

FRP により補強された鉄筋コンクリート部材の
構造性能評価

Evaluation of Structural Performance of Reinforced
Concrete Members Strengthened by FRP

2020 年 10 月

小 林 朗

Akira KOBAYASHI

FRP により補強された鉄筋コンクリート部材の
構造性能評価

Evaluation of Structural Performance of Reinforced
Concrete Members Strengthened by FRP

2020 年 10 月

早稲田大学大学院 創造理工学研究科

小 林 朗

Akira KOBAYASHI

FRP により補強された鉄筋コンクリート部材の構造性能評価

目 次

1章 序論	1
1.1 本研究の背景	1
1.2 FRP 材料と補強用 FRP のコンクリート構造物への利用	4
1.2.1 FRP 材料	4
(1) 連続繊維	4
(2) マトリックス樹脂	8
(3) FRP	9
1.2.2 建設用 FRP	12
(1) FRP 補強材	12
(2) 既設コンクリート構造物の補強用 FRP	13
1.3 FRP によるコンクリート構造物の補強に関する先行研究と課題	20
1.3.1 曲げ補強および付着特性に関する研究	20
1.3.2 せん断補強に関する研究	22
1.3.3 道路橋 RC 床版の補強に関する研究	25
1.4 本研究の目的と本論文の構成	28
【1章の参考文献】	29
2章 FRP スtrandシートによるコンクリート部材の曲げ補強	37
2.1 はじめに	37
2.2 FRP スtrandシートの構造と材料特性	39
2.2.1 FRP スtrandシートの構造と施工	39
2.2.2 FRP スtrandシートの引張強度	40
2.2.3 FRP スtrandシートとコンクリートの付着特性	44
2.3 FRP スtrandシートによる鉄筋コンクリート部材の曲げ補強効果	49
2.3.1 実験概要	49
2.3.2 実験結果と考察	51

(1) 荷重と変位の関係	52
(2) ひずみ分布	54
(3) 破壊状況および破壊荷重	57
(4) 破壊モードおよびはく離荷重の検討	62
2.4 まとめ	66
【2章の参考文献】	67
3章 高伸度弾性樹脂を用いた鉄筋コンクリート部材のFRP 接着補強	69
3.1 はじめに	69
3.2 高伸度弾性樹脂を用いて接着したCFRP スtrandシートとコンクリートの付着特性	72
3.2.1 概要および試験方法	72
3.2.2 付着試験の結果と考察	75
(1) 二面接着両引き付着試験	75
(2) 一面接着片引付着試験	78
3.2.3 解析による検討	93
(1) 解析方法	93
(2) 解析結果と考察	94
3.3 高伸度弾性樹脂を用いてCFRP スtrandシートを接着補強したRC はりの曲げ載荷試験	97
3.3.1 実験概要	97
3.3.2 実験結果と考察	99
(1) 荷重と変位の関係	99
(2) ひずみおよび付着応力の分布	101
(3) 破壊状況	109
(4) ポリウレア樹脂がCFRP スtrandシート補強はりの曲げ耐力およびはく離に及ぼす影響	114
3.4 まとめ	117
【3章の参考文献】	119
4章 あと施工差込型FRP 補強材によるコンクリート部材のせん断補強	121
4.1 はじめに	121
4.2 FRP 格子筋の引抜特性	124
4.2.1 概要	124
4.2.2 試験方法	124
4.2.3 試験結果と考察	125

4.3	U字型 FRP 筋を用いてあと施工差込補強したコンクリートはりのせん断試験	128
4.3.1	概要	128
4.3.2	試験方法	128
4.3.3	試験結果と考察	129
(1)	破壊状況とせん断耐力	129
(2)	FRP 筋の負担せん断力と付着特性	131
4.4	FRP 格子筋および FRP ロッドを用いてあと施工差込補強したはりのせん断試験	133
4.4.1	概要	134
4.4.2	試験方法	134
(1)	使用材料	134
(2)	供試体の概要と補強方法	134
4.4.3	試験結果と考察	136
4.4.4	あと施工差込型 FRP 補強材で補強したコンクリートはりのせん断耐力の算定方法	140
4.5	まとめ	142
	【4章の参考文献】	143
5	FRP シートにより補強された道路橋 RC 床版の疲労寿命	145
5.1	はじめに	145
5.2	FRP シート補強による RC 床版の疲労耐久性向上メカニズムのモデル化	146
5.2.1	RC 床版の S-N 関係式	146
5.2.2	FRP シート補強 RC 床版の疲労寿命算定に関する先行研究	147
5.2.3	FRP シートによる RC 床版の疲労耐久性向上効果のメカニズムの検討	148
5.2.4	FRP シートの補強効果の S-N 関係式での表記	150
5.3	FRP シート補強床版の寿命増加率の定式化	151
5.3.1	FRP シート補強床版の輪荷重走行試験結果の整理	151
5.3.2	寿命増加率の算定	156
(1)	中立軸の深化による寿命増加率 α_n	156
(2)	異方性度の改善による寿命増加率 α_q	156
(3)	ひび割れ面の劣化抑制による寿命増加率 α_c	159
5.3.3	FRP シート補強床版の破壊回数の実験値と計算値の比較	162
5.4	FRP シート補強床版の寿命算定法の提案	163
5.4.1	FRP シート補強床版の疲労寿命の算定手順	163
5.4.2	FRP シート補強床版の S-N 関係	164
5.5	まとめ	166

【5章の参考文献】	167
6章 結論	169
謝辞	173

1章 序論

1.1 本研究の背景

我が国では、戦後の復興期から道路、鉄道、港湾、治水・水資源施設、エネルギー関連施設などの社会基盤施設の整備が進められ、特に1950年代半から1970年代初頭にかけての高度経済成長期には、これらの整備が急速に進み膨大なストックが構築された。これらの社会基盤施設は、物流の効率化など社会生活の改善や経済活動の活発化など経済成長をもたらす生産力効果、アメニティーの向上、衛生状態の改善、災害安全性の向上等を含めた生活水準の向上に寄与し、経済厚生を高める厚生効果が我が国の発展に寄与してきた¹⁻¹⁾。

一方、我が国の総人口は2008年の1億2808万人をピークに減少に転じ、今後ますます少子高齢化が進み、生産年齢人口の減少が見込まれ、特に地方において人口減少が加速するとされている¹⁻²⁾。生産年齢人口の減少による経済活動の停滞、高齢者人口割合の増加による社会保障負担の増大など厳しい財政事情が予測される。このような厳しい社会環境下にあっても、安全で安心な国土を維持し、産業の生産性向上など国際競争力を強化していく上で、社会基盤施設を適切に維持管理していくことが喫緊の課題となっている。

2012年12月に発生した中央自動車道笹子トンネルの天井板崩落事故は、多くの国民に衝撃を与えるとともに、頑健で耐久的と考えられてきたコンクリート構造物にも老朽化が進行し、危険な状態にあるものもあることを知らしめる重大な警鐘となった。先に述べたように高度経済成長期に数多く建設された社会基盤施設は、表1.1.1に示すように今後急速に老朽化が進み、橋梁では建設後50年以上経過する割合は、2018年には約25%であり、2023年には約39%、2033年には約63%に達する見込みである¹⁻¹⁾。現下の厳しい財政状況、少子高齢化が急速に進む中で老朽化した社会基盤施設の全てを新たに構築し更新していくことは不可能であり、また供用中の社会基盤施設は、ネットワークとして利用されているため、その一部の利用を停止することによる社会的コストは非常に大きい。したがって、既設の社会基盤施設をできるだけ長く利用する社会基盤施設の長寿命化が強く求められている。社会基盤施設の長寿命化のためには、点検、診断、措置、記録のメンテナンスサイクルを適切に運用し、ライフサイクルコストのミニマム化に取り組む必要がある。

また宮城県沖地震(1978年)、兵庫県南部地震(1995年)、東北地方太平洋沖地震(2011年)や熊本地震(2016年)などの大規模な地震災害に対する構造物の耐震化や、物流効率化のための設計自動車荷重

