

床版橋形式 GFRP 歩道橋のリベット接合と接着接合を併用した連結構造の開発

Development of girder connection using rivet and structural adhesive in a GFRP pedestrian slab bridge

北山暢彦*, 前田研一**, 中村一史***, 渡邊哲也****, 瀬戸内秀規*****

Nobuhiko Kitayama, Ken-ichi Maeda, Hitoshi Nakamura, Tesuya Watanabe and Hideki Setouchi

* 修(工), 株式会社 IHI インフラシステム 技術本部 都市高速部 設計課(〒108-0023 港区芝浦 3-17-12)

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

*** 博(工), 首都大学東京大学院 准教授, 都市環境科学研究科 都市基盤環境学域(〒192-0397 八王子市南大沢 1-1)

**** AGC マテックス株式会社 提案企画部 (〒229-1112 相模原市中央区宮下 1-2-27)

***** 博(農), 琉球大学 准教授, 農学部 地域農業工学科(〒903-0213 沖縄県中頭郡西原町千原 1 番地)

A pedestrian slab bridge is being developed using GFRP pultrusion profiles bonded together by adhesive layers. The innovative feature is the appropriate adoption of semi-fixed support conditions with anchor bolts at both ends not only to sharply reduce the bending deflection but also to drastically improve the economic efficiency. In this paper, the girder connection using rivet and structural adhesive was investigated experimentally. First, the tensile tests were conducted using coupon specimens varying joint methods. Second, the girder connection was designed based on the fail-safe design. Finally, bending tests were carried out using the real-size partial models with or without the girder connection in order to evaluate the validity of the proposed girder connection.

Key Words: GFRP, Pedestrian Bridge, Connection, rivet joint, bond joint

キーワード: GFRP, 歩道橋, 連結, リベット接合, 接着接合

1. 緒言

社会基盤施設の再構築や、架設作業および維持管理の合理化などの重要性が指摘されるなかで、比強度が高く、耐食性に優れた革新的構造材料として繊維強化プラスチック (Fiber Reinforced Plastic ; FRP) が注目されている。

従来材料に代えて FRP を構造用材料として活用することの利点として、まず、軽量化による下部工費の低減と耐震性の向上、および、省力化施工と工期短縮が挙げられる。また、紫外線等による表面劣化を防護するための表面被覆を必要とするものの、塩害・酸害など環境面で極めて不利な地域への適応性に優れ、維持管理労力の軽減、長寿命化等によるライフサイクルコストの縮減などが期待されている。

橋梁分野においては、FRP のなかでも比較的安価なガラス繊維強化プラスチック (Glass Fiber Reinforced Plastic ; GFRP) 製の歩道橋が世界各国で着実に実績を積みつつある^{1)~5)}。欧米では、それらの設計コードやガイドライン^{6),7)}が策定されている。我が国でも土木学会において FRP 歩道橋設計・施工指針(案)⁸⁾が取りまとめられ、

既に5橋の実橋が架けられている^{5),8)~10)}。

しかしながら、鋼やコンクリート歩道橋に比べて、材料コストが高く、初期コストで劣ることが、我が国で FRP 歩道橋の普及が遅れている一因と考えられる。一方、アメリカにおいて既に多くの実績があるポニー形式のシステムトラス橋は、経済性に優れたものの、主構部が路面よりも高い位置にあるため、自転車等の衝突や、悪戯などによる損傷が安全性に影響を及ぼすことも課題として指摘されている¹¹⁾。

そこで、著者らは、低コスト化を図るとともに、構造設計における断面決定で支配的となるたわみ¹²⁾を低減するために、図-1 に示す単径間の擬似両端固定支持・床版橋形式 GFRP 歩道橋を提案している^{4),5),8),13)~19)}。既製品の GFRP 引き抜き成形部材を採用することで、コストを削減することが可能となる。また、それらの部材を接着接合により組み合わせ、主桁を床版橋形式とすることで、床版部も抵抗断面となり、構造的に有利となるだけでなく、トラス形式に比べて構造部材の位置を低く抑えることができる。さらに、主桁(床版桁)の両端支持条件を擬似両端固定支持条件とすることで、構造全体のたわみ

の抑制に効果的となる。

本形式歩道橋の開発にあたっては、その実現可能性を確かめるために、材料設計と材料試験、実橋を想定した構造設計、および、種々の実大部分模型試験を実施している^{8),14)~16)}。試設計断面に基づき作製した実大部分模型による4点曲げ載荷実験を行った結果からは、主桁(床版桁)の接着接合断面のたわみ性能が明らかになるとともに、せん断変形の影響を考慮できる設計たわみ算定公式も誘導されている。

本論文は、これまでの床版橋形式GFRP歩道橋の研究成果を踏まえ、主桁(床版桁)の現場での連結構造の開発を目的としたものである。

はじめに、片側施工が可能で、狭隘部の作業に適したブラインドリボットの現場連結部への適用性を明らかにするために、リベット接合、接着接合およびそれらの併用接合について、クーポン試験片を用いた引張試験を行って、継手強度を実験的に検討した。次に、構造システムのフェイルセーフを考慮した現場連結部の設計法を提案して、実橋モデルの連結構造の試設計を行った。さらに、連結構造の設計・施工の妥当性、有用性を検証するために、実大部分模型を作製して、4点曲げ載荷による耐荷力実験を行った。

2. 床版橋形式GFRP歩道橋の概要と連結構造の提案

2.1 構成断面と構造的特徴

本形式は、図-2に示すように、等間隔に敷き並べた

I形材の上下フランジ面に、Deck Plate, Bottom Plateとして、シート材をそれぞれ積層接着して一体化された組み合わせ断面を基本構造としている。これらの製作は、工場建屋内においてマットイン接着(ビニルエステル樹脂にチョップドストランドマット(CSM)を含浸させて接着する方法)によるプレス加工であるため、十分な品質を確保することができる。また、I形材、シート材は、引き抜き成形による既製品であり、床版部を含む全ての構成断面が構造部材の抵抗断面となることから、経済効率の高い形式であるとともに、路面高を低くできる利点もある。さらに、高欄や地覆にもGFRP引き抜き成形材(非構造部材)の既製品を用いて軽量化を図っている。なお、舗装材料は熱影響を考慮してモルタルとしている。

図-1に示したように、両橋端にはゴム支承とアンカーボルトを配置し、正反力の一部と、絶対値がそれに等しい負反力が、両者の距離をアーム長とするトルクを生じてモーメント反力となることによって、両端固定支持条件とほぼ同様のいわゆる擬似両端固定支持条件が付与される。GFRP歩道橋の構造設計は一般に、応力照査ではなく、たわみ制限により断面が決定されることから、通常の単純支持条件に比べて最大たわみ量はほぼ1/5となり、コストを大幅に削減することができる。

2.2 片側施工が可能なりベット接合の必要性

前述のように、床版橋形式GFRP歩道橋の断面形状は、複数の引き抜き成形材を、接着接合により一体化して組み合わせていることから、狭小な多室箱形断面となっている。このような断面の連結構造では、構造的に以下の

