軸面外の断面2次モーメント。

定数は、2つの開断面部材のねじり定数の和の2倍とした。

一方、振止材については、事前検討によって、適切な剛性と配置を検討し、図-3に示すように設置することとした。同一断面の溝形材（引抜成形材）を、下弦材の下面に2本、斜材として1本、垂直材として1本をそれぞれ設置した。なお、振止材の部材は、全て引抜成形材であり、弾性係数、せん断弾性係数は、それぞれ 15 GPa 、 3 GPa とした。本解析では、はり要素として評価することから、全ての部材で材料の異方性は考慮しなかった。

図-5に骨組構造解析モデルとして、構造的な対策のない基本モデル（N）、振止材を設置したモデル（R）をそれぞれ示す。2つの骨組構造解析モデルに対して、表-4に示したように、3つの上弦材の断面性能（基本断面を0、擬似閉断面を1、閉断面を2とする）を組合せ、合計6つの解析モデルを作成した。なお、構造部材は、図-4(b)に示したように、溝形断面であるため、上下弦材と斜材の図心位置の偏心を考慮した。

活荷重は、横桁間隔での橋軸方向の荷重分担を考慮し、横桁に有効幅員（ 2 m ）の範囲に作用させた。死荷重については、基本モデル（N）で 47.5 kN 、振止材設置モデル（R）で 60.6 kN であり、死活荷重比（ L/D ）は、それぞれ 2.58 、 2.02 であった。本橋は、軽量であることから、活荷重の比率が大きいといえる。

構造安定性を検討する場合、載荷条件は次式とした。

$$1.00D + \alpha L \quad (1)$$

ここに、 α は、設計時の活荷重に対する荷重倍率であり、設計時で $\alpha=1.0$ となる。解析では、荷重増分法により、 $\Delta\alpha=0.01$ で載荷するものとし、終局まで（解が発散するまで）載荷することとした。

一方、固有振動解析においては、死荷重時の質量を考慮して解析を行った。

(3) 解析結果と構造的対策の検証

解析結果の一部として、図-6に支間中央部における上

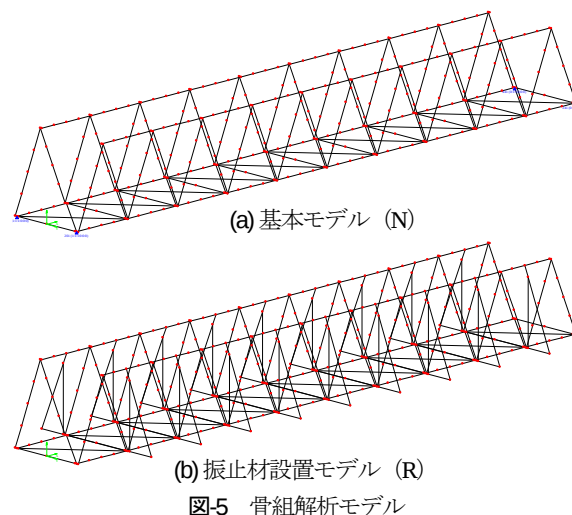


図-5 骨組解析モデル

弦材の水平変位と荷重倍率の関係を、また、表-5に各モデルの最大荷重倍率と固有振動数を、それぞれ示す。図より、基本モデル（N）において、上弦材の基本断面（N0）、擬似閉断面（N1）では、低い荷重倍率で不安定となること、また、閉断面（N2）とすれば、荷重倍率1.0をクリアすることがわかる。一方、振止材を設置したモデル（R）では、基本モデル（N）と比べて、水平変位に対する剛性が高くなることがわかる。基本断面（R0）では、N0と同じ荷重倍率であるものの、擬似閉断面（R1）とすれば、1.0まで安定性が確保され、閉断面（R2）とすれば十分な安定性を示すことがわかる。したがって、振止材を設置して、上弦材を閉断面とすれば十分であるが、実際には、閉断面（ $\alpha_{\max}=1.48$ ）と擬似閉断面（ $\alpha_{\max}=1.03$ ）の中間的な耐荷性能になると予測される。以上のことから、このような対策とすれば、死活荷重に対する構安定性は十分にあることが確かめられた。