表 1.1.1 建設後 50 年以上経過する社会資本の割合¹⁻¹⁾

	2018年3月	2023年3月	2033年3月
道路橋[約40万橋 ^{注1)} (橋長2m以上の橋約70万のうち)]	約25%	約39%	約63%
トンネル[約1万本 ^{注2)}	約20%	約27%	約42%
河川管理施設(水門等)[約1万施設 ^{注3)}	約32%	約42%	約62%
下水道管きょ[総延長:約45万km ^{注4)}	約4%	約8%	約21%
港湾岸壁[約5千施設 ^{注5)} (水深-4.5m以深)]	約17%	約32%	約58%

注1)建設年度不明橋梁の約23万橋については、割合の算出にあたり除いている。

注2)建設年度不明トンネルの約400本については、割合の算出にあたり除いている。

注3)国管理の施設のみ。建設年度が不明な約1000施設を含む。

注4)建設年度が不明な約2万を含む。

注5)建設年度不明岸壁の約100施設については、割合の算出にあたり除いている。

の引き上げなど、インフラ構造物への要求性能も高まっている。新設の構造物は、最新の知見に基づく設計基準により要求性能を満たすことが可能であるが、古い設計基準により構築された既設構造物では、補強などの対策が必要なものが多い。

コンクリート構造物の劣化機構としては、塩害、中性化、アルカリシリカ反応（ASR）、凍結融解、道路橋の輪荷重による鉄筋コンクリート（RC）床版の疲労などがあり、健全度に応じて表面保護や補強材の追加などの対策が必要となる。たとえば塩害により、既設鉄筋の腐食が進行して断面欠損が生じ、耐荷力が不足すると診断された場合には、塩分が浸透した劣化部のかぶりコンクリートを研りとり、鉄筋の防錆処置をした上で補強筋の増設断面修復を行い必要に応じて表面保護工や電気防食を併用するといった対策が取られている。

道路橋のRC床版では、昭和40年代より重交通量の増大や過積載車の通過による輪荷重の繰り返しが要因の一つとなり、ひび割れが進行し床版コンクリートが抜け落ちる損傷が見られるようになった¹⁻³⁾。また、1993年の車両制限令の改正により設計自動車荷重が20tonfから25tonfに引き上げられ、これに対応して平成6年版道路橋示方書では、設計輪荷重が8tonfから10tonfに引き上げられた。これらの対策として設計曲げモーメントの見直し、許容応力度の低減、配筋鉄筋量および床版厚の増大など度重なる設計基準の変更が行われてきた¹⁻⁴⁾。その結果、新設のRC床版では、床版厚および鉄筋量の増加が図られ、古い基準で設計されたRC床版に比べて疲労耐久性が大幅に向上している。一方、古い基準で設計された既設床版に対しては、鋼板接着や上面増厚工法などの補強が行われてきた。

1978年の宮城県沖地震によりコンクリート橋脚や桁の一部にせん断ひび割れが発生したことから、昭和55年版土木学会コンクリート標準示方書では、許容せん断応力度の低減、鉄筋の引張定着部におけるモーメントシフトの考え方が取り入れられた^{1-5,1-6,1-7)}。また昭和55年版道路橋示方書でも、軸方向鉄筋の段落し位置の引き上げやせん断補強鉄筋の配置間隔を密にするなどの改定が行われた¹⁻⁸⁾。1995年の兵庫県南部地震では、多くのコンクリート構造物に甚大な被害が発生した^{1-9,1-10,1-11)}。RC橋脚では、せん断破壊、軸方向鉄筋段落し部の曲げ・せん断破壊、橋脚基部での曲げ破壊などの被害を受けた。これを受け、設計地震動の見直しや、RC橋脚のじん性を向上させるため橋脚基部のコンクリートの応力-ひずみ関係に横拘束筋の効果を考慮してじん性率を算定するなどの照査法の見直し、軸方向鉄筋の途中定着に関する規定、帯鉄筋の配置間隔および定着・継手に関する規定などの見直しが行われた^{1-12~1-15)}。1995年以降、既設橋梁の耐震性を確保することが急務となり、RC巻立て工法や鋼板巻立て工法を標準として道路橋や鉄道橋で耐震補強が計画に行なわれた。

兵庫県南部地震では、これまで耐震性が高いと考えられてきた地下鉄施設など地下構造物にも大きな被害が発生した^{1-16,1-17)}。地下鉄大開駅では、RC中柱のせん断破壊や圧壊、上床版の陥没など甚大な被害を受けた。地盤のせん断振動によるせん断変形およびその伴う上載土のせん断荷重が上床版に強く作用し、中柱に大きなせん断力が作用し破壊に至ったと考えられているが、建設当時の設計では、このような地震作用は考慮されていなかった¹⁻¹⁸⁾。兵庫県南部地震以降は、地下鉄や上下水道施設などの地下構造物に対しても応答変位法や動的解析により耐震性能の照査が行なわれ、新設の構造物では、中柱、側壁、上下床版などのRC部材には、設計計算により必要なせん断補強筋が配置されている^{1-19,1-20)}。既設の地下構造物においては、RC中柱の鋼板巻き立て、壁の増厚、せん断壁の増設などの補強が行なわれている。

以上のように、社会基盤施設を適切に維持管理していくことの重要性は増しており、既設コンクリート構造物に対しては、老朽化対策や要求性能の高度化に対応して、各種の補修・補強工法が実用化している。一方、既設構造物の補修・補強を行う際には、狭隘部での施工、近接構造物との干渉、補修・補強

に伴う質量増加による基礎への影響など様々な制約条件があることが多く、簡便で施工性がよく、補修・補強による断面や質量の増加が少ない補修・補強工法が必要とされていた。そのため従来の鉄筋コンクリート増厚・巻立て工法や鋼板接着工法に加えて、軽量、高強度で耐食性に優れた繊維強化樹脂材料(Fiber Reinforced Polymer, 以下, FRP とする)を用いた既設コンクリート構造物の補修・補強工法が検討されるようになった。次節では, FRP の材料の特性, FRP を用いたコンクリート構造物の補修・補強工法の先行研究について述べる。

1.2 FRP 材料と補強用 FRP のコンクリート構造物への利用

1.2.1 FPR 材料

(1) 連続繊維

現在 FRP 用の強化繊維として広く利用されている連続繊維には、炭素繊維、アラミド繊維、ガラス繊維がある。日本では、コンクリート構造物の補強用途としては、主として炭素繊維、次いでアラミド繊維が用いられている。このうち炭素繊維には、PAN 系炭素繊維とピッチ系炭素繊維があり、いずれも日本人によって発明されている。PAN 系炭素繊維は、大阪工業試験所の新藤によって 1959 年に発明され¹⁻²¹⁾、ピッチ系炭素繊維は、群馬大学の大谷によって発明されている¹⁻²²⁾。アラミド繊維は、1965 年に米国デュポン社の研究者 Kwolek により発明された¹⁻²³⁾。

PAN 系炭素繊維は、図 1.2.1 に示すように化学合成繊維である Polyacrylonitrile (PAN) 繊維を前駆体(プリカーサー)とし、これを 200~300°C の空气中で耐炎化処理を行なった後、1000~1500°C の不活性雰囲気中で炭化し、さらに高弾性が要求される場合は 2500~2800°C の不活性雰囲気中で黒鉛化した後に、樹脂との接着性を付与するため電解酸化などの表面処理、取り扱い性を向上させるためのサイジング処理を行なって製造される¹⁻²⁴⁾。フィラメントの直径は 5~8 μm 程度と非常に細く、これを 1000 本から 24000 本収束させたトウとして製造(レギュラートウ)されているが、近年では、繊維および複合材料の生産性向上の目的でフィラメント数 40000 本以上のラージトウと呼ばれる製品も製造されている。PAN ($\text{C}_3\text{H}_3\text{N}$) から炭化工程で水素原子と窒素原子がシアンガスとして離脱し、PAN 系炭素繊維は 95%以上炭素原子で構成される。炭素繊維は、図 1.2.2 に示すように黒鉛結晶と乱層黒鉛の混合構造となっており、その強度が構造欠陥点に支配される脆性材料である¹⁻²⁵⁾。