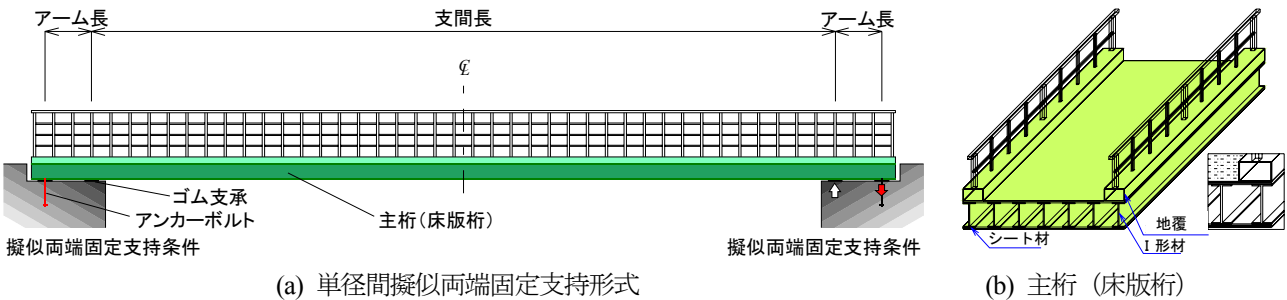


図-1 床版橋形式GFRP歩道橋の概念図

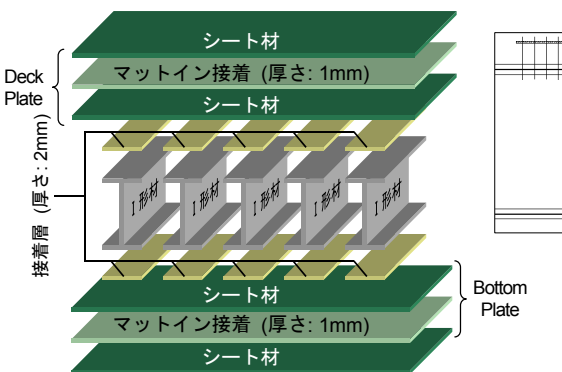


図-2 FRP部材の接着接合による組み合わせ断面

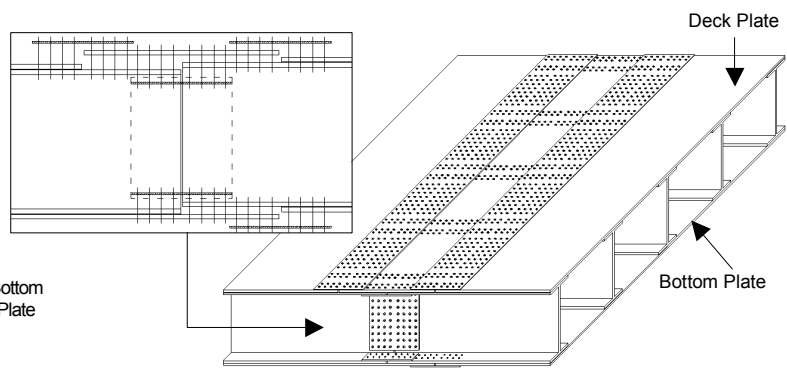


図-3 連結構造の概念図

点に留意する必要がある。

①複数の部材で構成されている断面では、スムーズな応力伝達の観点から、構成部材ごとの接合とする。

②閉断面における I 形材のウェブの連結作業のために、ハンドホールを設ける必要がある。

③Deck Plate 側の接合は、片側施工で行う必要がある。

そこで、施工が可能な連結構造として、図-3 に示すような形式を提案する。この連結構造の主な特徴は以下の通りである。

まず、接合材料として、片側施工が可能なブラインドリベットを採用する。また、リベット接合部の厚さの限界値（最大かしめ厚さ）に配慮して、I 形材と積層シート材の連結位置を桁軸方向にずらす。このようにずらすことで、I 形材フランジ部の連結では、外縁の添接板を積層シート材で兼用する。同時に、積層シート材の連結

表-1 FRP 部材の材料特性

I 形材フランジ部 (0° 方向)	弾性係数 (kN/mm ²)	35.0
	引張強度 (N/mm ²)	406.8
I 形材ウェブ部 (0° 方向)	弾性係数 (kN/mm ²)	28.8
	引張強度 (N/mm ²)	253.0
積層シート材 (0° 方向)	弾性係数 (kN/mm ²)	29.0
	引張強度 (N/mm ²)	333.2

表-2 各部位における基材の体積比率 (%)

ガラス繊維基材の種類	CSM (ランダム)	クロス (0, 90°)	ニット (±45°)	ロービング (0°)
I 形材フランジ部	19.6	26.9	9.2	44.3
I 形材ウェブ部	12.4	24.5	12.3	50.8
シート材 (1 層分)	22.4	20.4	10.2	47.0

表-3 接合材料の材料特性

添接板 ($t=3.8\text{mm}$ (実測値), SUS304)	弾性係数 (kN/mm ²)	189.2
	0.2%耐力 (N/mm ²)	297
	引張強度 (N/mm ²)	634
	伸び (%)	56
エポキシ樹脂接着剤 ($t=0.4\text{mm}$, 管理値)	弾性係数 (kN/mm ²)	1.5
	引張強度 (N/mm ²)	30
	引張せん断強度 (N/mm ²)	17.2
ブラインドリベット ($\phi 4.8\text{mm}$, SUS305)	引張強度 (kN)	6.5
	せん断強度 (kN)	5.3

においても相互に添接板を兼用して、効率化を図る。

また、閉断面内部の I 形材ウェブを連結するためのハンドホールを確保するために、Deck Plate には、2 箇所連結部を設けることとし、I 形材ウェブ部の連結後に、外側から閉合するものとする。

さらに、1 本あたりのリベットせん断強度が小さいことから、リベットの配置を多列化するとともに、接着接合の併用を検討する。

3. 2 面せん断引張試験によるリベット接合の検討

3.1 試験片と実験方法

前章で述べたように、床版橋形式歩道橋の断面は、I 形材とシート材の 2 つの GFRP 引き抜き成形部材で構成され、接合対象は、積層シート材、I 形材のフランジおよびウェブの 3 種類であることから、それらの部位の長手方向 (0° 方向) から短冊形に切り出したクーボン試験片を用いて、接合部の検討を行うこととした。なお、主桁の連結構造を簡便なクーボン試験片へモデル化して検討するにあたっては、作用荷重の伝達は、部材軸方向が支配的であることから、接合部の長手方向の影響を検討することとし、基本的なダブルラップ接合を採用した。

対象とする FRP 部材は、後述するように、試設計で用いる桁高 300mm×幅 150mm の I 形材 (I300) のフランジ部 (フランジ厚: $t_f=10\text{mm}$)、ウェブ部 (ウェブ厚: $t_w=14\text{mm}$)、および、厚さ 4mm のシート材 (F1000) × 2 枚をマットイン接着により一体化させた、積層シート材 (厚さ: $t=10\text{mm}$) の 3 種類とした。表-1 に、切り出した各部位の材料物性値を示す。これらは、JIS K 7054 に準拠して実施された引張試験による実測値である。

接合方法は、リベット接合、接着接合およびリベット・接着併用接合の 3 種類であり、それらを比較検討することとした。リベットには、片側施工が可能な、市販のブラインドリベット ($\phi 4.8\text{mm}$, SUS305) を、また、接着剤には、常温硬化型 2 液性エポキシ樹脂剤を用いた。さ

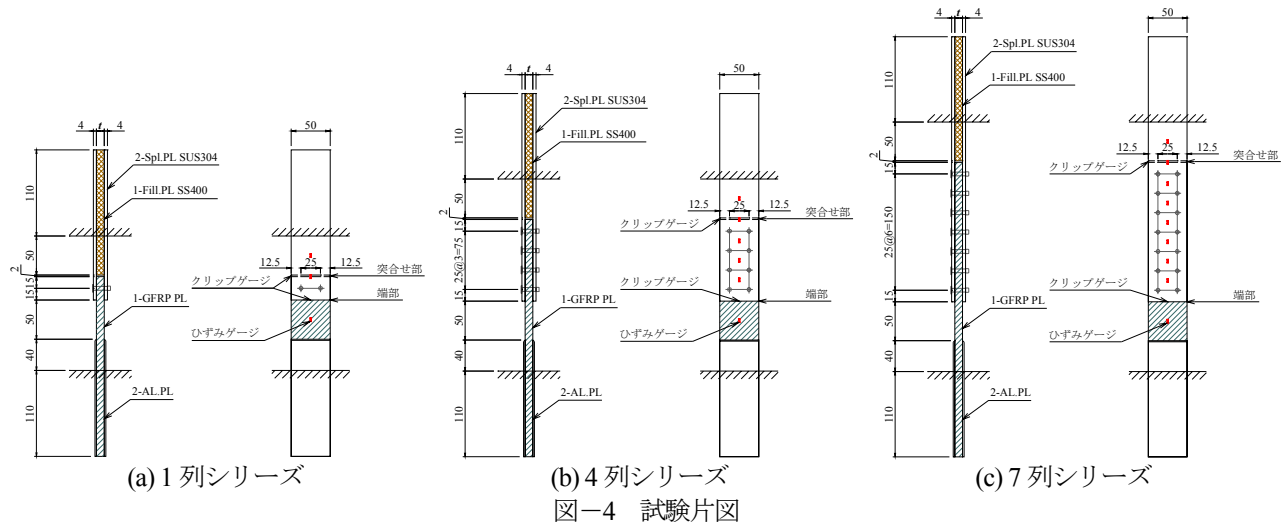


図-4 試験片図

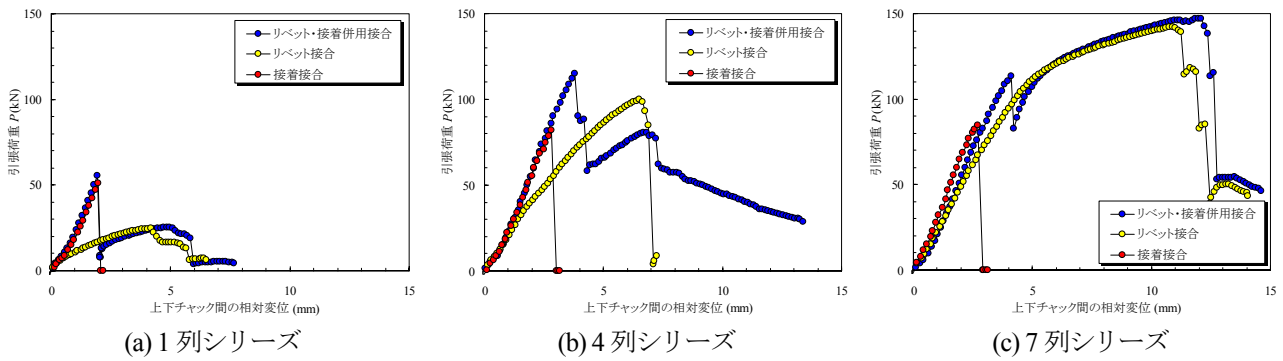


図-5 荷重と上下チャック間の相対変位の関係 (I形材フランジ部)