図-7にN0およびR2モデルにおける終局時の増分変形モード図を示す。図より、振止材の設置により、面外方向の変形が十分に抑制されていることがわかる。なお、R2モデルでは、支間中央部の変形は小さいが、上弦材の端部の面外変形が大きくなることから、振止材の剛度の選択によっては端部の変位にも留意する必要がある。

固有振動特性については、表-5に各解析モデルにおける1～6次までの固有振動数を併記したように、振止材設置モデルの閉断面（R2）以外は、最低次の固有振動数が2.3 Hzを下回ることがわかる。これらの振動モードのうち、表中に括弧で示したものの以外は、トラス面材の面外モードであった。図-8に一例として、R2モデルにおける固有振動モードと固有振動数を示す。2次モードは、鉛直方向が支配的な振動モードであるが、上弦材の面外変形も連成した振動モードであることがわかる。これらのことから、最低次の固有振動数は、2.3 Hzをわずかに下回る可能性があるものの、面外モードであり、共振の可能性は低いと考えられる。

以上のことから、上弦材を閉断面とするとともに、振止材を設置すれば、構造安定性、振動使用性を満足することが確かめられた。

4. 工場製作

(1) FRP材とその製作方法

本橋の主要構造のFRP材はハンドレイアップ成形材とした。FRPの紫外線対策の手法として、直射日光を受光するFRP材の表層に表面保護層を施すことが有効である。ハンドレイアップ成形材では、型枠にゲルコートを予め塗布することで、FRP材表層に均等な膜厚の高耐候性ゲルコート（表面保護層）を施すことが可能である

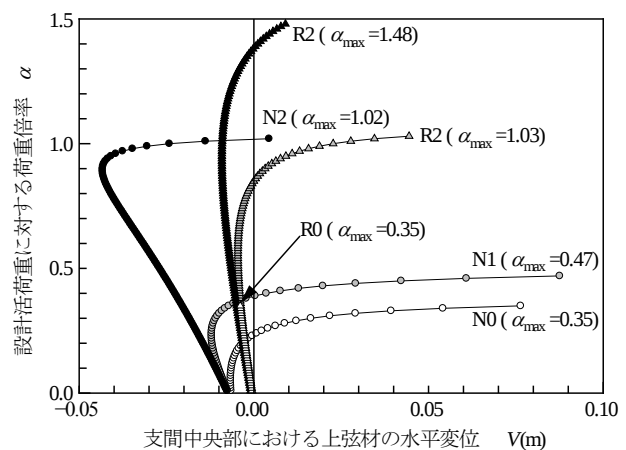
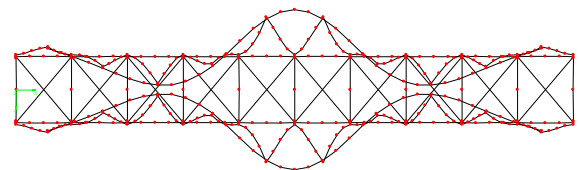
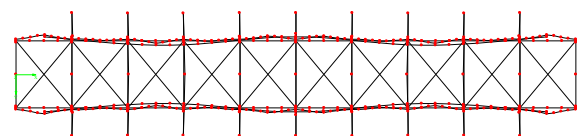


図-6 支間中央部の上弦材の水平変位と荷重倍率の関係



(a) N0モデル（ $\alpha_{\max}=0.35$ ，変形倍率 100 倍）



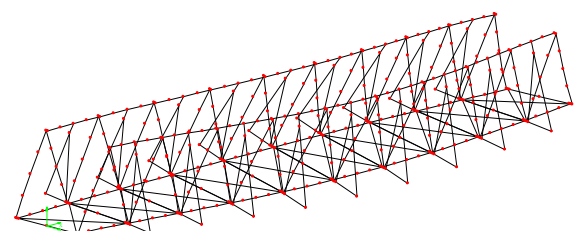
(b) R2モデル（ $\alpha_{\max}=1.48$ ，変形倍率 100 倍）