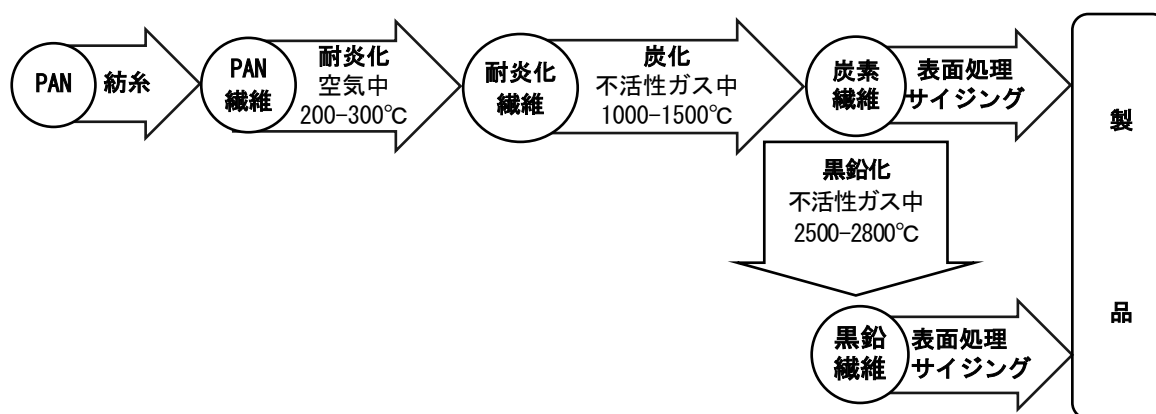
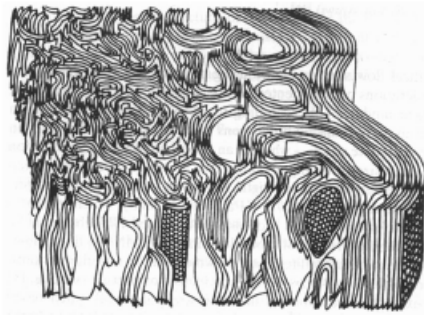


図 1.2.1 PAN 系炭素繊維の製造工程

炭素繊維の構造モデル



炭素繊維は、黒鉛結晶と乱層黒鉛の混合構造を有している

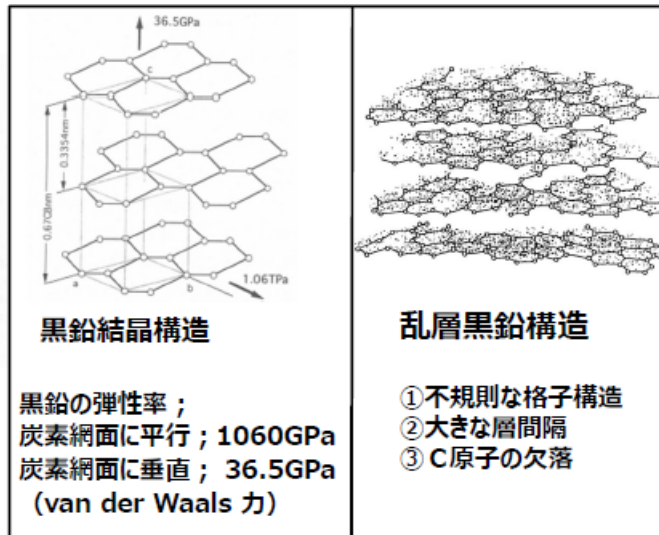


図 1.2.2 炭素繊維の構造モデル¹⁻²⁵⁾

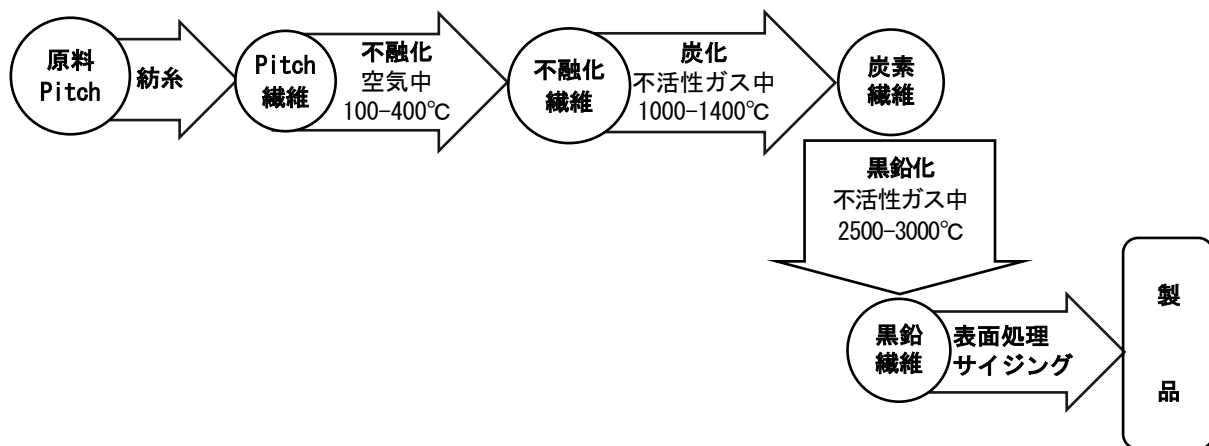


図 1.2.3 ピッチ系炭素繊維の製造工程

ピッチ系炭素繊維の出発原料には、大きく分けてメソフェーズピッチと等方性ピッチの 2 つがあり、FRP 用の炭素繊維はメソフェーズピッチから製造される^{1-26, 1-27)}。メソフェーズピッチは、構成分子が液晶状に配向しておりコールタールや石油ピッチを精製、改質、熱処理して製造される。このメソフェーズピッチを熔融紡糸して得られた繊維を、100-400°Cの酸化雰囲気中で熱処理し不融化した後、PAN 系炭素繊維と同様に 1000~1400°Cの不活性雰囲気中で炭化、2500~3000°Cの不活性雰囲気中で黒鉛化、表面処理、サイジングの工程を経て製造される(図 1.2.3)。ピッチ系炭素繊維のフィラメントの直径は、7~10μm であり 1000~12000 フィラメントを収束したトウとして製造されている。