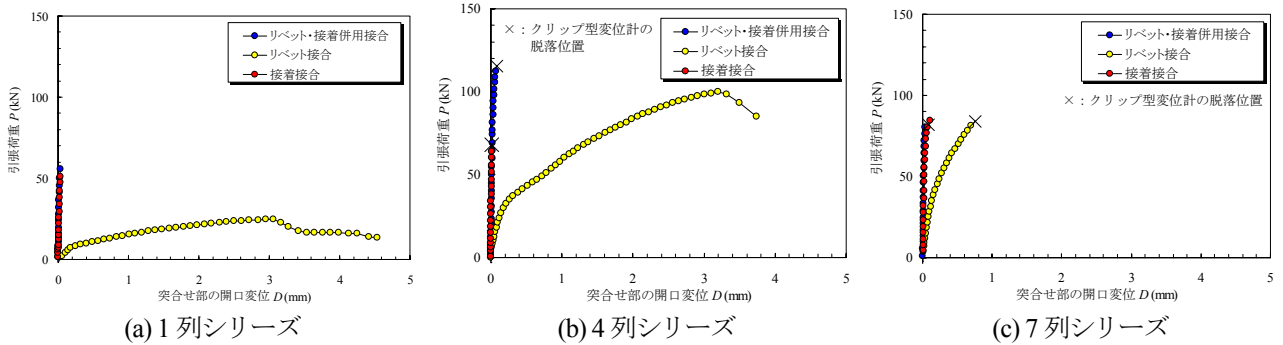


図-6 荷重と突合せ部の相対変位の関係 (I形材フランジ部)

らに、添接板には、ステンレス鋼板(公称厚さ $t=4\text{mm}$, SUS304)を用いることとした。表-3 に、接合材料の材料特性を示す。

ブラインドリベットは、小径で施工性に優れるが、1本あたりのせん断強度が小さいことから、十分な接合強度を得るために多列化を検討する。ここでは、リベット列数を、1, 4, 7列の3ケースを設定して、パラメトリックに検討した。試験片図を、図-4 に示す。各部位から長手方向に、幅50mmで切り出されたFRP部材に対し、リベット行数を2行(一定)とし、既往の検討例²⁰⁾を参考に、リベット間隔を25mm、縁端距離を15mm、外縁距離を12.5mmと設定した。接着接合では、リベット接合でのリベット列数に対応する長さの添接板を用いることとした。

試験片の製作では、まず、添接板の接合面は、サンドブラスト処理(#40 ガラスビーズ)とし、FRP部材の接合面はサンドペーパー処理(#150)とした。接着接合では、接着前に被着面をアセトンで十分に脱脂を行い、接着後は30°Cで一週間養生した。なお、リベット・接着併用接合では、接着後に、ドリルでリベット孔を穿孔し、リベットの打設を行った。試験片は、各試験条件で3体ずつ作製し、合計81体について引張試験を行った。

試験装置には、万能試験機(容量:1,000kN)を用い、変位制御によって荷重を載荷した。載荷速度は2.5 mm/minとした。さらに、添接板の端部およびFRP部材の突合せ部にクリップ型変位計を、また、添接板およびFRP部材の表面には所定間隔でひずみゲージを設置した。

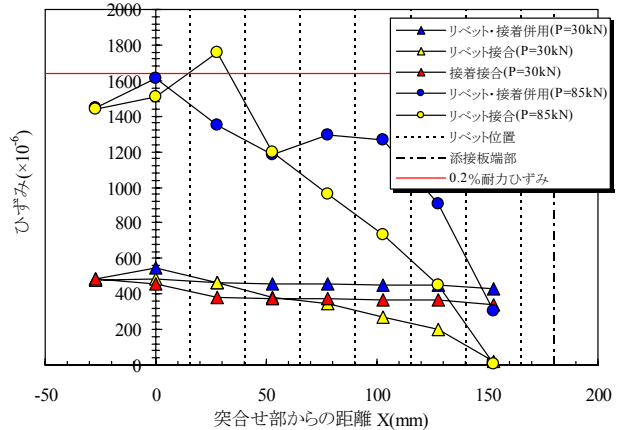


図-7 添接板表面のひずみ分布 (I形材フランジ部)

3.2 接合部の力学特性と破壊形態

実験結果の一部として、図-5 に、I形材フランジ部の各接合方法における、引張荷重と上下チャック間の相対変位の関係を、リベット列数ごとにそれぞれ示す。また、同様に、図-6 には、引張荷重と突合せ部の開口変位の関係を示す。なお、図-6 の4列、7列シリーズにおける接着接合、リベット・接着併用接合では、載荷過程における破壊の衝撃で、クリップ型変位計が脱落したため、脱落した箇所を×で示している。

図-5 より、まず、接着接合は、リベット接合と比べて、剛度が高い接合形式であること、また、リベット接合では、リベット列数が少ないほど、引張荷重が小さい段階から非線形挙動を示すことがわかる。この非線形挙動は、リベットの塑性変形によるものと考えられた。両者に対して、リベット・接着併用接合では、接着接合と

ほぼ同等の剛度を示し、リベットの塑性変形も抑制されていることもわかる。

図-6の開口変位からは、それらの影響がより顕著に現れ、接着接合、リベット・接着併用接合では、突合せ部の開口変位は、終局までほとんど生じないこと、また、リベット接合では、引張荷重の増加とともに開口変位の増大が顕著になることがわかる。

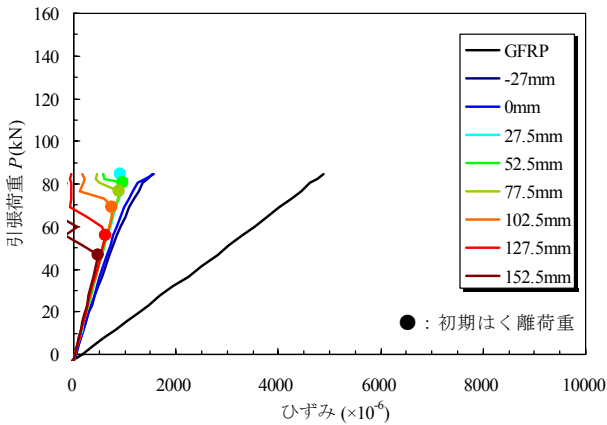
図-7に、I形材フランジ部の7列シリーズにおける添接板表面のひずみ分布を、 $P=30\text{kN}$ 、 85kN 時について示す。図より、リベット接合のひずみ分布は、添接板の端部付近でゼロであり、突合せ部に向かって徐々に大きくなることから、軸方向力は端部から突合せ部へ向かって、緩やかに伝達することがわかる。これに対して、接着接合、リベット・接着併用接合では、 $P=30\text{kN}$ 時には、添接板のほぼ全域で均等にひずみが生じることから、接着接合では、添接板の端部から最初のひずみゲージ付近までの範囲で、荷重の伝達が行われているものと考えられ、リベットの荷重分担はほとんどないといえた。これらの傾向は、他の部材および4列の場合についても同様であった。一方、 $P=85\text{kN}$ 時では、接着接合で破壊荷重を超えたため、記載していないが、リベット・接着併用接合でも、リベット接合同様に、勾配を有するひずみ

分布となることがわかる。これは、次に述べるように、添接板の端部から徐々に接着剤のはく離が進行し、接着接合の機能が低下したことによるものであった。

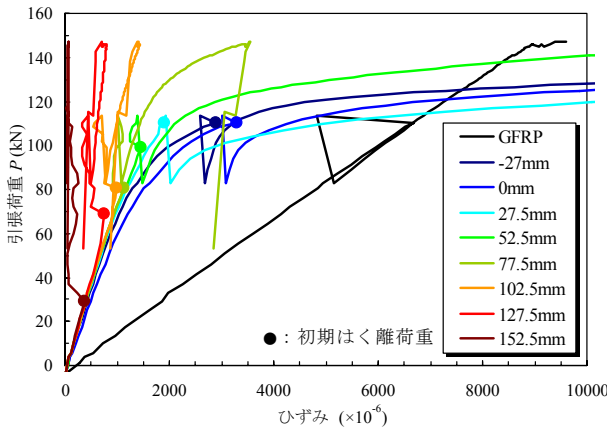
図-8に、I形材フランジ部・7列シリーズにおける引張荷重と添接板表面のひずみの関係を、接着接合、リベット・接着併用接合についてそれぞれ示す。これは、突合せ部からの距離に応じて、添接板の各位置のひずみとFRP部材のひずみを示したものである。

