

FRP下路トラス橋梁の設計

Design of the FRP through truss bridge

北武コンサルタント㈱ ○ 正 員 高橋秀夫 (Hideo Takahashi)
首都大学東京 正 員 中村一史 (Hitoshi Nakamura)
北武コンサルタント㈱ 正 員 渡辺忠朋 (Tadatomo Watanabe)

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実施した。

本稿では、橋梁計画、性能照査について報告する。



図-1 玄若橋（FRP 歩道橋）

2. 橋梁計画

2.1 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。

2.2 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。

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10m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。

交差（河川）条件交差する鹿化川は、市道川島21号線とは直交している。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。

道路の平面線形は直線であるが、河川のH.W.Lと計画FHの高低差が1.2m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0.6m程度とする必要がある。

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。

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3.5kN/m²、たわみの制限値L/400（L：支間長）、振動の制限値2.3Hz以上である。

2.3 構造形式の決定

(1) 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0.6m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材形は、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。比較の結果、トラス形式が優位と判断された。

	上路式；床版形式	下路式；トラス形式
形状図		
材料重量	10.0t (α=2.16)	4.6t (α=1.00)
評価		○

表-1 FRP材を用いた上部工形式比較

(2) 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。

- 第1案 単純PCプレテンション桁
- 第2案 鋼桁
- 第3案 FRPトラス桁

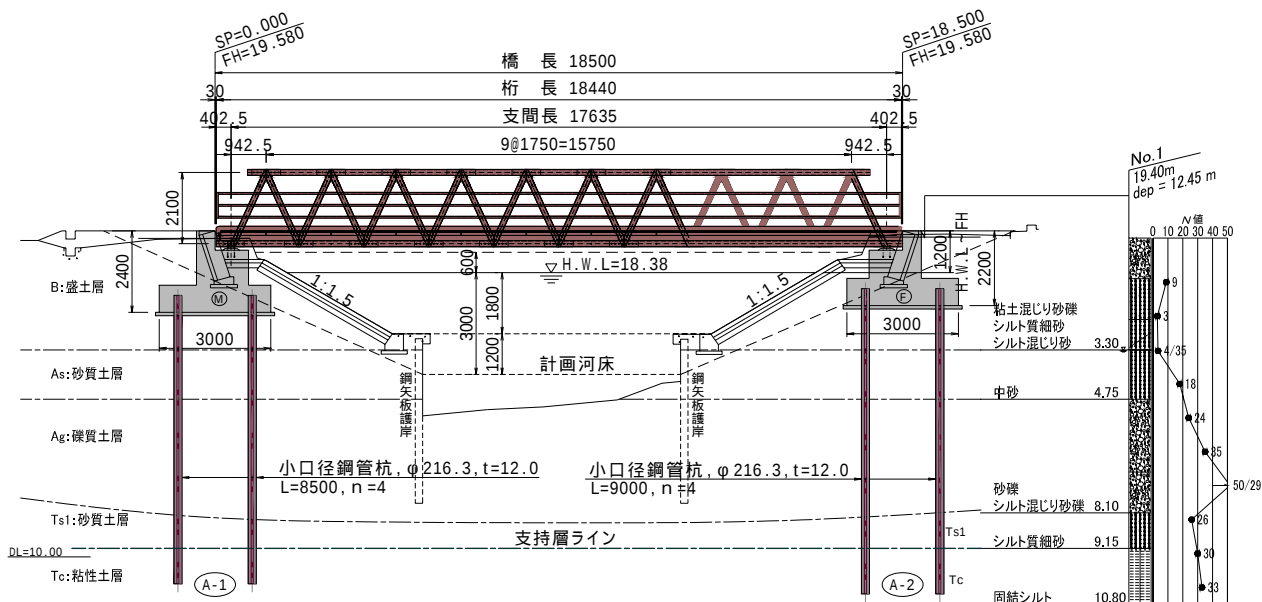


圖-2 橋梁一般圖

下部工および基礎工形式は、施工時の土地利用の制約から、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。

表-2 橋梁形式比較表

項目		第1案 単純PCP* レン桁	第2案 鋼 桁	第3案 FRPトラス桁
上部工重量		80.0 t	17.0 t	5.0 t
周辺環境			○	○
施工性				○
維持管理				○
経済性	上 部 工	0.69	0.60	1.00
	下 部 工	1.02	1.00	1.00
	基 礎 工	1.38	1.00	1.00
	維持管理費	2.29	3.40	1.00
	合 計	1.04	1.01	1.00
総合評価		3	2	1

本橋における橋梁形式比較の要点を以下に記す。

第1案 単純PCプレテンション桁

桁高が0.60m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160t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。

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120tクラスが必要となり第1案と同様に架設ヤードの確保が必要となる。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。

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、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優位性から FRP トラス桁を選定した。FRP トラス桁の一般図を、図-2 に示す。

