

床版橋形式 GFRP 歩道橋の開発と擬似両端固定支持構造の安全性

論文

Development and Verification of a GFRP Pedestrian Slab Bridge with Semi-fixed Support System

○北山 暢彦* 前田 研一** 中村 一史*** 渡辺 哲也****
Nobuhiko KITAYAMA Ken-ichi MAEDA Hitoshi NAKAMURA Tetsuya WATANABE

ABSTRACT In case of design for pedestrian bridge made of GFRP, section property is often determined by not stress but deflection. Therefore, the excellent characters of GFRP which has lightness, high strength and high corrosion resistance are not used efficiently. We have proposed a GFRP pedestrian slab bridge with semi-fixed support system in order to reduce deflection and designed a sample pedestrian bridge which has 16m simple beam span. In this report, we design detail structure of semi-fixed support system using FEM analysis in which we try to find the most effective reinforcing structure for shearing force. We have made the loading test with full scale model and confirmed the correspondence of the analysis. From the result, semi-fixed support system is an appropriate structure and has efficient strength. A GFRP pedestrian slab bridge has enough safety for practical use, and feasibility of appliance is excellent because it is possible to reduce the construction cost.

Keywords: ガラス繊維強化プラスチック, 歩道橋, 擬似両端固定, 支点部補強
GFRP, Pedestrian Bridge, Semi-fixed support system, Reinforcement for support structure

1. はじめに

近年、公共構造物の維持管理費を含めたライフサイクルコストが重要視されるようになって久しい。なかでも橋梁構造物は、今後、架け替えや大規模補修の対象となるものが多く発生し、それらへの対策が課題となっている。これらの理由から、今後は、対処療法から予防保全へ考え方が移行していき、建設当初から供用期間の維持管理を含めたライフサイクルコストを最少にすることが益々重要視されるであろう。

維持管理費の合理化が求められる中、腐食に強い材料として FRP (繊維強化プラスチック) が注目されている。各種 FRP 構造物を土木分野に適用する研究が活発に行われるようになりつつあり、FRP を一次部材として橋梁に適用する研究が、国内外で精力的に進められるようになってきている¹⁾⁻¹³⁾。FRP 材料は、ゲルコートと呼ばれる保護皮膜を必要とするものの、鋼材が腐食する環境や、塩害環境に強く、また、比強度が大きいことから、土木構造物へ適用することにより、ライフサイクルコ

ストを低減できる材料として期待される。

このような背景のもと、本研究では、これまでに提案を行ってきた床版橋形式 GFRP 歩道橋¹⁴⁾における、擬似両端固定支持構造の安全性を検証することを目的とした。

2. 床版橋形式 GFRP 歩道橋

2.1 床版橋形式 GFRP 歩道橋の概要

諸外国では FRP を橋梁構造物へ適用した例は多数あり、日本でも本格的な FRP 製の歩道橋が沖縄県に施工されている^{15), 16)}。しかし、まだ一般的には土木構造物への適用例は少なく、その材料の希少性から、初期建設コストが大きいことが課題となっている。そこで、著者らは初期建設コストの改善を目的に、図-1 に示す汎用性が高い GFRP の引き抜き成形材を用いた歩道橋の形式をこれまで提案している^{14), 17)}。しかし、GFRP は、比強度は大きい、剛性は小さく、歩道橋を設計した場合、応力度ではなくたわみ制限によって断面形状が決定されるケースが多いことが知られている。した

* 株式会社 I H I インフラシステム 技術本部 都市高速部

(〒108-0023 東京都港区芝浦 3-17-12 吾妻ビル) 非会員

** 工博 首都大学東京 大学院 都市環境科学研究科 都市基盤環境工学専攻 教授 (〒192-0397 八王子市南大沢 1-1)

*** 博(工) 首都大学東京 大学院 都市環境科学研究科 都市基盤環境工学専攻 助教 (〒192-0397 八王子市南大沢 1-1)

**** A G C マテックス株式会社 (〒252-0212 神奈川県相模原市中央区宮下 1-2-27)

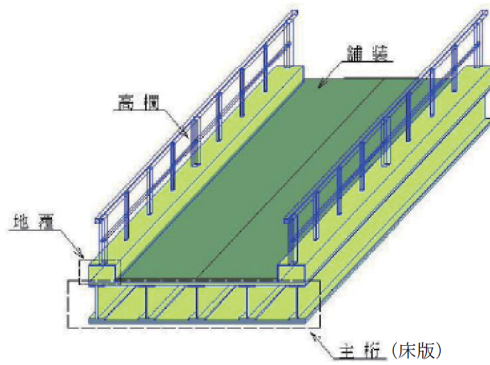
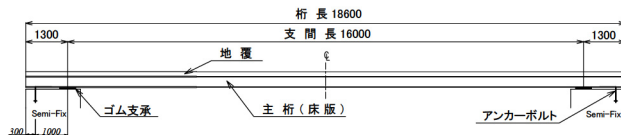