まず、接着接合では、引張荷重の増加とともに、ひずみが端部側からゼロに急変していくことがわかる。この急変部を●で併記している。突合せ部から27.5mmの位置で、ひずみが急変した直後に全体がはく離し、終局となった。したがって、ひずみの急変部では、各着目点ではく離が生じ、添接板の軸方向力の伝達が低下したものと判断された。本研究では、急変部ではく離が生じたものと考え、この時の荷重を初期はく離荷重と定義する。

一方、リベット・接着併用接合でも同様の傾向が見られ、端部では、引張荷重の低い段階で初期はく離が生じていることがわかる。したがって、図-7で述べたように、 $P=85\text{kN}$ 時では、端部から突合せ部に向かってはく離が進行していたため、接着接合の機能が低下し、リベット接合とほぼ同じ挙動になったと判断された。図を略

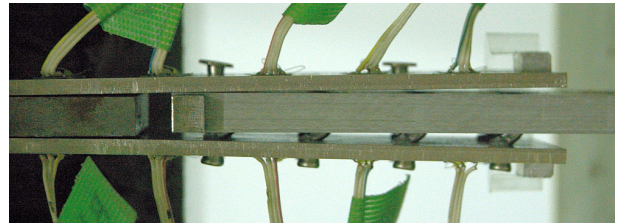


(a) 接着接合

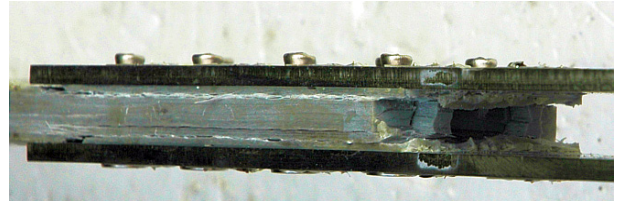


(b) リベット・接着併用接合

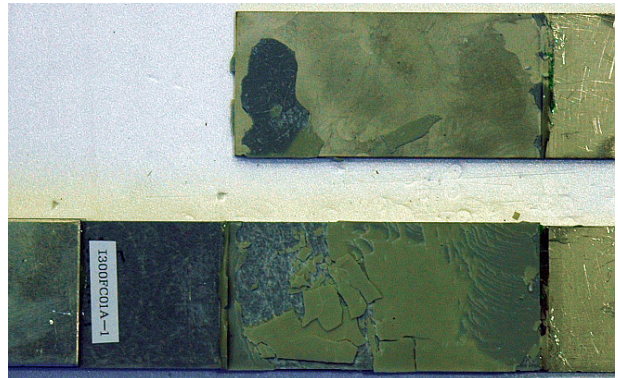
図-8 I形材フランジ部・7列シリーズにおける引張荷重と添接板表面のひずみの関係



(a) リベット破壊 (I形材フランジ, 4列, リベット接合)



(b) FRPの層間破壊とせん断破壊 (I形材フランジ, 4列, リベット・接着併用接合)



(c) 接着剤の凝集破壊と界面はく離 (I形材フランジ, 4列相当長さ, 接着接合) 写真-1 接合部における破壊形態の典型例

したが、これらの挙動は、他の部材、リベット列数のシリーズでも同様の傾向であった。

写真-1に、接合部における破壊形態の典型例を示す。これらより、リベットではリベットのせん断破壊、FRPでは層間破壊とせん断破壊、接着剤では凝集破壊と層間はく離が生じ、接合方法、リベット列数に応じて、破壊形式が異なった。

そこで、部材の種類、接合方法、リベット列数に対し

表-4 各試験条件における破壊形式の分類 (単位:体)

部位	接合方法	列数	接着剤の破壊		FRPの破壊		リベット破壊
			界面はく離	凝集破壊	せん断破壊	層間破壊	
I 形材フランジ部	接着接合	1	3	3	0	0	—
		4	3	3	0	0	—
		7	3	3	0	2	—
	リベット接合	1	—	—	2	0	3
		4	—	—	1	0	3
		7	—	—	2	2	1
	リベット・接着併用接合	1	*	*	1	0	3
		4	*	*	3	3	0
		7	*	*	3	3	0
I 形材ウェブ部	接着接合	1	3	3	0	0	—
		4	3	2	0	1	—
		7	3	0	0	1	—
	リベット接合	1	—	—	0	0	3
		4	—	—	0	0	3
		7	—	—	1	1	2
	リベット・接着併用接合	1	*	*	0	0	3
		4	*	*	3	3	0
		7	*	*	2	3	1
積層シート材	接着接合	1	3	3	0	0	—
		4	3	3	0	1	—
		7	3	2	0	1	—
	リベット接合	1	—	—	2	0	3
		4	—	—	3	0	3
		7	—	—	3	3	0
	リベット・接着併用接合	1	*	*	1	0	3
		4	*	*	3	3	2
		7	*	*	3	3	0

<凡例> —:該当なし, *:判別不能

て、それぞれの破壊が見られた試験片の数をまとめて、表-4に示す。破壊は、複合して生じる場合も多いため、全てを計数している。また、リベット・接着併用接合では、試験の終了後も添接板が外せなかったため、接着剤の破壊は判別不能としている。

まず、接着接合では、部材の種類によらず、界面はく離と凝集破壊が混在し、I形材ウェブ部では、添接板の長さ(列数に相当)が長くなると、凝集破壊が少なくなることがわかる。また、リベット接合では、リベット列数が少ない場合、リベット破壊がほとんどであったが、列数が増えると、引張荷重が増大し、FRPの破壊も生じることがわかる。リベット・接着併用接合では、リベット接合と傾向は類似しているが、列数が増えると、リベット破壊はほとんど生じなくなり、主にFRPのせん断破壊と層間破壊となることがわかる。したがって、リベット列数が増えると、FRPのせん断破壊や層間破壊に対する照査が必要になるといえる。ただし、本研究で用いたリベット軸部の断面は薄肉のチューブ形状(外径4.8mm)であり、前述したように塑性変形しやすく、複雑な破壊形態となったことから、充実断面のピンによる支圧挙動とは異なり、破壊形式の分類とその強度の評価は困難と判断された。そこで、次節では、リベットのせん断強度とFRP母材の引張強度に着目して、接合部の強度評価を行うこととした。

3.3 接合部の最大荷重と初期はく離荷重

図-9に、最大引張荷重とリベット列数の関係を、各部材別にそれぞれ示す。最大引張荷重は、試験片3体の平均値であり、ばらつきの範囲として、その最大値と最

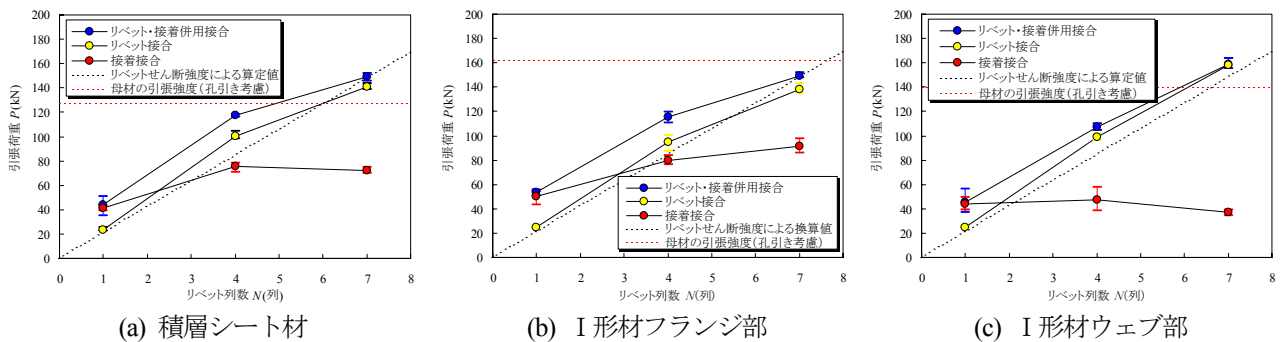


図-9 最大引張荷重とリベット列数の関係

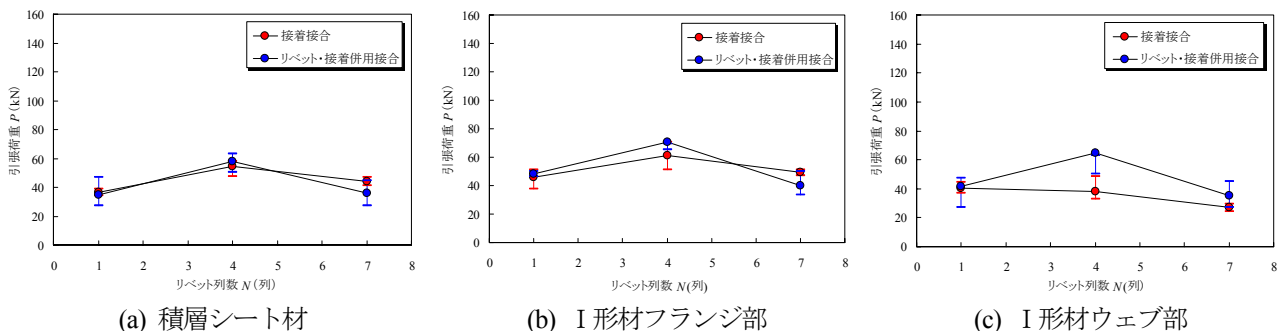


図-10 初期はく離荷重とリベット列数の関係

小値を水平バーで示している。また、図中には、孔引きを考慮した FRP 母材の引張強度を示すとともに、式(1)のリベットせん断強度から算定される最大引張荷重の予測値も併記している。

$$S_r = S_{r1} \cdot p \cdot M \cdot N \quad (1)$$

ここに、

S_{r1} : 1面あたりのリベットせん断強度 (kN),

p : せん断面の数,

M : リベットの行の数,

N : リベットの列の数.