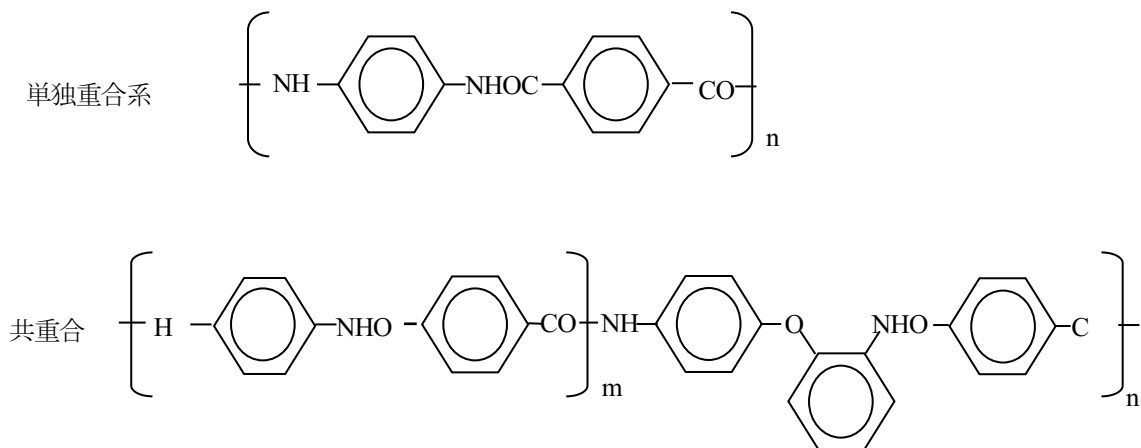


図 1.2.4 アラミド繊維の分子構造

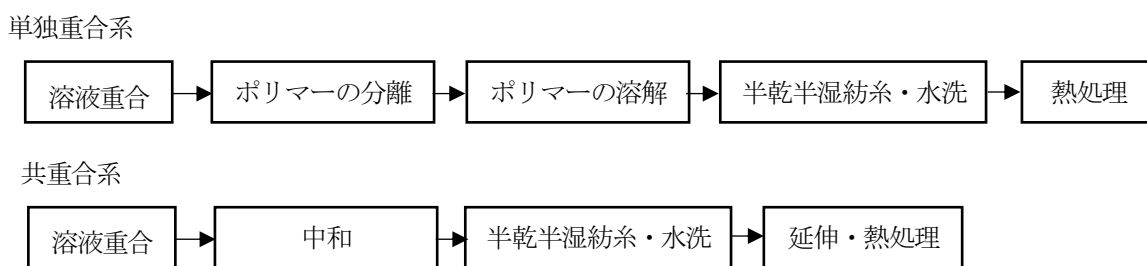


図 1.2.5 アラミド繊維の製造工程

アラミド繊維は、アミド結合(-CONH-)を持つ全芳香族ポリアミド繊維で、アミド結合(-CONH-)の位置によって、パラ系とメタ系に分類される。このうち強度・弾性率など力学特性に優れたパラ系アラミド繊維がFRPに利用されている。パラ系アラミド繊維は、図1.2.4に示すようにアミド結合の位置によって単独重合系と共重合系に分類される¹⁻²⁸⁾。いずれのアラミド繊維も、図1.2.5に示すように溶液重合したポリマーを半乾半湿紡糸することにより製造される。アラミド繊維のフィラメントの直径は約12 μm であり、これを100~5000本程度取束させたトウが市販されている。

ガラス繊維は、シリカをベースに酸化カルシウム、ボロン、ナトリウム、鉄、アルミニウムを添加した熔融物を高温度で長く伸ばした後、結晶化して製造される。組成や機械的・化学的特性の異なる数種類のガラス繊維が市販されているが、FRP用としてはEガラスが最も広く利用されている。

次にこれらの繊維の機械的性質について比較する。現在利用されている炭素繊維の物理的特性は、低弾性の等方性ピッチ系炭素繊維を除くと、概ね比重1.8~2.1、引張強度3000~7000N/mm²、弾性係数 $2.3 \times 10^5 \sim 9.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ の範囲にある。いずれの炭素繊維も、同じ炭素原子で構成されているが、その前駆体であるPANとピッチの違い、製造工程における黒鉛化温度の違いなどによって繊維内の黒鉛結晶の構造、配向、積層構成が異なり、強度および弾性係数の異なる繊維が得られることが特徴である。現在市販されている主な炭素繊維の強度と弾性係数の分布を図1.2.6に示す。PAN系の炭素繊維は引張強度が高く、ピッチ系炭素繊維は引張弾性率が高いことが特徴である。

アラミドの繊維の機械的性質は、単独重合系で比重1.45、引張強度3000N/mm²、引張弾性率 $112 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 、共重合系で比重1.39、引張強度3450N/mm²、引張弾性率 $73 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ である。ガラス繊維(Eガラス)は、比重2.6、引張強度2000N/mm²、引張弾性率 $70 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ である。表1.2.1に建設用途向

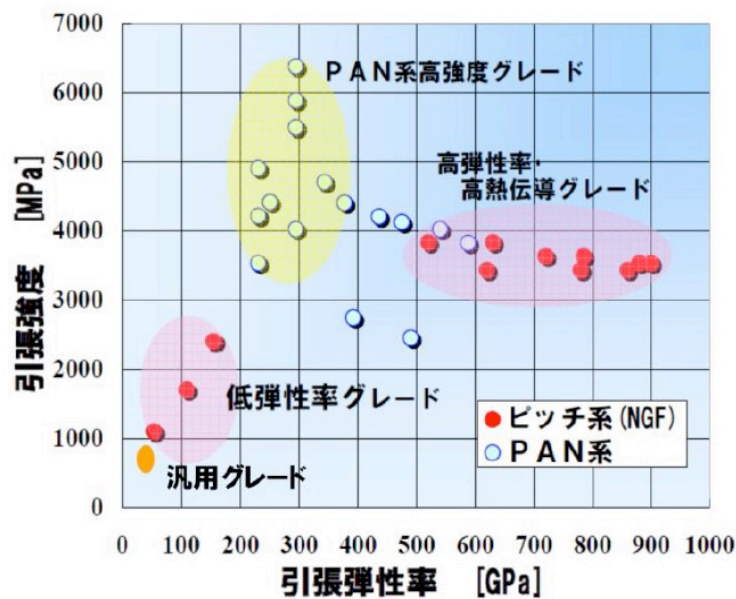


図 1.2.6 各種炭素繊維の弾性率と強度¹⁻²⁷⁾

表 1.2.1 代表的連続繊維の力学特性

連続繊維の種類	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	破断伸度 (%)	密度 (g/m ³)
高強度型炭素繊維 (PAN系)	4900	230	2.1	1.8
中弾性型炭素繊維 (PAN系)	4020	436	0.9	1.82
高弾性型炭素繊維 (ピッチ系)	3530	590	0.6	2.1
アラミド繊維 (単独重合系)	3000	112	2.4	1.44
アラミド繊維 (共重合系)	3450	73	4.6	1.39
ガラス繊維 (Eガラス)	2000	70	2.6	2.54

(注：値は、製造者の公表値)

けFRPに使用されている代表的な連続繊維の力学的特性を示す。なお引張強度は、製造者の公表値、つまり、平均強度であり、材料強度のばらつきを考慮した特性値ではない。単独重合系のアラミド繊維は、共重合系アラミド繊維に比べて弾性率が高く、共重合系アラミド繊維は、強度が高く破断伸度が大きいといった特徴をもっている。ガラス繊維は、炭素繊維、アラミド繊維より引張強度、ヤング係数ともに低いが、価格がこれらの繊維より各段に低く、比強度（強度／質量）、比剛性（剛性／質量）あるいは、化学的安定性に対する要求がさほど高くない一般産業用、民生用を中心に最も広く利用されている。いずれの繊維の応力-ひずみ関係も、原点から破断点までほぼ直線であり、鋼材のような降伏棚を示さず脆性的に破断する。

次にこれらの繊維の化学的安定性について述べる。炭素繊維は、アラミド繊維やガラス繊維も含めた連続繊維の中では、最も化学的に安定な物質である。成分の95%以上が炭素からなっており、その構造もグラファイト構造という化学的に極めて安定な構造である。炭素材料はその原子の結合状態から3種類に分類され、化学的に安定な順番からダイヤモンド、グラファイト、アモルファス（非結晶質）となる。グラファイトは、ベンゼン環が平面状に広がって結合したもので、炭素が幾重にも重なった結晶質

の構造を有する。炭素繊維は、製造過程で2,000°Cを超える温度で焼成されている材料で、炭素元素同士の結合が強く安定しているため、熱で分解されることもなく、炎を当てても酸素で攻撃される端面の存在確率が極めて小さいので燃えることがない。紫外線や酸、アルカリ、塩水等の化学的作用に対しても安定な材料である。

アラミド繊維は、分子骨格の中に芳香族（ベンゼン環）を有しており、ナイロン（ポリアミド）繊維やテトロン（ポリエステル）繊維などの一般の合成繊維と比べて、化学的安定性は高いといえる。しかしながら、紫外線に対する抵抗力が小さく、直射日光下では短時間に化学変化を起こし、変色や強度低下を引き起こす^{1-29, 1-30}。これは分子構造自体が光に対して影響を受けやすい構造となっているためである。また、分子構造中のアミド結合は、酸やアルカリが存在すると、加水分解（水によって分子結合が切断される）を起こす。ナイロン繊維のような脂肪族ポリアミド繊維よりは良好な耐薬品性を示すものの、アラミド繊維においてもその傾向はある。塩水等に対しては比較的良好な耐久性を示す。