図-1 床版橋形式 GFRP 歩道橋

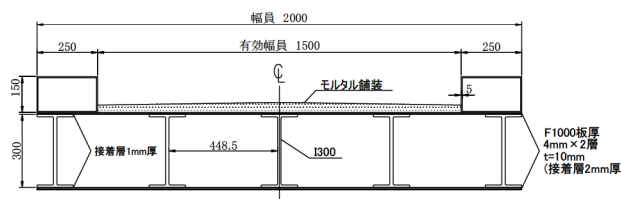
がって、FRP の最大の特徴である比強度が大きいという特性を有効に活用するため、両端部を擬似的に回転固定とする支持条件（以後、擬似両端固定支持と呼ぶ）も提案している。両端固定梁は支間中央部でのたわみが単純梁の 1/5 となることから、擬似両端固定支持とすることにより、たわみで決定される断面をかなり小さくでき、経済性を飛躍的に向上させることが出来る。

2.2 実橋を想定した試設計

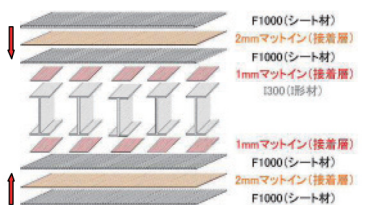
これまでに、著者らは、有効幅員 1.5m、橋長 18.6m、支間長 16.0m の床版橋形式 GFRP 歩道橋の試設計を行っている¹⁷⁾。設計結果を図-2 に示す。



(a) 一般図



(b) 断面図



(c) 部材構成図

図-2 床版橋形式 GFRP 歩道橋

断面構成に用いた GFRP 引き抜き成形材 (I300, F1000) については、材料試験を行って設計に用いる物理定数の値を算出した。これらの値を用いて骨組解析や FEM 解析を行うことで、擬似両端固定支持が、両端固定支持と比べて、支間中央のたわみに有意な差がなく、ほぼ同等のたわみ性状を示すことを確認している¹⁷⁾。また、実大部分模型による 4 点曲げ載荷試験を行い、試験結果と解析結果を比較することにより、GFRP 引き抜き成形材の接着接合断面が、平面保持を確保していることや、せん断剛性が小さいため、たわみを評価する場合は、せん断変形を考慮しなければならないことなども確認している。そのうえで Timoshenko 梁公式から誘導して、せん断たわみを考慮した、設計たわみ算定式の提案も行っている。

2.3 反力算定公式の提案

上述のたわみ算定式¹⁷⁾を誘導する過程で、設計反力算定式も導くことが出来る。誘導の詳細は略すが、図-3 に示す擬似両端固定支持条件を模した梁モデルに対する反力算定式を下記に示す。

$$R^- = \frac{W_l L^3 + W_d \{L^3 + L_0^3\} - \frac{3\kappa EI \{W_l L + W_d (L + L_0)\}}{4GA}}{\left\{2 \left(1 + \frac{3\kappa EI}{GAL_0^2}\right) L_0 + 3L\right\} L_0} - \frac{1}{2} W_d L_0$$

$$R^+ = \frac{1}{2} (W_l L + W_d L_0) - R^-$$

ここに

R^- : 負反力

R^+ : 正反力

E : ヤング定数

I : 断面 2 次モーメント

G : せん断弾性係数

A : 断面積

L : 中央支間長

L_0 : 側径間長

W_l : 活荷重

W_d : 死荷重

κ : せん断補正係数

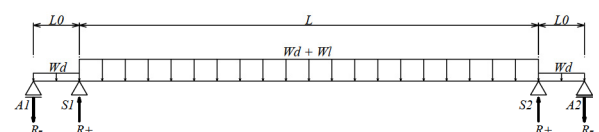


図-3 擬似両端固定支持条件を模した梁モデル

この式にせん断補正係数を積分計算により求めた値 $\kappa=3.32$ を用い、試設計のケースについて計算すると、負反力 R^- は 172.5kN となり、一種の厳密解として、せん断変形の影響を考慮した骨組解析の結果と完全に一致する。また、この値は FEM 解析値 148.9kN と比べて少し大きい値であり、本反力算定公式を用いて設計を行うことは、安全側の評価を意味することが分かる。これらのことより、本公式は、十分な精度で、擬似両端固定支持形式の設計反力を求めることが出来るといえる。

3. 擬似両端固定形式の構造詳細検討

3.1 アンカーボルトの設計

2章に示した試設計の結果より、端支点到作用する負反力は 172.5kN である。橋体に GFRP を用いて、腐食に対する配慮を行っていることから、アンカーボルトにも高耐食性の材料を用いる必要があり、ステンレス鋼 SUS304 を用いることとした。アンカーボルトの設計としては、「ダム・堰施設（水門）技術基準」¹⁸⁾ に準拠することとし、許容応力度はそれに従い $\sigma_{ca}=100\text{N}/\text{mm}^2$ とした。一支承線上に 10本のアンカーボルトを配置することを想定すると、所要断面積 A_{req} は、

$$A_{req} = \frac{17,250\text{N}}{100\text{N}/\text{mm}^2} = 172.5\text{mm}^2$$

となる。ねじ部の有効断面積が 172.5mm^2 以上あるものから、ステンレス丸鋼の汎用性も考慮して、アンカーボルト径は M20（ねじ部の有効断面積 244.8mm^2 ）を用いることとした。