本実験条件では、 S_{r1} , p , M は、それぞれ5.3kN, 2, 2である。また、 N はパラメータであり、1, 4, 7である。

まず、部材の種類に関わらず、リベット接合およびリベット・接着併用接合では、最大引張荷重は、リベットせん断強度による算定値とほぼ同じであることがわかる。接着接合の最大引張荷重は、リベット列数に相当する、接着長さが長くなっても、増加はわずかであるといえた。

リベット・接着併用接合では、1列シリーズの最大引張荷重は、リベット接合と比べて若干高く、接着接合の場合とほぼ同じであった。これは、1列シリーズの最大引張荷重は、リベット接合より、接着接合の方が大きいためである。一方、4列シリーズでは、図-5 (b)からもわかるように、最大引張荷重時に破壊が生じ、最大引張荷重はリベット接合よりも若干高い値となった。さらに、7列シリーズでは、接着接合のはく離が生じることから、リベット・接着併用接合の最大引張荷重は、リベット接合とほぼ同じ値となった。

さらに、I形材フランジ部、積層シート材では、7列シリーズにおけるリベット接合、リベット・接着併用接合の最大引張荷重は、式(1)の推定値と同等もしくは、それよりも若干低くなった。これは、7列シリーズの最大引張荷重は、母材の引張強度に近く、母材の破壊が支配的であるためである。ただし、I形材ウェブ部では、7列シリーズでも最大引張荷重は、式(1)の推定値を下回らなかった。これは、I形材ウェブ部の板厚は、他の部材に比べて厚いこと、また、表-2の基材の体積比率からわかるように、せん断強度に優れるニット層が他の部材よりも多く含まれることによるものと考えられた。

図-10に、初期はく離荷重とリベット列数の関係を、各部材別にそれぞれ示す。初期はく離は、前述したように、添接板の端部から生じるため、ここでは端部の初期はく離荷重を示している。図より、初期はく離荷重は、4列シリーズで若干大きくなるのがわかる。また、I形材ウェブ部でばらつきが見られるものの、初期はく離荷重は、35~70kNの範囲であった。図-5、図-6より、初期はく離は、接合部の全体挙動や剛性には影響を与えないが、設計では、使用性、耐久性等の観点から、初期はく離に配慮しておく必要があるといえる。

以上のことから、リベット接合およびリベット・接着併用接合の最大荷重は、リベット列数の増大とともに増

加するが、4列までであれば、母材側の強度が相対的に高いことから、リベットのせん断強度から安全側に評価できるといえた。

4. 連結構造のフェイルセーフ設計の提案と試設計

4.1 対象モデルと設計条件

連結構造の検討対象は、既に試設計された実橋モデルとした。図-11に、断面形状を示す。有効幅員1.5mに対して、上下に2枚のシート材および5本のI形材をマットイン接着で接合した、組み合わせ断面となっている。FRP部材の材料物性値は、第3章で検討したクーポン試験片と同一(表-1)とした。また、前述したように、活荷重によるたわみを低減するために、アンカーボルトによる擬似両端固定支持構造としている。準拠した設計基準は、立体横断施設技術基準・同解説¹²⁾であり、活荷重は、3.5kN/m²とした。なお、構造計算は、せん断変形による付加たわみを考慮するために、Timoshenkoはり理論によった¹⁵⁾。

試設計の結果、この断面構成では、たわみ制限(支間長 L に対して $L/600$)から限界支間長は14.8mであった。図-12に、一般図を示すが、試設計例は、限界支間長の実橋モデルとなっている。桁の面内曲げ剛性 EI は、 3.94×10^4 kN・m²であり、死活荷重載荷時における最大・最小曲げモーメントは、それぞれ85.8 kN・m(支間中央部)、-141.8 kN・m(支点部)であった。

一般に、連結部は、断面力が小さい位置に設けられている。しかしながら、FRP部材では、正負が交番する作用応力によって、リベット接合部の孔まわりの摩耗が懸念されることから、設計ではそれらの影響にも配慮して連結部の位置を選定することとした。ここでは、正の曲げモーメントは最大となるが、曲げモーメントによる正負交番応力が最も小さい、支間中央位置に連結部を設けることとした。

4.2 フェイルセーフを考慮した連結構造の設計

一般の鋼橋における連結部の設計では、作用力が小さい場合には、連結部が弱点とならないようにするため、

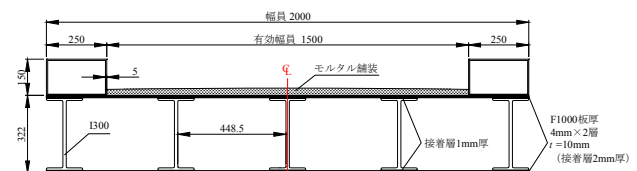


図-11 実橋モデルの断面形状

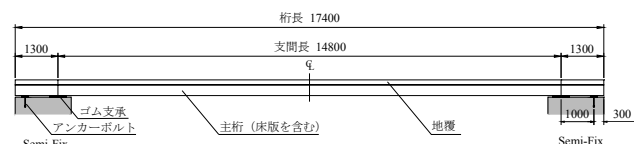


図-12 実橋モデルの一般図

全強に対して75%の作用力が考慮されている。

一方、たわみ制限などの使用性で断面が決定されるGFRP 歩道橋では、作用応力は小さく、鋼橋と同様の考え方で設計を行うと、リベット本数が過剰となり、不経済になる。そこで、適切な安全率を定めて、接合材料であるリベットの許容応力度を設定し、実際の作用応力に対して照査することとした。

さらに、本橋梁形式では、擬似両端固定支持条件や、マットイン接着による組み合わせ断面を提案している。これらは実績がないことから、これらの新しい構造形式、断面に対して、以下のようなシナリオを仮定して、フェイルセーフ設計を試みた。

- ①構造系が単純支持条件となった場合
- ②抵抗断面部材がI 形材のみとなった場合

通常の支持条件、断面のケース (Case-1) と、これらの2 ケースのシナリオを想定して、連結位置である支間中央部の作用曲げモーメントをまとめると、表-5 となる。作用曲げモーメントは、Case-1 と Case-3 で差異は小さいこと、また、単純支持となる Case-2 ではかなり増加することがわかる。

連結構造の設計では、これらの作用力と抵抗断面から、リベットの必要本数を把握することとした。前章のクープン試験片による接合部の引張試験結果を踏まえると、リベットのせん断強度に基づけば、安全側の設計が可能となる。そこで、前述の1 面あたりのリベットのせん断強度 S_{s1} (5.3kN) を採用し、安全率を3 と設定すれば、1 本あたりの許容せん断強度 S_m は3.6kN (2 面せん断) となる。以下では、この許容せん断強度 S_m に基づいてリベット本数を決定した。ここに、リベットのせん断強度に対する安全率は、十分な検討が必要であるが、本研究では、支圧接合用高力ボルトの破断強さに対する安全率²⁾を参考とした。なお、I 形材フランジ部では、フランジ幅150mm を考慮し、幅方向には4 行の配置を基本とした。また、接着接合を併用することから、積層シート材では、リベットの幅方向に対する最大間隔には制限を設けなかった。

表-6 に、積層シート材およびI 形材フランジ部における軸方向力とリベットの必要本数を示す。表-5 に示された作用曲げモーメントから、各部材で分担する軸方向力から、連結部の片側に対するリベット必要本数を算出している。表より、リベットの必要本数の合計は、Case-3 で最も小さくなるが、換算された軸方向力は同程度であるため、Case-1 との差異は僅かであった。一方、Case-2 では、必要本数はかなり増加することがわかり、最も厳しい条件であるといえた。リベット列数については、部位に関係なく、Case-1 で2 列、Case-2, 3 で4 列となった。積層シート材における幅方向のリベット間隔は、前章で検討した間隔より広くなり、Case-1 では、2 列を採用しても、リベット間隔は80mm となった。なお、ウェブ部の連結は、従来のリベット接合の考え方に基づい