ガラス繊維は、アルカリ環境下において、強度低下することが知られており、我が国では、コンクリートの構造物の補強材としての利用は、あまり進んでいない。これは、ガラス構成成分のうちのアルミナ（酸化アルミニウム）成分や酸化カルシウム成分が、アルカリ中で水酸化物として溶解するためである。アルカリ以外の酸や塩水については、比較的良好な安定性を示す。

西村ら¹⁻³¹は、炭素繊維、アラミド繊維（単独重合系）、アラミド繊維（共重合系）、ガラス繊維の4種類の繊維の耐薬品性を、樹脂と結合されていないフィラメントの状態では評価した。各連続繊維のモノフィラメントを、蒸留水、酸、アルカリの各々の薬液に、20°C、40°C、80°Cの各温度条件で浸漬し、モノフィラメント引張試験にて浸漬時間と引張強度の低下度合いの関係を求めた。この実験結果では、最も強度低下の少なかったのは炭素繊維であった。アラミド繊維は酸溶液で、ガラス繊維はアルカリ溶液で顕著な強度低下を引き起こした。ガラス繊維、アラミド繊維（単独重合系）は、80°C温水中浸漬でも強度低下することが報告されている。

(2) マトリックス樹脂

FRP は、強化繊維と結合材となるマトリックス樹脂からなる複合材料である。マトリックス樹脂は、熱硬化性樹脂（Thermoset Polymer）と熱可塑性樹脂（Thermoplastic Polymer）の2種類があり、熱可塑性樹脂を使用したFRPはFRTP（Fiber Reinforced ThermoPlastic composite）とも呼ばれる。熱硬化性樹脂には、エポキシ樹脂、ビニールエステル樹脂、アクリル系樹脂などがあり、一般に液状の主剤に硬化剤もしくは硬化触媒を混合し、加熱または常温で硬化して固体となる。熱硬化性樹脂は、硬化後に加熱しても溶融することなく、熱分解もしくは燃焼する。熱可塑性樹脂には、ポリアミド（PA）、ポリプロピレン（PP）など多くの種類があり、これらの樹脂は炭化水素を主成分として重合反応によって製造され常温では固体であるが、加熱して融点を超えると液体となり、その後冷却すると再び固体に戻るといった性質を持っている。FRTP は、加熱プレス成形が可能で生産性の向上が見込まれることから自動車用途などへの利用が期待され研究開発が行なわれているが、樹脂を高温で溶融して液状にして繊維に含浸させる必要があり、また溶融状態でも樹脂の粘度が高く含浸が困難であることなどから、建設用途向けとしては一部で基礎的な検討が行なわれているものの、建設用の補強用FRPへの利用はほとんど進んでいない。本論文では、熱硬化性樹脂を用いたFRPを対象とする。

エポキシ樹脂は、FRPの結合材やコンクリートや金属材料の接着剤として最も広く利用されているもので、一般に主剤と硬化剤からなる2液性のものが用いられている。エポキシ樹脂は、連続繊維や金属

およびコンクリートとの接着性が高い、耐アルカリ性や耐衝撃性が良好である、硬化時の収縮が小さく寸法安定性に優れているなどの特徴がある。棒材などの連続繊維補強材（以下、FRP 補強材）を工場生産する場合には、一般に加熱硬化型エポキシ樹脂が用いられ、現場施工する連続繊維シート（以下、FRP シート）接着工法の場合には、常温硬化型エポキシ樹脂が用いられている。エポキシ樹脂には、硬化温度や硬化時間、粘度、耐熱温度などが異なる多数の製品があり、用途や目的に合わせて選定、利用されている。

ビニールエステル樹脂は、不飽和ポリエステル樹脂の一種で、常温硬化が可能で比較的安価な樹脂であり、船体などの大型の FRP 成形品や、土木建築用の接着剤として広く利用されている。低温での硬化性、耐酸性などの点でも優れている。

アクリル系樹脂には、メチルメタクリレート（MMA）樹脂など数種類ある。これらの樹脂は、低温で硬化可能なこと、硬化時間が短いことから、近年、FRP シート接着工法でも利用されるようになった。エポキシ樹脂と異なりラジカル重合反応と呼ばれる硬化反応が急速に進む特徴があり、硬化剤の量が主剤の数十分の 1 程度と少なく樹脂の計量・調合を厳密に行なう必要があるなど、エポキシ樹脂と取り扱い方が大きく異なる。

(3) FRP

FRP は、強化繊維と樹脂の複合材料であり、強化繊維として連続繊維に樹脂を含浸・硬化したものと、短繊維を樹脂中に分散させ硬化させたものがあるが、ここでは連続繊維を用いた FRP について述べる。連続繊維を用いた FRP には、繊維を一方方向に配列した一方方向強化 FRP と連続繊維を二方向に配して織物を製作したのち樹脂を含浸硬化させた二方向強化 FRP がある。現在建設分野でコンクリート補強用に利用されている FRP シートや FRP 補強材は、連続繊維を一方方向に配列した一方方向強化 FRP が多い。二方向織物については、コンクリート片の剥落防止用途や表面被覆用途での利用が多い。図 1.2.7 に一方方向強化 FRP の模式図を示すが、繊維方向(L)と繊維直角方向(T)で力学的特性は大きく異なる。L 方向の引張強度 f_L および弾性係数 E_L が、T 方向の引張強度 f_T および弾性係数 E_T に比べて、それぞれ格段に大きく、 $f_L \gg f_T$, $E_L \gg E_T$ となる。炭素繊維などの繊維の弾性係数は、エポキシ樹脂などマトリックス樹脂の弾性係数より 2 桁程度大きいので、一般に L 方向の引張強度および弾性係数は、複合則により繊維の引張強度および弾性係数の影響が支配的である。ここで、複合則では、次式により繊維およびマトリックス樹脂の強度および弾性係数から FRP の強度および弾性係数が算定される。

$$f_L = V_f \cdot f_f + (1 - V_f) \cdot f_m \quad (1.2.1)$$

$$E_L = V_f \cdot E_f + (1 - V_f) \cdot E_m \quad (1.2.2)$$

ここに、 f_L : FRP の繊維方向引張強度

V_f : 繊維含有率

f_f : 繊維の引張強度

f_m : マトリックス樹脂の引張強度

E_L : FRP の繊維方向弾性係数

E_f : 繊維の弾性係数

E_m : マトリックス樹脂の弾性係数

Rosen ら¹⁻³²⁾は、一方方向強化 FRP の引張強度に及ぼすマトリックス樹脂の影響について統計学的検討を行なっている。図 1.2.8 に Rosen の提案する引張破壊モデルを示す。炭素繊維などの連続繊維は、脆性