また、材料試験として引張試験を行い、ステンレス鋼の材料特性を確認するとともに、そこから得られたヤング係数 189.2GPa を解析検討に用いることとした。

3.2 定着盤の検討概要

床版橋形式 GFRP 歩道橋の試設計において、アンカーボルトを用いて負反力を支持することとしたが、アンカーボルトから、主桁（床版）への力の伝達を考慮すると、定着盤構造が必要と考えられた。そこで、図-4 に示すように、5本の I300 の下フランジ間にも F1000 をさらに2層貼り付けて挿入し、その上から鋼製の定着盤を設置して、主桁の Bottom Plate 部分で定着する構造を考案した。この界面せん断応力に対する補強構造が有効にはたらく橋軸方向の設置範囲をパラメーターとして、

FEM 解析を用いて検討することとした。また、ウェブにも定着盤の設置が必要と考え、同様に設置範囲をパラメーターとして検討を行うこととした。

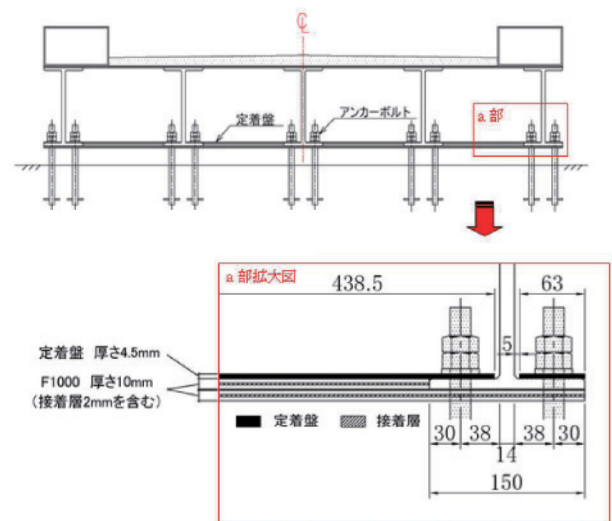
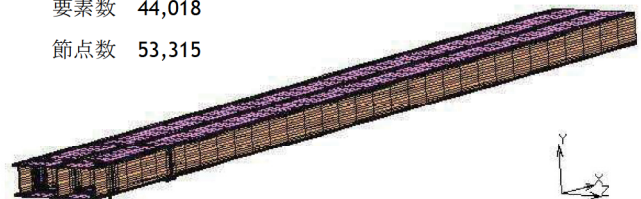


図-4 Bottom Plate に設置する定着盤

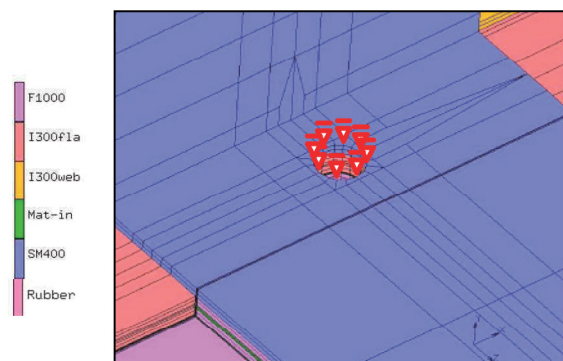
3.3 定着盤構造の検討

パラメーター解析を行う FEM 解析モデルは、試設計に用いた、直交異方性を考慮したソリッド要素による 3次元モデルとした。図-5 および表-1 に

要素数 44,018
節点数 53,315



(a) 全体図 (1/4 モデル)



(b) 支点部詳細

図-5 FEM 解析モデル

FEM 解析モデルおよびこのモデルに用いた物理定数を示す。アンカーボルトは考慮しない簡易モデル

表-1 FEM 解析モデルに用いた材料の物理定数

		F1000		I300		マットイン (接着層)
		フランジ	ウェブ	フランジ	ウェブ	
ヤング係数 (GPa)	E_X	29.1	34.2	25.4		9.1
	E_Y	(3.0)	(3.0)	11.4		
	E_Z	10.3	15.1	(3.0)		
ポアソン比	ν_{XY}	(0.30)	(0.30)	0.44		(0.30)
	ν_{YZ}	(0.30)	(0.30)	(0.30)		
	ν_{ZX}	(0.30)	0.35	(0.30)		
せん断弾性係数 (GPa)	G_{XY}	(2.0)	(2.0)	4.1		(3.5)
	G_{YZ}	(2.0)	(2.0)	(2.0)		
	G_{ZX}	4.5	(4.0)	(2.0)		
密度(kN/m ³)		17.99	17.55	17.55		13.01

X: 橋軸方向 Y: 鉛直方向 Z: 橋軸直角方向 *()内は仮定値

とし、負反力支点の境界条件として、ボルト孔位置の各節点での鉛直変位を拘束した。

擬似両端固定の3径間連続梁モデルでは、負反力支点から正反力支点までの区間で、せん断力が大きくなる。したがって、主桁の Bottom Plate 部分の定着盤構造は、この区間に設置するのが有効であり、設置範囲をパラメーターとして FEM 解析を行い、界面せん断応力を比較することとした。