て必要本数を算定した。図表を省略したが、全てのケースで4 列となった。さらに、表-6 には、リベット列数に合わせて配置した場合の合計数を併記している。

以上のことから、最も厳しい Case-2 を採用すれば、Case-3 のシナリオも担保されることから、この橋梁モデルでは、Case-2 におけるフェイルセーフの考え方で連結構造の詳細設計を行うこととした。

4.3 連結構造の詳細とリベットの配置

第2章で述べたように、床版橋形式GFRP 歩道橋の連結構造では、桁内部のウェブを連結するために、作業用のハンドホールを設ける必要がある。ここでは、前節で算定されたリベット本数とハンドホールの設置を考慮して、連結構造の試設計を行った。

図-13 に、試設計された連結部の概念図を示す。I 形材と積層シート材の接合位置を長手方向にずらして連結することで、部材同士の応力の伝達を滑らかにしている。また、ハンドホールの開口部 (幅2000×長さ400mm) は、Deck Plate の積層シート材に2 箇所の接合部を設けることで確保している。この実橋モデルの連結構造で用いるリベットの総数は1928 本であった。

表-5 想定した検討ケースと作用曲げモーメント

検討ケース	支持条件	抵抗断面	作用曲げモーメント (kN・m)				
			M_D	M_{Lmax}	M_{Lmin}	M_{D+Lmax}	M_{D+Lmin}
Case1	通常	通常	33.8	52.1	0.0	85.8	33.7
Case2	単純支持	通常	85.9	143.7	-4.4	229.6	81.4
Case3	通常	I 形材	33.4	52.1	0.0	85.5	33.4

表-6 積層シート材およびI 形材フランジ部における軸方向力とリベットの必要本数

想定した検討ケース		Case-1	Case-2	Case-3
I 形材 フランジ部	軸方向力 ΣP (kN)	88.0	235.5	228.5
	必要本数 N_{req} (本)	25	66	64
	リベット列数 (列)	2	4	4
積層 シート材	軸方向力 ΣP (kN)	172.1	460.5	—
	必要本数 N_{req} (本)	48	128	—
	リベット列数 (列)	2	4	—
幅方向のリベット間隔 (mm)		80	60	—
リベット本数 の合計	必要本数の合計 (本)	73	194	64
	配置を考慮した合計 (本)	88	208	80

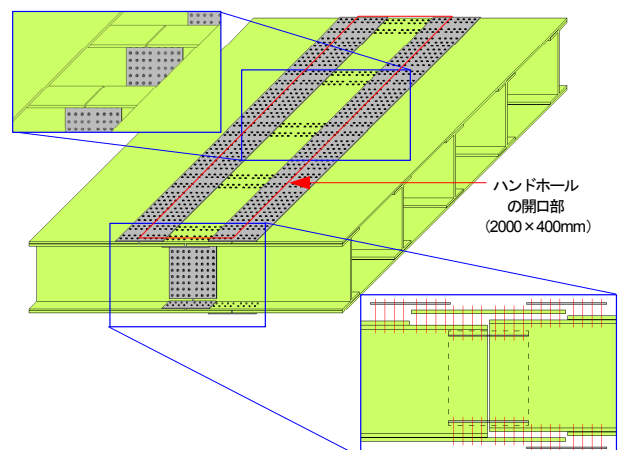


図-13 試設計された連結構造の概念図

なお、添接板には、ステンレス鋼板（公称厚さ $t=4\text{mm}$ ）を用いることとした。また、連結部における I 形材とシート材の接合部には、現場での施工性を考慮して、マットイン接着に替えて、厚層にも対応できるエポキシ樹脂接着剤を用いることとした。

連結構造の設計の妥当性と有用性を検討するために、次章では、実橋モデルの実大部分模型を用いて、連結作業の施工性を確認するとともに、载荷実験を行って、連結構造の安全性を検証する。

5. 実大部分模型による連結構造の検討

5.1 実大部分模型と連結構造の製作

前章で試設計された連結構造の施工性、安全性を検証するために、実橋モデルの連結構造を再現した実大部分模型を製作し、曲げ载荷実験を実施した。図-14に、実橋モデルから部分的に取り出した模型試験体の概念図を示す。積層シート材の全幅を 800mm として、断面内部の I 形材（2本）を含む、全長 $4,500\text{mm}$ の模型試験体を作製した。また、連結部は、I 形材の接合位置を模型試験体の中央とし、図-14(c)に示すように、積層シート材と I 形材をそれぞれずらして製作するとともに、Deck Plate には、作業用のハンドホールとして開口部（幅 $800 \times$ 長さ 400mm ）を設けた。

添接板と FRP 部材との接合方法は、第3章の検討結果を踏まえ、応力の伝達特性と強度特性に優れている、リベット・接着併用接合とした。一方、積層シート材と I 形材フランジ部との接合は、部材間の不陸などを調整するために、厚層にも対応できるエポキシ樹脂接着剤を用いた。FRP 部材および接合材料の材料物性値は、第3章で検討したクーボン試験片と同一（表-1、表-3）であ

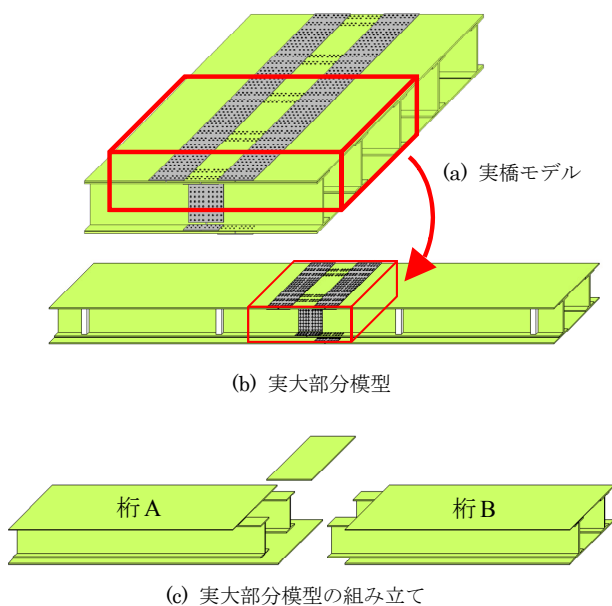


図-14 実大部分模型の概念図

り、厚層に対応したエポキシ樹脂接着剤の物性値は、弾性係数 3.0 kN/mm^2 、引張強度 20 N/mm^2 、引張せん断強度 13 N/mm^2 である。

連結作業の基本的な手順としては、まず、Bottom Plate 側において、桁 A、桁 B の下面同士を、また、接合位置に添接板を、それぞれ接着する。硬化後、穿孔して、リベットを打設する。次に、I 形材ウェブの接合位置、ハンドホールのカバープレートの順に、連結作業を行う。穿孔作業は、添接板の接着後に行うが、作業の効率化を図るために、リベット孔を有する添接板を片側に接着し、それをガイドとして穿孔した。写真-2に、連結作業の状況を示す。穿孔作業には上向き、横向きの作業を、また、I 形材ウェブの連結は狭隘部での作業を伴うが、施工上に問題はなく、十分な精度で連結作業を行うことができた。なお、全てのリベットは、模型試験体の外側から内側へ向かって打設され、その総数は 752 本であった。

5.2 実験条件

連結構造を有する実大部分模型を対象に、4点曲げ载荷実験を行って、耐荷力を検討した。図-15にセットアップ状況を、また、図-16に連結部の断面図をそれぞれ示す。支持条件を単純支持とし、支間長 L を $4,000\text{mm}$ 、純曲げ区間を $1,600\text{mm}$ とすることで、連結構造に曲げモーメントを作用させた。試験装置には、電気油圧式サーボアクチュエーターによる構造物载荷システム（静的载荷能力： $1,000\text{kN}$ ）を用い、変位制御で破壊まで载荷を行った。载荷速度は 0.5mm/min とした。

連結構造の応力の伝達特性を把握するために、断面 1 および断面 3 の長手方向に複数のひずみゲージを設置した。また、支間中央部の下面に変位計を設置して、鉛直変位を測定した。