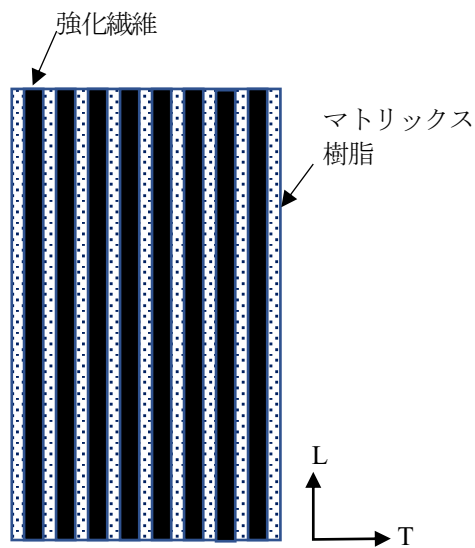


図 1.2.7 一方向強化 FRP

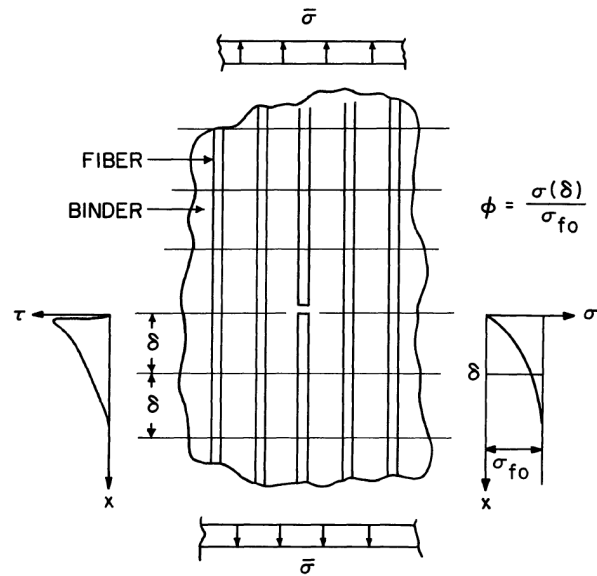
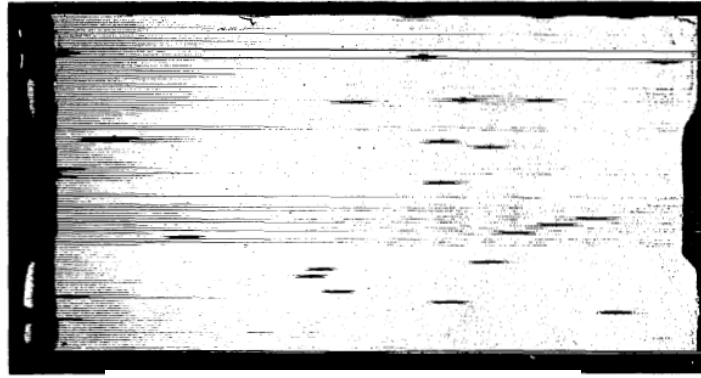


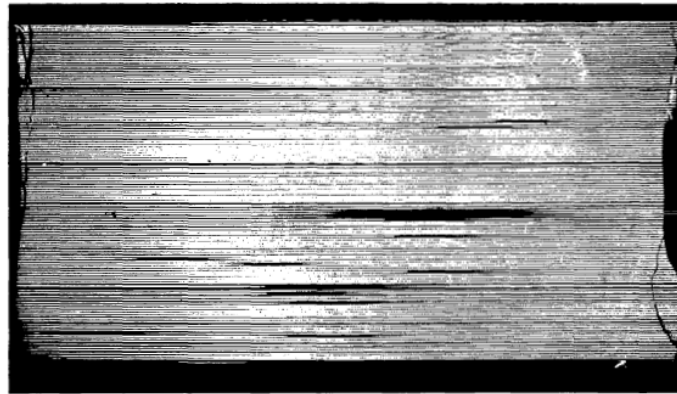
図 1.2.8 一方向繊維強化複合材料の引張破壊モデル¹⁻³²⁾

材料であり、その引張強度は、繊維の内部および表面の欠陥に依存し、引張強度は分布を持っている。また、最弱リンクが強度を支配するので繊維長が長くなると欠陥の存在確率が大きくなるため引張強度が低下する。図 1.2.8 に示すように繊維が一方向に複数本配列し繊維方向に様な引張力が作用する場合、マトリックス樹脂（図中では BINDER）による繊維間の応力分配が無ければ、最も弱い繊維が破断すると破断した繊維の荷重負担は全長にわたり失われ、残存している繊維の荷重負担が増加し引張強度の弱い繊維から逐次破断し、FRP の引張強度は、繊維の平均引張強度から複合則により算定される値より小さくなることになる。一方、マトリックス樹脂による応力の再分配がある場合、破断した繊維の応力を破断点周辺の樹脂がせん断応力として周囲の繊維に伝達し、図中で繊維の破断点から伝達区間 2δ 離れた点からは、破断した繊維も他の繊維と同じ応力を負担する。このモデルでは、繊維の強度の分布、繊維の欠陥位置の分布にしたがって繊維が破断、マトリックス樹脂が破断した繊維の応力を周囲の繊維に伝達する。

図 1.2.9 は、Rosen の行なったガラス繊維を 1 層一方向に配列したガラス繊維・エポキシ樹脂 FRP の引張試験における破断荷重の 99% 時の光弾性写真である。2 種類のマトリックス樹脂を用いて FRP を成形しており、図 1.2.9 (a) は、マトリックス樹脂の弾性係数が 3310N/mm^2 、図 1.2.9 (b) は、マトリックス樹脂の弾性係数が 1930N/mm^2 の場合である。マトリックス樹脂の弾性係数が高い (a) では、破断した繊維の近傍の短い区間で応力が伝達され、繊維の破断点も試験片全体に広く分散している。マトリックス樹脂の弾性係数が低い (b) では、破断した繊維に沿って長い区間で破壊が生じ、破断した繊維の数が (a) に比べて少なく応力集中の影響が大きくなっている。図 1.2.10 は、繊維含有率を変化させて、繊維の平均強度から複合則により算定した FRP の引張強度と Rosen の確率モデルに基づく FRP の引張強度を示したものであるが、確率モデルから算定した FRP の引張強度が複合則から算定される値を上回る結果となっている。繊維の強度を十分に引き出して、FRP の高い引張強度を得るためには、マトリックス樹脂の弾性係数が大きくかつ、繊維との接着強度および樹脂のじん性が高いことが必要であるとしている。



(a) Matrix Modulus 3310N/mm²



(b) Matrix Modulus 1930N/mm²

図 1.2.9 終局強度 99%時の典型的引張破壊状況
(強化繊維 E ガラス) ¹⁻³²⁾

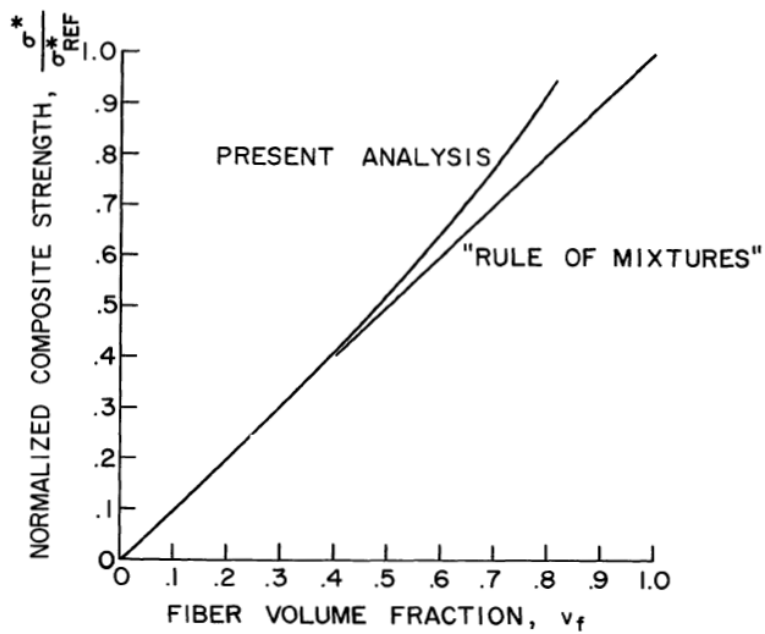


図 1.2.10 複合材の引張強度の確率モデルによる引張強度と複合側
による引張強度の繊維含有率による差異 ¹⁻³²⁾

1.2.2 建設用 FRP

(1) FRP 補強材

FRP は、軽量かつ高強度で腐食しないといった優れた特性を持つため、航空・宇宙分野やスポーツ用品などの構造材料としての利用を目的とした研究開発が、炭素繊維やアラミド繊維の商用生産が開始された 1970 年代から活発に行われるようになった。



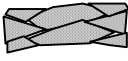


1980 年代後半になると、建設分野において連続繊維に樹脂を含浸して棒状あるいはより線状に成形硬化させた連続繊維補強材（以下、本論文では「FRP 補強材」という）を鉄筋や PC 鋼材に変えて利用する研究開発が行われるようになった¹⁻³³⁻¹⁻⁴¹。土木学会には、連続繊維補強材研究小委員会(1992.11～1995.10)が設置され、1996 年には「連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針（案）」¹⁻⁴²が発刊されている。米国では、American Concrete Institute (ACI) Committee 440 から“Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars.” ACI 440.1 R-01¹⁻⁴³が 2001 年に、欧州では International Federation for Structural Concrete (fib)から"FRP reinforcement in RC structures"¹⁻⁴⁴が 2007 年に発刊されている。