(1) 定着盤を設置しないケースの検討

はじめに定着盤を設置しないケースについて FEM 解析を行った。解析結果を評価する際における主桁断面内の評価点について図-6 に示す。

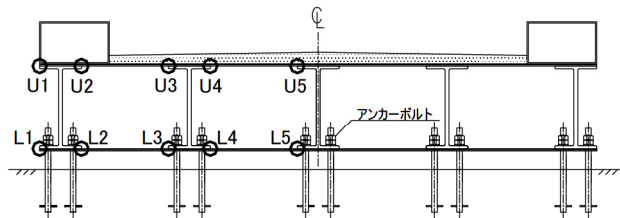
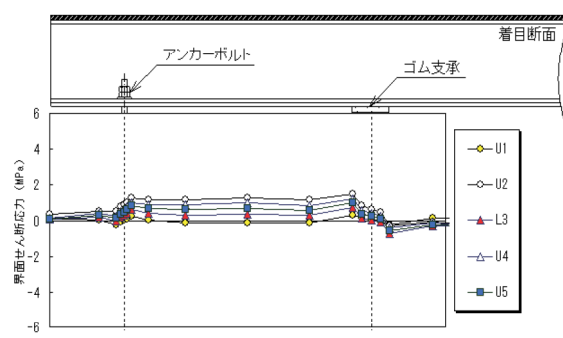


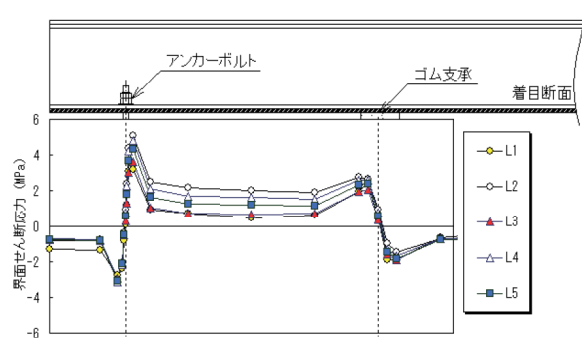
図-6 主桁断面内の評価点

主桁の Deck Plate および Bottom Plate にそれぞれ、上図に示した5評価点、U1~U5 および L1~L5 を設け、これらの点における界面せん断応力について評価を行うこととした。これらの5点は、定着盤構造の場合、断面変化点となる。I 300 を並べ、上下フランジを F1000 でつないだ断面は、4セルの箱断面を形成しているといえ、せん断流分布が連続して変化することを考慮すると、上記の5点があれば相対的な評価を行う上では十分である。

図-7 に、Deck Plate, Bottom Plate それぞれの界面せん断応力分布を示す。これらの結果より、適切な定着盤を設けずに負反力を支持する構造では、支点部で主桁のせん断流分布が Bottom Plate 側に偏ったことで、界面せん断応力も Bottom Plate のほ



(a) Deck Plate



(b) Bottom Plate

図-7 I 300 と F1000 の界面せん断応力分布

うが大きくなったことが分かる。また、Bottom Plate の5評価点のうちL2の位置での界面せん断応力が最も大きくなっていることから、今後の検討においては、L2の位置で評価することとした。

(2) Bottom Plate に設置する定着盤の検討

次に、図-4 に示した定着盤を Bottom Plate に設置する場合について、設置範囲を $L_a=60\text{mm}, 280\text{mm}, 530\text{mm}, 780\text{mm}, 1,105\text{mm}$ と変えた FEM 解析を行って、適切な設置長さを検討した。なお、ここでは、片端の縁端距離を仮に 30mm と設定した。また、 $L_a=1,105\text{mm}$ は、正反力支点のゴム支承の縁端に至るまで定着盤を延長して設置したケースを表す。これらの解析結果を図-8 に示す。この図からは、 $L_a=280\text{mm}, 530\text{mm}, 780\text{mm}$ では優位な差は見られないが、 $L_a=1,105\text{mm}$ では、正反力支点部にも定着盤が設置されていることから、負反力支点部だけでなく、正反力支点部における界面せん断応力も、大きく低減されることが分かる。したがって、正反力支点部にも定着盤を設置することが有効と考えられるが、負反力支点部との中間に設置しても効果が小さいことは明らかである。

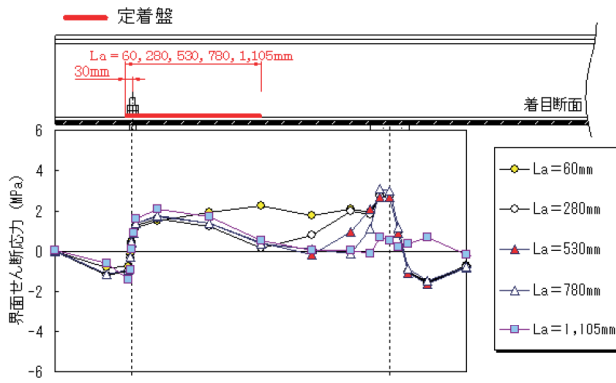


図-8 負反力支点部設置範囲と界面せん断応力分布

そこで、さらに、正反力支点部の定着盤の設置範囲を $L_s=0\text{mm}$, 150mm , 325mm , 575mm と変化させて解析を行った。なお、定着盤の片端はゴム支承の縁端に合わせた。また、負反力支点部の設置範囲を仮に $L_a=530\text{mm}$ としたので、 $L_s=575\text{mm}$ は先の解析における $L_a=1,105\text{mm}$ と同じケースを表す。図-9 に示す解析結果を見ると、 $L_s=0\text{mm}$ では正反力支点部における界面せん断応力が大きい、その他は $L_s=325\text{mm}$ で少し異なる分布をしているものの、優位な差は見られない。これらのことから、ゴム支承長と同じ長さ 150mm の定着盤を設置することで、正反力支点部での界面せん断応力を十分小さくできることが分かる。