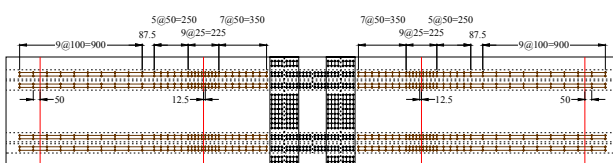
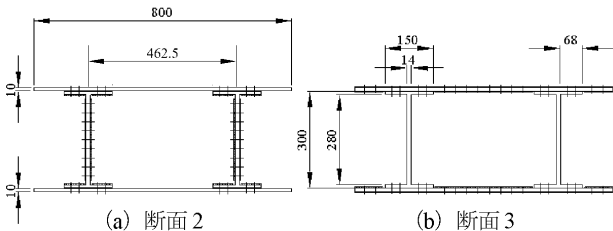
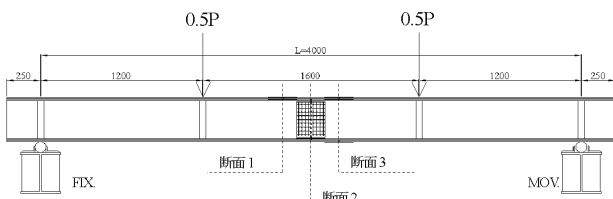
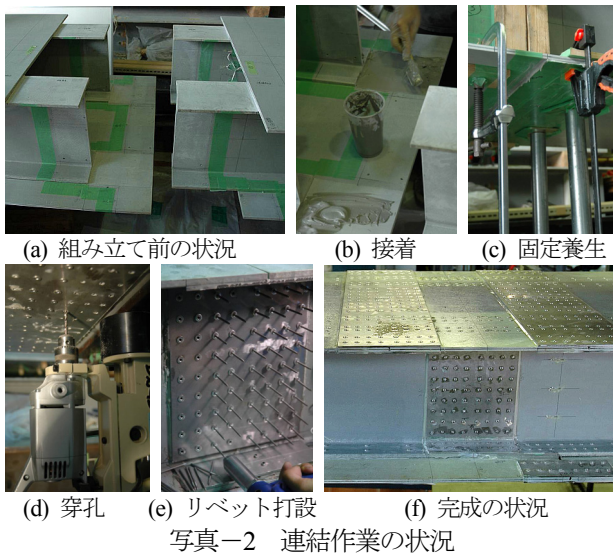
なお、連結部以外での破壊を防止するために、マットイン接着されている部分（積層シート材と I 形材フランジ部の間）をリベットで補強した。図-17に、補強用リベットの設置位置を示す。

さらに、比較のために、連結構造のない実大部分模型も同一の実験条件で 4点曲げ载荷を行った。なお、連結構造のない部分模型では、マットイン接着された部分に対して、リベットによる補強は行わなかった。

5.3 実験結果と考察

実験結果の一部として、図-18に、荷重と支間中央部の鉛直変位の関係を示す。図中には、Bernoulli-Euler はり理論および Timoshenko はり理論に基づくたわみの理論値に加え、FEM 解析値を併記した。FEM 解析には、汎用有限要素解析プログラム（Msc. Marc2005r3）を用い、ソリッド要素による線形弾性解析とした。なお、FEM 解析値には、連結部の有無についての計算結果も示しているが、連結部ありでは、リベットは省略し、接着層と添接板のみを考慮してモデル化している。

まず、連結部ありの試験体の最大荷重は 727.8kN であり、このときの最大たわみは 60.8mm であった。この実験値は、連結部ありの FEM 解析値とよく一致している。終局まではほぼ線形挙動であるが、500kN あたりから僅かに非線形な挙動がみられた。なお、破壊は連結部では生じず、連結部の外側の Deck Plate の局部座屈により終局となった。終局時の破壊状況を写真-3 に示す。局部座屈は、断面 1 の連結部の端部と載荷点のほぼ中間で発生し、破壊はウェブまで進展したが、連結部の損傷はなかった。さらに、荷重の載荷中、500kN を超えるあたりから破壊音が頻発したものの、外観上から破壊は観察されず、安定した載荷が可能であった。これは、後述するように、接着接合部の部分的な初期はく離や破壊に関係す



るものであり、終局の破壊ではなかった。

一方、連結部なしの試験体の最大荷重は 563.5kN であった。連結部ありの方が、最大荷重が増加していること、また、実験値、FEM 解析値ともに、たわみ剛性が高いことがわかる。連結部なしにおいても、連結部ありと同様に、純曲げ区間内における Deck Plate の局部座屈であった。連結部ありでは、純曲げ区間の桁が添接板によって補強され、たわみが低減されるとともに、局部変形の発生も抑制され、連結部なしに比べて最大荷重も増加したと考えられた。なお、両者の局部座屈は、Deck Plate の座屈応力を算定することによって予測できると考えられ、その評価については今後の課題としたい。

図-19 に、断面 2 (図-16) における連結部のひずみ分布を示す。断面 2 は、I 形材を連結する位置であり、I 形材は Deck Plate および Bottom Plate の積層シート材と添接板で接合されている。図-19 (a), (d) より、最外縁の積層シート材は、ほぼ一様なひずみ分布から、載荷荷重の増加とともに突合せ部が凹んだ分布に変化することがわかる。一方、図-19 (b), (c) の添接板では、ステンレス鋼板の弾性係数が高いことから、ひずみの値は小さく、積層シート材とは異なり、突合せ部に向かってひずみが大きくなるのがわかる。また、図-7 に示したように、クーボン試験片のような一様な分布形状にはならなかった。図を略したが、この分布形状は、FEM でも同様の傾向を示すことを確かめており、このひずみ分布は、不連続である連結部に、純曲げが作用したことによるものと判

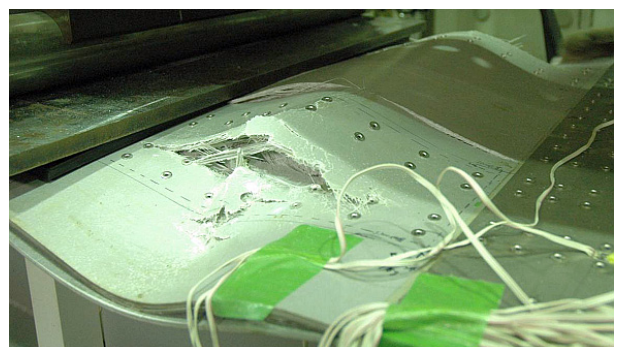
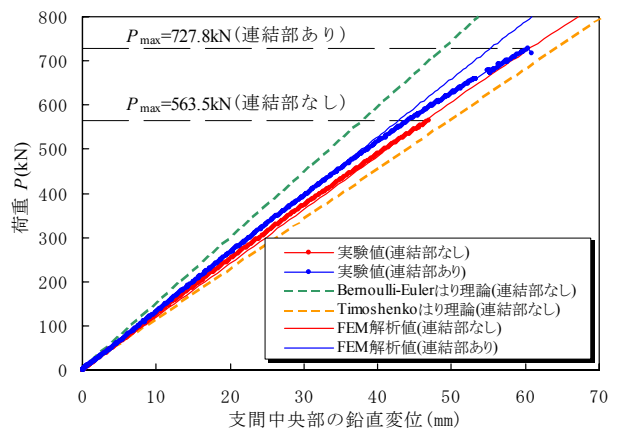


図-17 補強用リベットの設置位置

写真-3 終局時の破壊の状況 (連結部あり)

断された。さらに、Bottom Plate 側の添接板では、載荷荷重が 500kN 以上で、突合せ部近傍のひずみが急激に増大したが、これは、添接板の塑性化によるものである。なお、断面 2 のひずみ分布からは、はく離の兆候が見られなかったが、断面 3 の添接板のひずみ分布では、載荷荷

重が 500kN になると端部のひずみの低下がみられた。これは、載荷実験中に、破壊音が発生した時の荷重と一致したことから、初期はく離と判断され、終局の破壊ではないといえた。

5.4 連結構造の安全性の検証

はじめに、クーポン試験片による引張せん断試験と実大模型による曲げ載荷実験の整合性を検証するために、リベット・接着併用接合の初期はく離荷重時および最大荷重時において、リベット 1 本あたりに作用する平均せん断力を計算した。例えば、引張せん断試験では、第 3 章で得られた初期はく離荷重、最大荷重（接合部の破壊）をリベット本数で単純に除して算定した。また、曲げ載荷実験では、初期はく離荷重、最大荷重（桁の破壊）時に、各部位に作用する曲げ応力から軸方向力に換算して算定し、リベット本数で除して求めた。

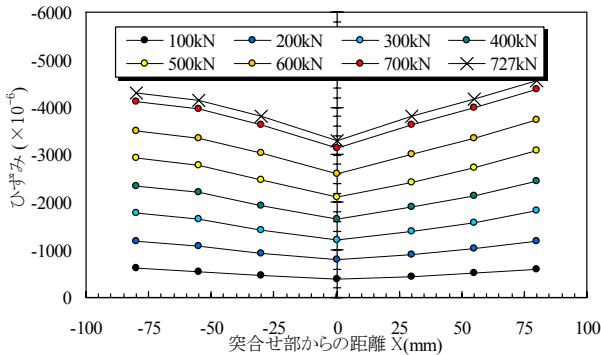
表-7 に、初期はく離荷重、最大荷重時にリベット 1 本あたりに作用する平均せん断力を、試験方法、部位ごとにそれぞれ示す。表より、初期はく離荷重時においては、I 形材フランジ部ではほぼ同じ作用力であること、また、積層シート材ではクーポン試験結果が若干、低下するものの、概ね一致しているといえる。一方、最大荷重時においては、曲げ載荷実験では、連結部の破壊ではないため、直接的な比較はできないが、両者の値が近いことから、曲げ載荷実験においても接合部の破断近くまで荷重が載荷されていたと推測される。以上のことから、引張せん断試験結果と曲げ載荷実験結果はほぼ整合しているものと判断された。