また 1990 年代初頭には、これらの FRP 補強材を内部補強材や緊張材として利用した歩道橋や道路橋も試験的に架設されている^{1-45,1-46,1-47}。FRP 補強材は、炭素繊維やアラミド繊維などの連続繊維にエポキシ樹脂などの繊維結合材を含浸させ、硬化させて成形した補強材であり、ロッド、ストランド、組紐、格子、矩形（平板）などの形状のものがある。土木学会「連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針（案）」¹⁻⁴²に品質規格が定められており、表 1.2.2 のように分類されている。

棒状の FRP 補強材である FRP ロッド、FRP 組紐、FRP ストランドは、いずれも工場生産されたものである。FRP ロッドは、樹脂を含浸させた連続繊維トウを数十本束ね、その外周に樹脂を含浸させた連続繊維トウを巻き付けて円形断面とし加熱硬化して生産される。外側に巻き付けられた連続繊維束が、異形鉄筋の節と同様にコンクリートとの付着を確保する機能を担っている。海外では、引抜成形された棒材の外周にコンクリートとの付着確保のために珪砂を接着した製品もある。Cozenza ら¹⁻⁴⁸は、各種の FRP 棒材とコンクリートの付着特性を評価している。FRP 組紐は、複数本の連続繊維トウの束を組紐編みしたものに樹脂を含浸した後、加熱硬化させて棒材としている¹⁻⁴⁹。組紐編みしているため、表面に繊維束の凹凸がありコンクリートとの機械的な定着が得られる。FRP より線は、樹脂を含浸させた数本の連続繊維トウに結束用の細線を巻き付けて円形のストランドとし、複数本のストランドを撚り合わせた後、加熱硬化してワイヤー形状としたものである。連続繊維としては、アラミド繊維、炭素繊維が用いられ、繊維結合材としては、エポキシ樹脂またはビニールエステル樹脂が用いられている。耐食性に優れていることから、塩害地区など腐食環境の厳しい橋梁の増厚部や断面修復部の補強筋、既設橋脚の耐震補強の中間拘束筋などに利用されている。FRP より線は、プレストレストコンクリートの緊張材や外ケーブル補強の緊張材としても利用されている。

一般に、FRP 補強材の材料特性は、公称断面積、公称径、最大寸法、公称単位質量、保証耐力、引張

表 1.2.2 連続繊維補強材の種類および記号¹⁻⁴²

種 記	ロ ド R,D	束 ラ ド S	組 紐 B	格 子 L	矩 形 P
種					

剛性，伸び，クリープ破壊耐力，リラクセーション率などで示される。これらの材料特性は，土木学会「連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針（案）」¹⁴²⁾に示される連続繊維補強材の試験方法(案)に従って測定される。棒状 FRP 補強材の一例を図 1.2.11 に示す。CFRP より線・ロッドでは外径が $\phi 5 \sim 50\text{mm}$ 程度，保証破断荷重が $30 \sim 2700\text{kN}$ 程度のものが，AFRP より線・ロッドでは外径が $\phi 3 \sim 20\text{mm}$ 程度，保証破断荷重が $10 \sim 360\text{kN}$ 程度のものが市販されている。

(2) 既設コンクリート構造物の補強用 FRP

i) FRP シート

各種構造物の 1980 年の耐震設計基準の見直しや^{1-7,1-8)}，道路橋では 1993 年の車両制限令の改正により設計自動車荷重が 20ton から 25ton に引き上げられるなどの要求性能の高度化への対応や，コンクリート構造物の老朽化対策として既設コンクリート部材の補修・補強へのニーズの高まりから，既設コンクリート構造物の補修・補強に，FRP を利用する研究開発が 1980 年代後半から行なわれるようになった。

菊池ら¹⁻⁵⁰⁾は，炭素繊維を二方向に織った炭素繊維クロス（図 1.2.12）に常温硬化型樹脂を含浸させながらコンクリート表面に接着する方法および加熱硬化型の炭素繊維クロスプリプレグをパネルヒーターで加熱硬化させながらコンクリート表面に接着するコンクリート床版の補強工法を検討している。ここで炭素繊維クロスプリプレグとは，炭素繊維クロスに加熱硬化型のエポキシ樹脂をあらかじめ含浸したシートである。炭素繊維クロスは，炭素繊維が縦方向と横方向にほぼ同量配置されるため，一方向に補強が必要な場合にも二方向に炭素繊維が配置されるためコスト高となる。またプリプレグシートは，通常 150°C 程度に加熱して硬化させるもので，補強現場において部材表面全面を加熱することが困難で



図 1.2.11 棒状 FRP 補強材の一例

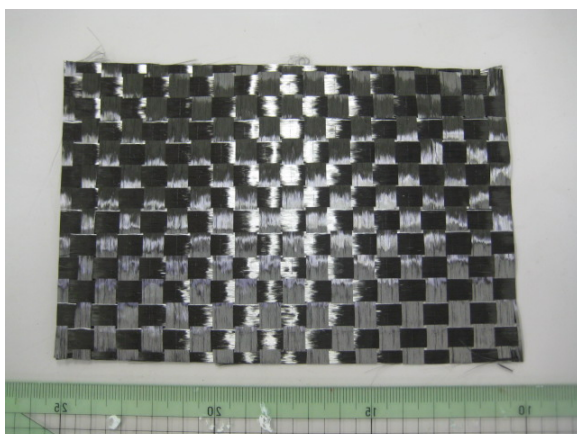


図 1.2.12 炭素繊維クロス



図 1.2.13 炭素繊維ストランド

あること、長期間保管する場合には、冷蔵もしくは冷凍保管が必要なことから、建設現場での利用は困難である。このことから炭素繊維クロスおよび加熱硬化型の炭素繊維クロスプリプレグの既設コンクリートへの利用は進まなかった。

炭素繊維ストランドを(図 1.2.13)、ボビンから巻出しながら常温硬化型エポキシ樹脂を含浸し、これを煙突や橋脚などの柱状コンクリート部材に巻き付ける工法が 1980 年代後半に開発された^{1-51,1-52)}。RC 煙突や建築物の RC 柱で適用された例があるが、施工に長時間を要すること、その後、一方向性の FPR シートが開発されたことから現在では、ほとんど利用されていない。

田中ら^{1-53,1-54)}は、一方向プリプレグシートを、常温硬化型樹脂を用いてコンクリート表面に接着し、常温で硬化させる工法を開発している。この工法は、連続繊維が一方向に配列しているため、コンクリート部材の補強が必要な方向に繊維を沿わせて補強が可能なこと、あらかじめ樹脂が含浸されたプリプレグシートを用いていながら加熱硬化が不要なため 1990 年代に利用されていたが、その後、取り扱い性の良い一方向性の樹脂未含浸の繊維シートが開発されたことから、現在では利用されていない。

斉藤ら^{1-55,1-56)}は、連続繊維をガラスクロスやメッシュなどの支持体上に一方向に配列したコンクリート補強用の一方向配列強化繊維シートを 1990 年に開発している。この一方向配列強化繊維シートは、メッシュなどの支持体上に連続繊維を接着または融着してシート状に保形したもので、プリプレグシートと異なり繊維に樹脂が含浸されていないドライシートであり、常温で長期間の保管が可能である。この一方向配列強化繊維シートは、その後、含浸性などの施工性の改善や繊維量の多い厚目付けシートの製作などの目的で改良されて、現在では、図 1.2.14 に示すようなシートの両面に保形用の繊維メッシュが融着されたものが市販されている。

本間ら¹⁻⁵⁷⁾は、補強用の連続繊維に応力が集中する屈曲部を形成しない一方向性織物を開発している。応力が集中するような屈曲を有しない扁平な強化繊維マルチフィラメント糸を一方向に互いに並行かつシート状に引き揃えて、図 1.2.15 に示すように縦横の補助繊維の編み方を工夫してシート状に保形したものである。この一方向性織物も樹脂が含浸されていないドライシートである。本論文では、前述の一方向配列連続繊維シートと一方向性織物を「FRP シート」と総称する。この FRP シートは、コンクリート表面にエポキシ樹脂などの含浸接着樹脂を塗布した上に、FRP シートを貼り付け、さらに含浸接着樹脂を上塗して脱泡ローラーで繊維間に樹脂を含浸させながらコンクリート表面に接着する、FRP シート