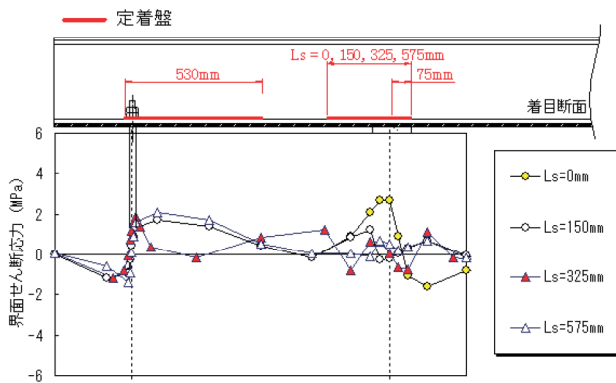


図-9 正反力支点部設置範囲と界面せん断応力分布

(3) ウェブに配置する定着盤の検討

定着盤を Bottom Plate のみに配置すると、負反力支点部で両外端のフランジ部に板曲げが発生し、負反力をせん断力としてウェブにスムーズに伝えられない。そこで、前述のように、ウェブにも定着盤を配置する必要があると考え、Bottom Plate のみに配置する場合の先の検討と同様に、設置範囲を変えて、適切な設置長さを検討した。定着盤は

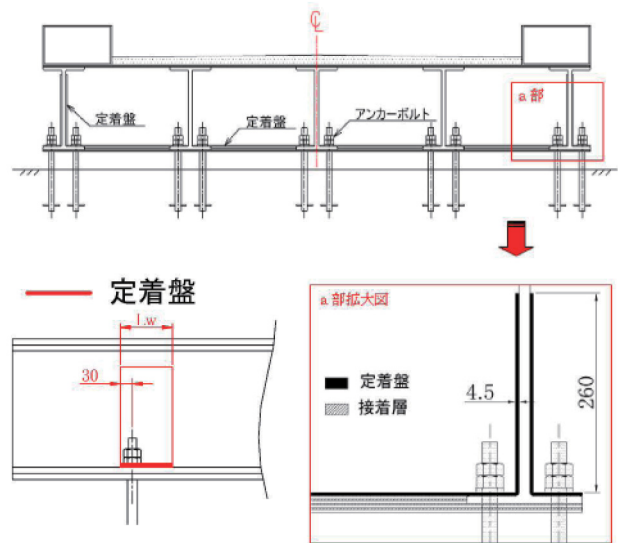


図-10 ウェブに配置する定着盤

図-10 のようであり、設置範囲を $L_w=0\text{mm}$, 60mm , 200mm , 530mm と変化させて解析を行った。なお、片端の縁端距離は、 $L_w=60\text{mm}$, 530mm のケースでは同様に 30mm としたが、 $L_w=200\text{mm}$ のケースではアンカーボルト軸線に対する対称性を考慮して 100mm とした。これらの解析結果からは、 $L_w=200\text{mm}$, 530mm のケースでは、界面せん断応力分布にほとんど差が見られなかった。しかし、ボルト孔位置での鉛直反力から求められる 10 本のアンカーボルト軸力値に対し、分配係数=最大値/平均値と定義して、分配係数を比較すると、 $L_w=530\text{mm}$ では他と比べて大きな値となり、その値は 1.34 であった。このことより、あまり長い範囲に定着盤を設置することは好ましくないといえた。

3.4 定着盤構造の決定

これまで述べてきた、定着盤の設置範囲を変えた FEM 解析の結果より、正反力支点部と負反力支点部に分割した定着盤の設置が有効であることが明らかとなった。正反力支点部では、ゴム支承長に合わせて長さ 150mm の範囲で、定着盤を Bottom Plate に設置すれば十分であるといえた。一方、負反力支点部では、ある程度の長さであれば、Bottom Plate の定着盤の設置範囲による優位な差はないことが分かり、ウェブに配置する定着盤の検討結果から、アンカーボルト軸線を中心として対称に長さ 200mm の範囲で設置すればよく、アンカーボルト軸力の分配係数も小さいことが確かめられた。

図-10 に示したように、負反力支点部の Bottom Plate とウェブの定着盤を一体化させた補強構造と

することにより、アンカーボルトからいったん Bottom Plate に受け渡された負反力を、ウェブにスムーズに流せるようになるが、よりスムーズに伝達できるようにするために、ウェブの定着盤には補剛材も設けることとした。また、一体化構造とすることにより、製作、架設面でも様々なメリットがあることは明らかである。

このような最終的に決定した条件で FEM 解析を行った結果、界面せん断応力は最大 2.0MPa 程度にまで低減でき、アンカーボルト軸力の分配係数も 1.1 以下となることが確かめられた。図-11 に定着盤による補強前と補強後の界面せん断応力分布の比較を、また、片側 5 本のアンカーボルトの補強後における軸力値と分配係数を表-2 に示す。