図-7 終局時の増分変形モード図

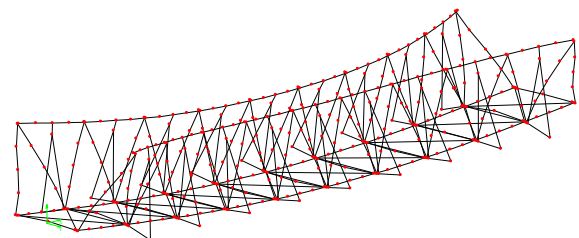
表-5 各解析モデルの最大荷重倍率と固有振動数

モデル名（断面）	最大荷重倍率 $\alpha_{\max}$	固有振動数 f (Hz)					
		1次	2次	3次	4次	5次	6次
N0（基本）	0.35	1.94	2.20	2.21	2.39	2.44	2.59
N1（擬似閉断面）	0.47	1.97	2.24	2.25	2.47	2.48	2.67
N2（閉断面）	1.02	2.01	2.34	2.49	2.65	2.86	3.08
R0（基本）	0.35	2.22	(3.63)	4.03	4.06	4.16	4.16
R1（擬似閉断面）	1.03	2.27	(3.74)	4.09	4.12	4.18	4.19
R2（閉断面）	1.48	2.31	(3.90)	4.18	4.19	4.38	4.46

ただし、ハッチング部は照査を満足しない箇所



(a) 1次モード（ねじり対称1次モード， $f=2.31\text{Hz}$ ）



(b) 2次モード（鉛直たわみ対称1次モード， $f=3.90\text{Hz}$ ）

図-8 R2モデルにおける固有振動モードと固有振動数

ため、これを用いた。一方、ハンドレイアップ GFRP 成形材は、一般に、単位体積当たりのガラス繊維含有率 V_f が低く、引張強度、弾性率も低くなることから、設計上、部材断面が大きくなる傾向がある。そこで、ハンドレイアップ積層後の硬化時に加圧することにより V_f を 50% 程度まで高めることで、引張強度を 280MPa 以上、弾性率を 25GPa 以上とし、主要構造材のコンパクト化を図った。なお、主要なガラス強化繊維には、汎用性の高い 800g/m² のロービングクロス[0/90°]を用いた。ゲルコート膜厚は供用中にクラックや剥離を起こしにくいとされる 500 μ m を設計膜厚（許容値： $\pm 5\%$ ）とした。

一方、補助部材とする振止材と防護柵には、製造コストに有利な引抜材を採用した。その紫外線対策として、表面樹脂層の増加を目的に、ガラスサーフェスマットでオーバーレイアップし、さらに、高耐候性トップコートを上塗りした。

(2) 物性値の確認

本橋のために製作された FRP 主要構造部材の一部を物性確認用に採取し、これから切り出した試験片の物性試験^{7) 8) 9) 10)}を実施して、メーカーが過去に実施した試験に基づいて設定した設計値を満足していることを確認した。代表的な試験結果を表-6 に示す。

表-6 材料の設計値と引張試験結果

試験片の採取位置	試験項目	設計値	試験値
溝形材 (上下弦材)	軸方向引張強さ(MPa)	274	312
	軸方向引張弾性係数(GPa)	23.0	29.4
	軸方向圧縮強さ(MPa)	305	358
板材(床版)	軸方向引張強さ(MPa)	150	200
	軸方向引張弾性係数(GPa)	12.0	18.0

ただし、試験値は $n=5$ 水準の平均値

(3) 部材の加工と仮組立

FRP 材は、FRP 専用の切断工具にて、設計寸法形状に切断および加工を行った。その後、FRP およびステンレス製ガセットプレートとの取合いを確認し、各接合部の孔明け加工を行った。仮組立は、接着剤を使用せず、ボルト支圧接合のみで行った。仮組立時のボルト締め付けトルクは、標準締め付けトルク値の 80% 程度とした。

(4) 仮組立検査

仮組立検査では、道路橋施工便覧¹¹⁾に基づいて、橋長、幅員などの基本寸法を測定し、すべての検査項目が許容値以内であることを確認した。

さらに、振止材および高欄が設置されない状態で、載荷試験による鉛直たわみの量の計測、歩行による加速度波形の計測およびトラス上弦材の面外水平荷重に対する変位測定を実施した。載荷試験では、重量 15.7 kN/枚の