2.4 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。

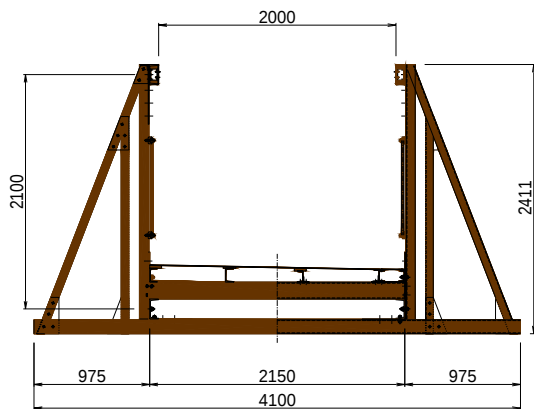


图-3 断面形状

表-3 主要部材の照査結果

性 能	部 材	形 状	項 目	照 查 結 果	
安全性 (破壊)	上弦材	溝形材-180	軸圧縮	0.96	1.00
	斜 材	溝形材-150	軸圧縮	0.74	1.00
	斜 材	溝形材-150	軸引張	0.15	1.00
	下弦材	溝形材-180	軸引張	0.28	1.00
	振止材	溝形材-125	軸圧縮	0.56	1.00
使用性	全 体	—	たわみ	43.2	43.8mm
	全 体	—	振 動	6.34	2.30Hz

3. 構造安定性、振動使用性に対する検討

3.1 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⁴⁾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1.5～2.3Hz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2.2m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 3.5kN/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2.3Hz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⁵⁾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。

3.2 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⁶⁾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6mm）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、同一断面の溝形材を、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。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。

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）を検討対象とした。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

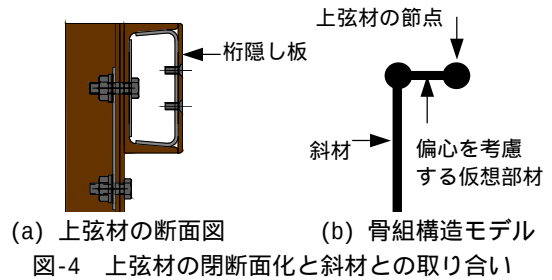


表-4 部材の断面剛性

適用部位	A (m ²)	J (m ⁴)	I_y (m ⁴)	I_z (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。

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、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、固有振動解析では、死荷重時の質量を考慮した。

3.3 解析結果と構造的対策の検証

解析結果の一部として、図-5に支間中央部における上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-6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。

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 2.3Hz 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-7 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

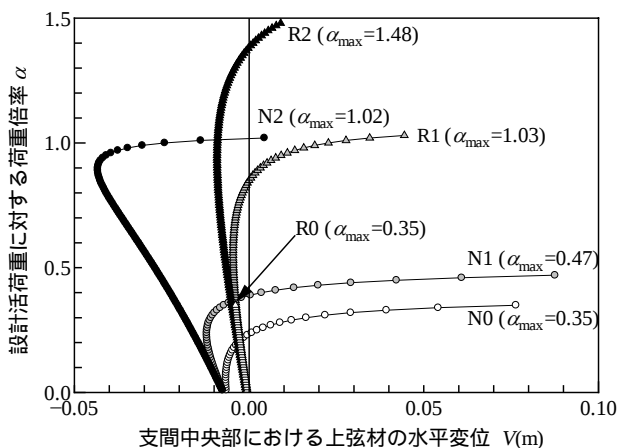
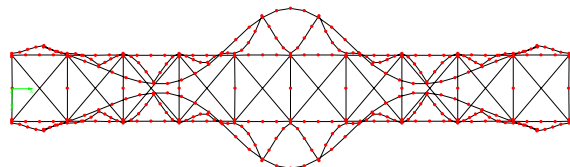
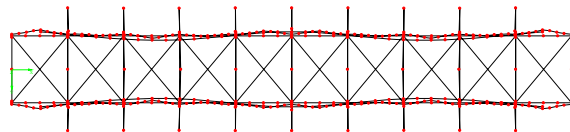


図-5 支間中央部の上弦材の水平変位と荷重倍率の関係



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



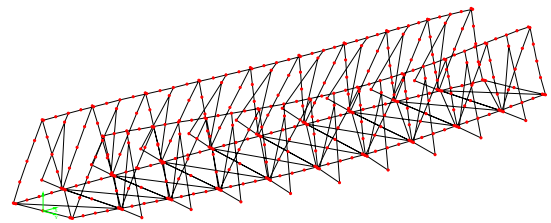
(b) R2 モデル ($\alpha_{\max}=1.48$ 、変形倍率 100 倍)

図-6 終局時の増分変形モード図

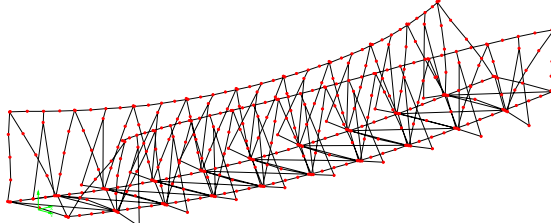
表-5 各解析モデルの最大荷重倍率と固有振動数

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-7 R2 モデルにおける固有振動モードと固有振動数

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、2.3Hz 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。

以上から、上弦材を閉断面とし、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. 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までを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 17.635m の歩道橋の設計において、FRP トラス桁は維持管理費を含めた経済性では鋼桁と概ね同等であり、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を実施した結果、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) 本橋は鋼橋をベースとしたが、FRP 材料の特性を生かした部材の省力化、最適化が今後の課題となる。

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.