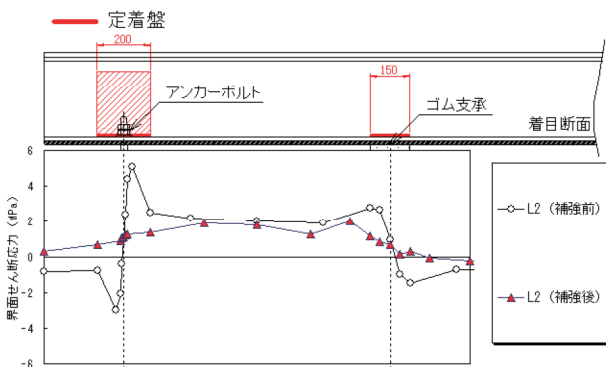


図-11 補強前と補強後の L2 での界面せん断応力分布

表-2 補強後のアンカーボルト軸力と分配係数

アンカーボルト軸力 (kN)					
外側	← 中央側 →				平均値
15.5	16.1	14.4	14.2	14.9	15.0
分配係数 16.1 / 15.0 = 1.07					

4. 実大部分模型の荷重試験による安全性の検証

4.1 荷重試験の概要

擬似両端固定支持構造を適用した、床版橋形式 GFRP 歩道橋の支持構造部における安全性を検証するため、2 章で述べた試設計による主桁断面を部分的に取り出した、実大模型を作成して荷重試験を行い、部材の耐荷力を評価するとともに、FEM 解析による結果と実験値を比較することで、荷重試験の妥当性を検証することとした。

実大部分模型の断面を図-12 に示す。これは、3 章で述べた定着盤設置検討の結果から、主桁断面を構成する 5 本の I300 のうち、界面せん断応力およびアンカーボルト軸力がより大きかった両外側

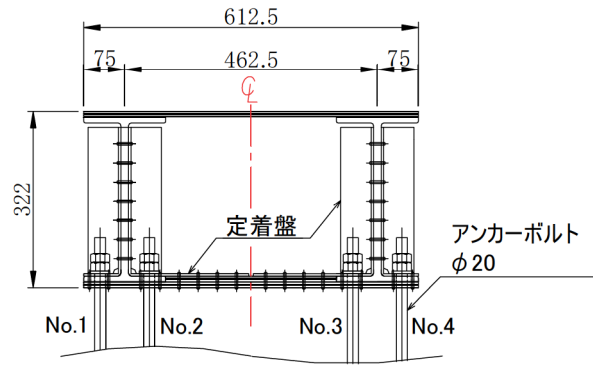


図-12 実大部分模型の断面図

の I300 を取り出して構成された、部分的な主桁断面を対象としたものである。なお、定着盤の接合には、接着剤とブラインドリベットを併用した。

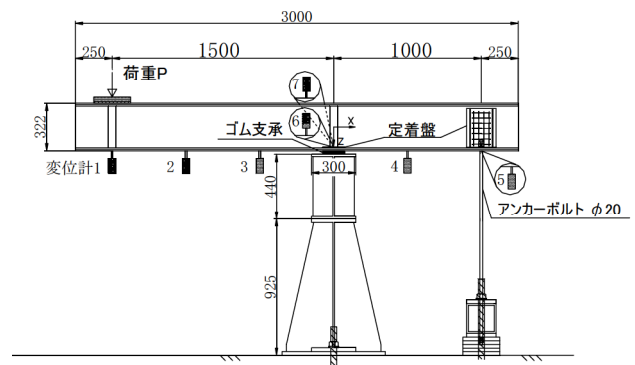


図-13 荷重モデル図

荷重モデルは試設計通りの寸法とし、アンカーボルトを設置する負反力支点から正反力支点までを 1,000mm とし、正反力支点から 1,500mm の位置を荷重点として集中荷重を与えることとした。実際の構造では、負反力最大時は活荷重の満載時となり、荷重試験で再現している荷重状態とは異なるが、ここでは、正反力支点から負反力支点までの支点部補強区間の安全性を検証することが目的であるため、その区間における荷重状態はほぼ同様に再現されていることから、このような荷重方法とした。荷重モデル図を図-13 に示す。荷重には容量 1,000kN の電気油圧式サーボアクチュエーターを使用し、荷重速度は 0.05mm/sec とした。FEM 解析モデルには、3 章で示したものと同様の要素分割による 3 次元モデルを用いたが、負反力支点ではアンカーボルトもモデル化した。

4.2 荷重試験結果とその考察

まず、荷重荷重 P に対する荷重点 (変位計 1) での鉛直変位の測定結果から、荷重-変位曲線を

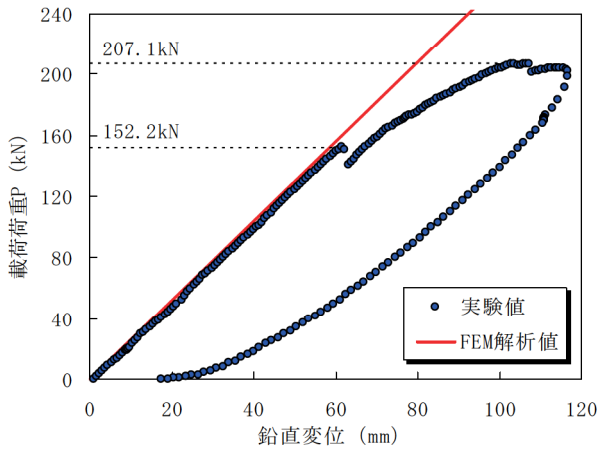


図-14 荷重-変位曲線 (載荷点)