鋼板(板厚 22 mm)を床版上に計 3 枚敷詰めた。この積載重量は、仮組立であることを考慮し、設計最大荷重の約 50 % とした。この載荷条件でのたわみの計測値は 10.5mm であり、設計たわみ値(21.9 mm)の半分以下であった。これは、構造部材として考慮していない側板や縦桁などの剛性が寄与したことによると考えられる。

(5) 本組立

本組立の接合は、接着剤とボルトの併用接合とした。FRP 材の接着面をサンディングし、アセトンで汚れを除去した後、ビニルエステル樹脂系接着剤を塗布して接着接合した。さらに、六角ボルト・ナット類には SUS304 製を使用し、ボルト孔とのクリアランスを埋める目的でボルト挿入前に同様の接着剤をボルト軸部に塗布し、本締めを行った。ボルトの締め付けトルクは、ステンレスボルトの標準締め付けトルク値で管理した。

(6) 塗装

本組立完了後に、添接材として用いたステンレス板材の耐食性の向上と橋梁の外観色を統一する目的で、ふっ素樹脂塗料による表面塗装を施した。塗装は、橋梁本体を清掃した後、塗料の密着性を高めるためプライマーを塗布し、ふっ素系樹脂塗料を塗布した。目標乾燥膜厚は 30 μ m とした。塗膜厚の管理には、ウェットゲージを用いて塗料メーカー指定のウェット標準膜厚 100 μ m 以上であることを確認した。

5. 現場架設

(1) 輸送と地組み

輸送は、両端部(長さ 4.8 m $\times$ 2)と中央部(長さ 8.8m)に 3 分割された部材を、それぞれ 10 t 用トラック 1 車ずつに積載して行われた。地組みの連結作業は、50t ラフタークレーン 1 台と作業員 10 名により行われた。両端部と中央部を地組みヤードに無応力状態で水平に仮置きした。この時、両側の支承を中央部より 46 mm 下げ、設計に基づく製作キャンバーを考慮して連結した。また、連結箇所は、ステンレスボルトと接着剤の併用接合とした。現場組立の所要時間は、僅か 2 時間程であった。これは、連結位置の微調整などが短時間で出来たためであり、FRP 橋の軽量である利点が活かされたといえる。

(2) 架設

架設は、地組みに用いた 50t ラフタークレーン 1 台にて一括架設した。玉掛け作業完了から架設位置までの吊り込みに要した時間は約 5 分と短時間であった。架設状

況を図-9に示す。

架設終了後に振止材、伸縮装置、防護柵を取り付け現場施工完了とした。完成したFRP橋は道路橋施工便覧¹⁾に従って一連の検査を行い、全ての項目が許容値以内であることを確認し工事竣工となった。



図-9 架設状況

6. 架設後の振動調査

図-10, 11に加速度計測位置およびその番号を、表-7に加振プログラムを示す。加速度は計測位置において幅員方向と上下方向について計測し、加振は、図-10, 11に示す計測パターンそれぞれで行った。加振の様子を図-12に示す。

図-13に計測パターンA、加振ケース1の計測結果を示す。これより、計測位置a, bの上下・幅員方向応答が正の相関で振動しており、上下振動と水平振動が生じていることがわかる。この時刻歴応答をフーリエ変換し、卓越振動を分析すると上下方向振動（たわみモード）として8.3および8.8 Hzが得られ、幅員方向振動として10.3 Hzが得られる。上下方向振動に近接した2つの卓越振動数が得られた原因としては、手摺の振動モードの影響や床