次に、実橋モデルにおける最大作用応力と、実大模型における作用応力を比較することで、提案した連結構造の安全性について照査する。

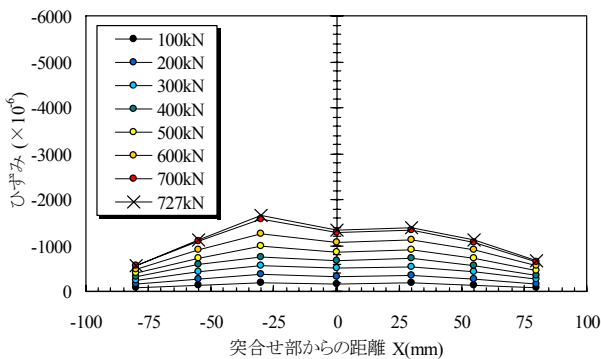
まず、連結部の破壊に対して照査する。第 4 章で検討した実橋モデル（Case-1 の通常状態）における最大作用縁応力は 11.4MPa であった。これに対し、曲げ載荷実験の最大荷重時（ $P_{max}=727.8kN$ ）における連結部の縁応力は 145.5MPa と算定されるが、前述の通り、桁の座屈破壊であり、連結部で破壊は生じていなかった。したがって、連結部の安全率は 12.7 以上となり、極めて高いといえた。なお、リベット列数決定の際に計算した単純支持モデルにおける最大作用縁応力は 30.6MPa であり、これに対する安全率は 4.7 以上となったことから、単純支持条件となった場合においても十分高い安全性を有することがわかる。

表-7 初期はく離荷重、最大荷重時にリベット 1 本あたりに作用する平均せん断力 (kN)

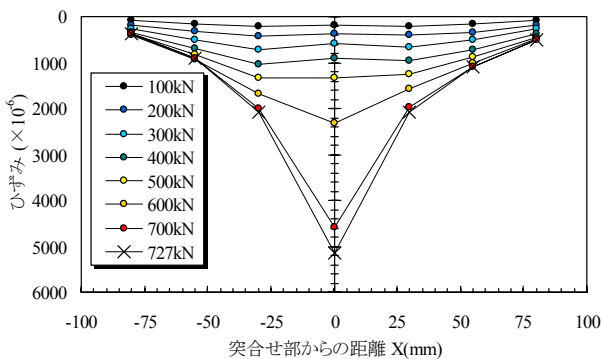
試験方法	曲げ載荷実験		引張せん断試験	
	フランジ部	シート材	フランジ部	シート材
初期はく離時	4.68	4.44	4.40	3.62
最大 桁の破壊時	6.82	6.47	—	—
荷重 接合部の破断時	—	—	7.22	7.35



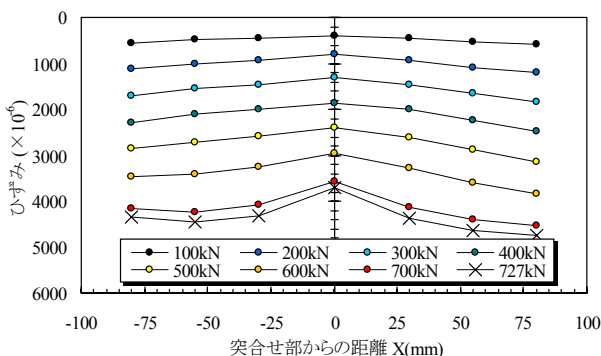
(a) 積層シート材 (Deck Plate)



(b) 添接板 (Deck Plate)



(c) 添接板 (Bottom Plate)



(d) 積層シート材 (Bottom Plate)

図-19 断面 2 における連結部のひずみ分布

最後に、接着のはく離に対して照査する。曲げ載荷実験の初期はく離荷重は500kNであり、この時の縁応力は99.9MPaとなる。したがって、初期はく離に対しても8.8程度の高い安全率が確保されているといえた。

6. 結言

本研究では、床版橋形式GFRP歩道橋の現場での連結構造を開発するために、接合方法をパラメータとした継手の引張試験を行うとともに、構造システムのフェイルセーフ設計を考慮した連結構造を提案した。さらに、提案した連結構造の設計・施工の妥当性、有用性を検証するために、実大模型を作製して、4点曲げ載荷による耐力実験を行った。それらの結果からは次のことがいえた。

- (1) リベット接合に接着接合を併用することで、荷重の伝達が添接板の端部近傍で行われるため、添接板の応力分布が均一になり、リベットの塑性化を防止する効果が得られることがわかった。
- (2) 継手強度は、リベット列数4列までは、リベットのせん断強度を用いれば、本研究の検討条件の範囲では、安全側に評価できることが確かめられた。
- (3) リベット・接着併用接合は、終局を迎えるよりも低い荷重で接着の破壊（初期はく離）が生じたが、これを使用限界と設定しても、実構造に対して十分適用可能であることがわかった。
- (4) 実大模型製作時、合理的に連結作業を行えたことから、提案した連結構造は、現場での施工も可能であることが確認できた。
- (5) 実大模型試験では、終局荷重時の縁応力は、試設計対象モデルにおける最大作用縁応力に対し、極めて高い安全性を有することが検証された。
- (6) 実大模型試験においても、接着剤の破壊（初期はく離）を生じたが、この時の荷重における縁応力でも、試設計対象モデルにおける作用縁応力と比較して、十分な安全性を有することが明らかになった。

以上のことから、提案したリベット・接着併用接合による連結構造は、GFRP引き抜き成形材を用いた床版橋形式歩道橋に適用できることが確かめられた。

謝辞

研究当時、首都大学東京の大学院生であった藤田盛吾氏（現 株式会社オリエンタルコンサルタンツ）および苅屋吾吾氏（現 西日本旅客鉄道株式会社）には、試験体の製作・実験データの整理等でご協力いただいた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) T. Keller, et al.: Advanced Materials, Structural Engineering International, Vol.9, No.4, IABSE, pp.250-301, 1999.
- 2) T. Keller, et al.: Advanced Materials, Structural Engineering International, Vol.12, No.2, IABSE, pp.66-116, 2002.
- 3) T. Keller: Use of Fiber Reinforced Polymers in Bridge Construction, Structural Engineering Documents 7, IABSE, 2003.
- 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) 土木学会：歩道橋の設計ガイドライン, 構造工学シリーズ 21, 丸善, pp.233-246, 2011.
- 6) J.L. Clarke: Structural Design of Polymer Composites – EUROCOMP Design Code and Handbook, European Structural Polymer Composites Group, E & FN SPON, 1996.
- 7) AASHTO: Guide Specification for design of FRP Pedestrian Bridges, 2008.
- 8) 土木学会：FRP 歩道橋設計・施工指針(案), 丸善, 2011.
- 9) 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.
- 10) 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.
- 11) 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.
- 12) 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.
- 13) 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, Vol.50A, 土木学会, pp.375-382, 2004.
- 14) Ken-ichi Maeda, Hitoshi Nakamura, Xian Cui, Nobuhiko Kitayama and Tetsuya Watanabe: Development of a Pedestrian Slab Bridge Using GFRP Pultrusion Profiles, Proc. of Asia-Pacific Conference on FRP in Structures, APFIS'2007, IIFC, pp.1093-1099, 2007.
- 15) 北山暢彦, 前田研一, 中村一史, 渡辺哲也：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 A1(構造・地震工学), Vol.67, No.2, pp.258-271, 2011.
- 16) 前田研一, 中村一史, 北山暢彦, 林幸四郎：超低コスト化を図った新形式 GFRP 歩道橋の開発, 強化プラスチック, 第57巻, 第2号, 強化プラスチック協会, pp.38-42, 2011.
- 17) Seigo Fujita, Ken-ichi Maeda, Hitoshi Nakamura,

Nobuhiko Kitayama and Tetsuya Watanabe: Development and Experimental Verification of a Pedestrian Slab Bridge Using GFRP Pultrusion Profiles, The 5th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, CICE 2010, pp.168-172, 2010.

18)北山暢彦, 前田研一, 中村一史, 渡辺哲也: 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, 鋼構造年次論文報告集, 第 19 巻, 日本鋼構造協会, pp.41-48, 2011.

19)北山暢彦, 前田研一, 中村一史, 渡辺哲也: 床版橋

形式 GFRP 歩道橋の曲げ耐荷力およびパンチングシ
ア耐力, 第 4 回 FRP 複合構造・橋梁に関するシンポ
ジウム, 土木学会, pp.131-137, 2012.

20)L. C. Bank : Composites for Construction: Structural Design with FRP Materials, John Wiley & Sons, Inc, pp.499-502, 2006.

21)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, II 鋼橋編, pp.149-157, 2012.

(2012 年 9 月 28 日受付)