図-14 に示す. この図より, 載荷荷重 $P=152.2\text{kN}$, および, $P=207.1\text{kN}$ で不連続点となることが分かる. $P=152.2\text{kN}$ で不連続となった以降, FEM 解析では線形挙動が続くこととなっているが, 実験結果からは, 徐々にではあるが, 曲線勾配が小さくなっていく緩やかな非線形挙動が見受けられる. また, $P=207.1\text{kN}$ では正反力支点付近の Bottom Plate の F1000 が圧縮破壊していることが観察された. さらに, $P=207.1\text{kN}$ 以降は荷重が上がらなかったことから, 載荷荷重を除荷したが, この除荷過程でも緩やかな非線形挙動が見受けられる.

次に, 載荷荷重 P に対するアンカーボルト No.1 ~4 のひずみの測定結果から, 荷重-ひずみ曲線を

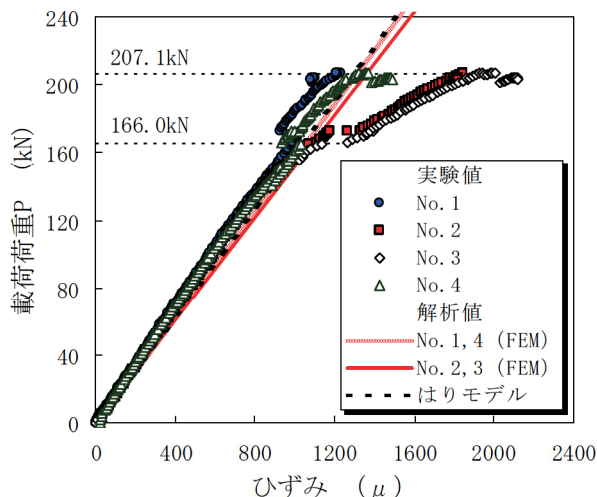


図-15 荷重-ひずみ曲線 (アンカーボルト)

を図-15 に示す, この図より, $P=166.0\text{kN}$ で不連続点となっていることが分かる. この載荷荷重では, アンカーボルト定着部において局所的な陥没が観

察された. その後は, 外側に配置された No.1 および No.4 のアンカーボルトの曲線勾配はあまり変わらないが, 内側の No.2 および No.3 のアンカーボルトは勾配が徐々に小さくなっていき, $P=207.1\text{kN}$ では, 降伏ひずみに達しているような勾配を示している. 3章で述べたように, SUS304 製丸鋼の材料試験として引張試験を行っているが, 0.2%耐力に対するひずみが $2,255\mu$ であったことから, 正反力支点付近の F1000 の圧縮破壊と, アンカーボルトの降伏がほぼ同時に起きたと考えられる.

両図で不連続点となった各載荷荷重で起きた現象を考察すると, まず, $P=152.2\text{kN}$ では, 正反力支点から荷重載荷点までの断面に設置されたひずみゲージの値から, $P=152.2\text{kN}$ までは, 中立軸を対称線として直線状に断面内のひずみ分布が確認できたが, この載荷荷重付近で急激に F1000 下面のひずみが乱れていることが分かった. このことは, F1000 と I300 が界面剥離を起こしたものと考えられ, その衝撃で載荷点における変位が不連続となったと考えられる. しかし, 剥離は部分的な範囲にとどまり, その後も載荷を続けられ, 荷重-変位曲線の非線形度も低かったことから分かるように, 剥離は徐々に進展し, 正反力支点付近に迫るまでには至らなかったものといえた.

ただし, 擬似両端固定支持構造の安全性を検証する本載荷試験では, 正反力支点から負反力支点までの支点部補強区間が評価対象で, 実際の荷重状態とは異なる正反力支点から載荷点までの区間は評価対象外としており, この載荷荷重における現象を考慮する必要がないことは明らかといえる. 図-13 に示した本試験の載荷モデルは静定構造であり, この現象が評価対象区間の荷重状態に影響を及ぼすことはないからである.

次に, アンカーボルトのひずみが不連続となった $P=166.0\text{kN}$ における現象は, 前述のように, アンカーボルト定着部において局所的な陥没が起きたことが原因である. アンカーボルト定着部では, ナット下には支圧プレートを設置していたが, 底板となる補強定着盤の厚さが 4.5mm と薄かったため, 局所的に陥没したものと考えられた. この局所的な変形によって外側と内側のアンカーボルトの分担バランスが変化し, 内側のボルトに大きく負担が移るようになり, 曲げも大きく加わることで軸剛性よりも傾きが小さくなり, 0.2%耐力に対するひずみにまで至る結果となったといえる.