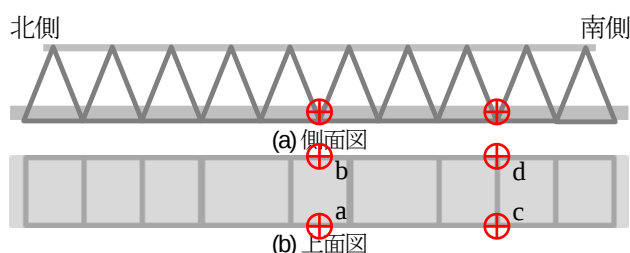


図-10 加速度計測位置（パターンA）

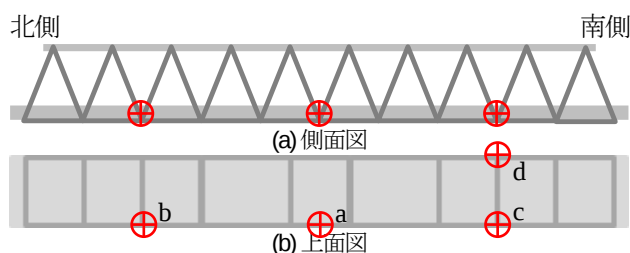


図-11 加速度計測位置（パターンB）

板の振動の影響等が考えられる。また、図-14に計測パターンB、加振ケース3の計測結果を示す。これより、計測位置b, cの上下方向応答が負の相関で振動しており、逆対称上下振動が生じていることがわかる。この卓越振動数は16.5 Hzと推測される。以上の卓越振動数をまとめると表-8のようになる。

計測結果によると、構造全体の最低次の固有振動数は、8.3 Hzであった。第2章で示した固有振動数（6.34 Hz）は、

表-7 加振プログラム

Case	加振方法	加振力	加振位置・向
1	衝撃（ジャンプ）	実験員 1名	中央
2	衝撃（ジャンプ）	実験員 1名	北側 1/4
3	衝撃（ジャンプ）	実験員 1名	南側 1/4
4	走行	実験員 1名	北→南
5	走行	実験員 1名	南→北
6	2Hz 歩行	実験員 1名	北→南
7	2Hz 歩行	実験員 1名	南→北
8	ランダム	実験員 2名	ランダム



図-12 加振の様子（加振ケース5）

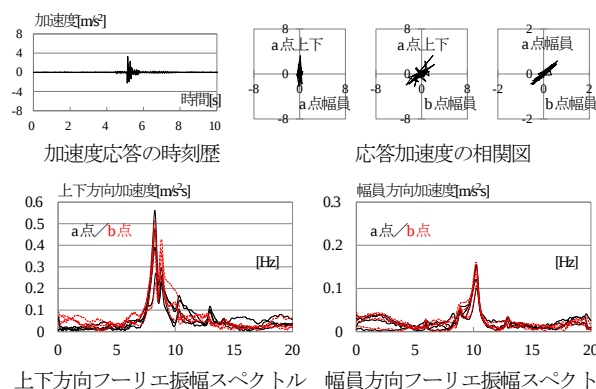


図-13 計測パターンA、加振ケース1の計測結果

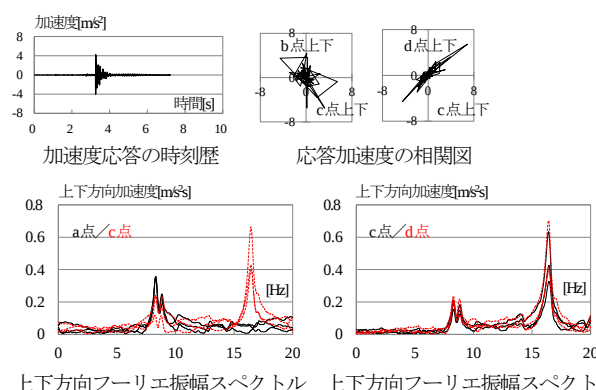


図-14 計測パターンB、加振ケース3の計測結果

表-8 固有振動数一覧

振動数[Hz]	振動モード
8.3	上下方向振動
8.8	上下方向振動
10.3	水平（幅員）方向振動
12.8	ねじれ振動
16.5	逆対称上下振動 2 次

死荷重たわみから算定した簡便な評価であり、計測値はそれを上回ることがわかる。また、第3章で示した鉛直方向の固有振動数（3.6～3.9 Hz）は、面外変形が連成して低くなったと考えられるが、実橋では、床組を構成する縦桁、側板、床版などの2次部材の剛性が固有振動数の増加に寄与したものと推測される。これらのことから、計測値は、歩行による共振振動数1.5～2.3 Hz以上となっており、振動性に対して性能は十分に満足しているといえる。今後、本計測結果を初期値として、振動によるモニタリングを継続的に実施することは、本橋梁の合理的な維持管理に資するものと考えられる。

7. まとめ

本稿は、FRP材を用いた下路トラス橋を対象に、橋梁計画から設計と性能照査、製作・架設および振動計測に至るまで、一連の設計・施工と検証の実施例について取りまとめたものである。これらの結果から次のことがいえた。

- (1) 支間17.635 mの歩道橋の設計において、FRPトラス桁は上下部構造および維持管理費を含めた経済性では鋼桁と概ね同等であり、現場での施工時間等の施工性の優位性からFRPトラス桁が選定された。
- (2) 限界状態設計法を照査方法とした性能照査型設計を用いてFRPトラス桁の性能照査を実施した。その結果、上弦材、斜材は、安全性（破壊）に対する照査で断面諸元が決定され、桁全体としては、使用性（たわみ）によって構造諸元が決定される結果となった。
- (3) 骨組構造解析モデルによる立体弾性有限変位解析を

実施し、上弦材の断面を、開断面（溝形材）から閉断面に変更し、適切な振止材を設置すれば、構造安定性、振動使用性を十分に満たすことが確かめられた。

(4) FRPの軽量性は、現場での施工に優位にはたらし、施工重機の小型化が可能になった。

(5) 完成後に振動測定を実施し、固有振動数の計測結果値から、振動性に対して十分に性能を満足している結果が得られた。

謝辞：本論文の作成にあたり、設計資料の掲載にご協力賜りました四日市市役所道路整備課の関係各位、また、振動調査にあたりご指導賜りました豊橋技術科学大学の故山田聖志教授ならびに計測でご協力をいただいた同大学大学院 松本拓也氏、小島敬司氏に心より感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 富山禎仁，西崎到：繊維強化プラスチックの水門設備への適用性に関する検討，土木技術資料，第 47 巻，第 12 号，pp.54-59，2005.12
- 2) 土木学会 複合構造委員会：FRP 歩道橋設計・施工指針（案），複合構造シリーズ 04，2011.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編，pp.373-374，2012.
- 4) 日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説（昭和 54 年版），1979.
- 5) 日本道路協会：道路橋設計便覧，1980.
- 6) 前田幸雄，林 正：立体骨組構造物の有限変位解析，土木学会論文報告集，No.253，pp.13-27，1976.
- 7) 日本工業規格：JIS K 7161：1994 プラスチックー引張特性の試験方法 第1部：通則
- 8) 日本工業規格：JIS K 7164：2005 プラスチックー引張特性の試験方法 第4部：等方性及び直交異方性繊維強化プラスチックの試験条件
- 9) 日本工業規格：JIS K 7018：1999 繊維強化プラスチックー積層板の面内圧縮特性の求め方
- 10) 日本工業規格：JIS K 7019：1999 繊維強化プラスチックー±45° 引張試験による面内せん断特性の求め方
- 11) 日本道路協会：鋼道橋施工便覧，1985.

DESIGN AND CONSTRUCTION OF THE FRP THROUGH TRUSS BRIDGE

TAKAHASHI Hideo, WATANABE Tadatomo, NAKAMURA Hitoshi,
MATSUMOTO Yukihiro, NISHIZAKI Itaru and HIBI Hideki

An FRP through truss bridge was constructed in Yokkaichi, 2013. FRP bridges have some advantages in light weight and easy construction against steel or concrete bridges, however its rather low stiffness often become the problem in the structural design. The design and construction of the bridge was carried out according to “Guidelines for Design and Construction of FRP footbridges”, considering the problems mentioned above. Safety was verified by geometrically non-linearity analysis, and vibration was verified as the serviceability including on-site measurement in vibration. In this paper, the authors report these design and construction of the bridge with the key points for the design and construction of FRP bridges.