アンカーボルト定着部での局所的な変形は、底板となる定着盤を厚くするなどの部分補強により容易に回避できることが予測され、 $P=207.1\text{kN}$ を支点部の耐荷力とできる可能性は高いが、本試験結果からの結論としては、現段階では、評価対象区間において問題となる現象を全く生じず、変形および応力特性にも全く異常が見られなかった $P=166.0\text{kN}$ を今回提案している擬似両端固定支持構造の耐荷力として評価することとする。

本試験の荷重モデルについて、初等梁理論から負反力を求めると $P=249\text{kN}$ となる。部分模型では4本のアンカーボルトが配置されているので、均等に分担したとして、アンカーボルトの1本あたりの耐荷力は 62.25kN となる。したがって、2章に示したように、反力算定公式から計算される負反力を支持するアンカーボルトの軸力は1本あたり 17.25kN なので、安全率 $\nu=62.25/17.25=3.61$ を有していることが、本荷重試験からはいえた。

5. 結言

引き抜き成形材を用いた床版橋形式 GFRP 歩道橋に擬似両端固定支持条件を採用することで、国内の歩道橋設計基準¹⁹⁾に従うとたわみで断面決定されることの多い FRP 歩道橋が、その経済性を飛躍的に向上できるとして、これまで試設計を行い概念構造の提案を行ってきた。擬似両端固定支持条件を満たす構造詳細について、今回検討した定着盤構造による補強を適用することで、十分かつ高い安全性を有する構造にできることが、FEM 解析や実大部分模型を用いた荷重試験により検証することができ、試設計の妥当性が確認され、提案した床版形式 GFRP 歩道橋の実現性と実用性が確かめられた。

【参考文献】

- 1) T. Keller : Use of Fiber Reinforced Polymers in Bridge Construction, Structural Engineering Documents 7, IABSE, 2003.
- 2) T. Keller, et al. : Advanced Materials, Structural Engineering International, IABSE, Vol.9, No.4, pp.250-301, 1999.
- 3) T. Keller, et al. : Advanced Materials, Structural Engineering International, IABSE, Vol.12, No.2, pp.66-116, 2002.
- 4) 土木学会 : FRP 橋梁—技術とその展望—, 構造工学シリーズ 14, 丸善, 2004.
- 5) 明嵐政司, 西崎到, 木嶋健, 佐々木巖 : 繊維強化プラスチックの橋梁への適用事例に関する研究, FRP 橋梁に関するシンポジウム論文集, 土木学会, pp.13-18, 2001.
- 6) 建設省土木研究所 : 繊維強化プラスチックの土木構造物材料への適用に関する共同研究報告書 (I) —一次構造物材料としての FRP の適用事例調査—, 共同研究報告書第 210 号, 1998.
- 7) 建設省土木研究所 : 繊維強化プラスチックの土木構造物材料への適用に関する共同研究報告書 (II), 共同研究報告書第 252 号, 2000.
- 8) 独立行政法人土木研究所 : 新材料の土木構造物への適用に関する研究, 土木研究所資料第 3888 号, 2004.
- 9) 独立行政法人土木研究所 : FRP を用いた橋梁の設計技術に関する強化プラスチックの土木構造物材料への適用に関する共同研究報告書 (I) —ビルトアップ法による FRP 歩道橋設計に関する検討—, 共同研究報告書第 324 号, 2005.
- 10) 土木学会 : 先進複合材料の社会基盤施設への適用 / [資料] 米国 FRP 橋梁調査, 複合構造レポート 01, 丸善, pp.188-195, 2007.
- 11) 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論文報告集, 土木学会, pp.183-186, 2009
- 12) 上林正和, 西崎 到, 武内幸生, 渡邊哲也, 平山紀夫, 宮永直弘 : FRP 歩道橋の主桁部材設計法に関する研究, 第 2 回 FRP 橋梁に関するシンポジウム論文集, 土木学会, pp.131-137, 2006.
- 13) 平山紀夫, 宮永直弘, 渡邊哲也, 上林正和, 西崎 到 : ビルトアップ FRP 橋梁主桁の構造設計と FEM 解析, 第 2 回 FRP 橋梁に関するシンポジウム論文集, 土木学会, pp.139-142, 2006.
- 14) 前田研一, 北山暢彦, 中村一史, 林耕四郎, 梶川康男 : GFRP 引き抜き成形材を用いた歩道橋の開発と使用性, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.50A, pp.375-382, 2004
- 15) 北山暢彦, 佐伯彰一, 山城和雄 : 沖縄ロードパーク歩道橋の設計, 土木学会 FRP 橋梁に関するシンポジウム論文集, pp.103-106, 2001.
- 16) 北山暢彦, 宇野名右衛門 : 伊計平良川線ロードパーク連絡歩道橋の設計・製作・架設, 石川島播磨技報, 橋梁特集号, pp.82-86, 2001
- 17) 北山暢彦, 前田研一, 中村一史, 渡邊哲也 : GFRP 引き抜き成形材を用いた床版橋形式歩道橋の設計と使用性, 土木学会論文集, 土木学会, Vol.67, No.2, pp.258-271, 2011
- 18) ダム・堰施設技術協会 : ダム・堰施設 (水門) 技術基準・同解説 (平成 11 年版), 1999
- 19) 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