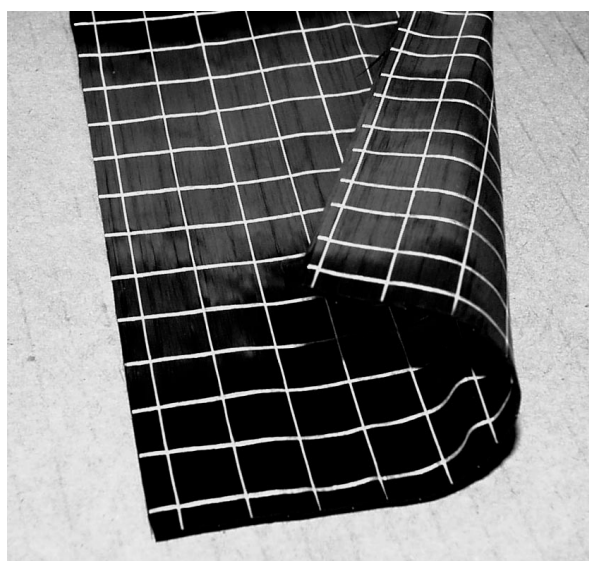


図 1.2.14 一方向配列強化繊維シート

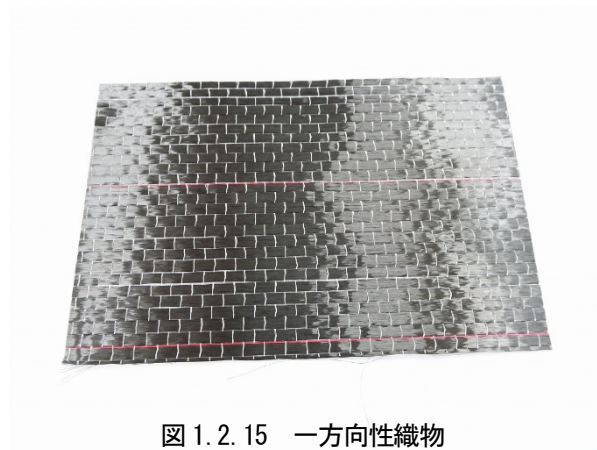


図 1.2.15 一方向性織物

接着工法に広く利用されている。FRPシート接着工法に関しては、1990～2000年代に国内外で活発に研究開発が行われ、我が国では2000年に土木学会から「連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針」¹⁻⁵⁸⁾が発刊されている。さらに、土木学会からは2018年にコンクリートと構造物に加えて硬鋼構造物も対象として「FRP接着による構造物の補修・補強指針」¹⁻⁵⁹⁾が発刊されている。米国および欧州では、FRPシートに加えてFRPプレートを外部補強材として既設コンクリート部材に接着する補強法の設計施工指針として、ACIより”Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures”¹⁻⁶⁰⁾が、fibより“Externally bonded FRP reinforcement for RC structures”¹⁻⁶¹⁾がそれぞれ2001年に発刊されている。

FRPシートの性質は、一般に引張強度、ヤング係数、繊維目付量で示される。土木学会「連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針」¹⁻⁵⁸⁾に、FRPシートに関する試験方法(案)がまとめられている。FRPシートの引張強度、ヤング係数は「連続繊維シートの引張試験方法(案)(JSCE-E 541-2013)」に従って、FRPシートに含浸接着樹脂を含浸・硬化させた複合材料の状態で測定されている。FRPシートの引張強度およびヤング係数を算定するための断面積としては、連続繊維のみの断面積が用いられている。FRPシート1枚あたりの断面積は、繊維目付量を繊維の密度で除した値である。

表1.2.3に、現在市販されているFRPシートの代表例を示す。炭素繊維シート(以下、CFRPシート)は、高強度型、中弾性型、高弾性型の3種類に分類される。高強度型CFRPシートは、引張強度が3400N/mm²、ヤング係数が245kN/mm²であり、現在市販されているFRPシートの中では、引張強度が最も高いことが特徴である。その高い強度を活かしてRC橋脚の耐震補強に多く使われているが、床版やトンネル覆工コンクリートの補強や補修などにも広く使われている。当初は、繊維目付量200～300g/m²のものが一般

表1.2.3 FRPシートの代表例

種類	繊維目付量 (g/m ²)	設計厚さ (mm)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	引張耐力 (N/mm)	引張剛性 (kN/mm)
高強度型CFRPシート	200	0.111	3400	245000	377	27.2
	300	0.167	3400	245000	568	38.4
	450	0.250	3400	245000	850	57.5
	600	0.333	3400	245000	1132	76.6
中弾性型CFRPシート	300	0.165	2900	390000	479	64.4
	300	0.163	2400	440000	391	71.7
高弾性型CFRPシート	300	0.143	1900	540000	272	77.2
	300	0.143	1900	640000	272	91.5
アラミド1繊維シート	280	0.193	2060	118000	398	22.7
	415	0.286	2060	118000	589	33.7
	623	0.430	2060	118000	886	50.7
	830	0.572	2060	118000	1178	67.5
アラミド2繊維シート	235	0.169	2350	78400	397	13.2
	350	0.252	2350	78400	592	19.8
	525	0.378	2350	78400	888	29.6
	700	0.504	2350	78400	1184	39.5

的であったが、補強量が多くなると多層積層が必要となるため、工事コストの低減、工期の縮減を目的に積層数の低減が可能な繊維目付量 $400\sim 600\text{g/m}^2$ の高目付 CFRP シートも開発されている。

高弾性型 CFRP シートは、ヤング係数が $540\sim 640\text{kN/m}^2$ で引張強度が 1900N/m^2 とヤング係数が高いのが特徴であり、引張強度は高強度型より小さい。中弾性型 CFRP シートは高強度型と高弾性型の中間の性質をもち、ヤング係数が $390\sim 440\text{kN/m}^2$ で引張強度が $2400\sim 2900\text{N/m}^2$ である。これらの高弾性型、中弾性型の CFRP シートは、鋼材よりも高いヤング係数を持つことから、繰返し荷重によるコンクリートのひび割れ開閉の拘束、疲労限界状態での既設鋼材およびコンクリートの応力低減など小さなひずみに対しても補強効果が高く、道路橋 RC 床版や上部工の曲げ補強などに利用されている。

アラミド繊維シート(以下、AFRP シート)は、繊維の種類によって単独重合系アラミド繊維を用いたアラミド1 繊維シートと共重合系アラミド繊維を用いたアラミド2 繊維シートの二種類に大別できる。アラミド1 繊維シートは、引張強度が 2060N/mm^2 、ヤング係数が 118kN/mm^2 であり、アラミド2 繊維シートは、引張強度が 2350N/mm^2 、ヤング係数が 74kN/mm^2 である。CFRP シートに比べて破断伸度が大きいことが特徴で、RC 橋脚のじん性補強で補強効果が大きく、主に耐震補強に利用されている。CFRP シートに比べて引張強度、ヤング係数ともに小さいが、繊維目付量を増やすことで 1m 幅あたり $400\sim 600\text{kN}$ の引張耐力を持つ製品が市販されている。これは、概ね高強度型 CFRP シートの繊維目付量 $200\sim 300\text{g/m}^2$ に相当する。また少ない積層数で高い補強効果が得られる 1m 幅あたりの引張耐力が $900\sim 1200\text{kN}$ の高目付シートも開発されている。アラミド繊維は良好な絶縁体であり、電化された鉄道の施設やトンネルなどでの利用も多い。

図 1.2.16 に FRP シート接着工法の、標準的な施工手順を示す。FRP シート接着工法では、接着用樹脂材料を用いて FRP シートとコンクリート表面を一体化させることが重要である。ディスクサンダーなどでコンクリート表面の脆弱部や汚れを取り除きプライマーを塗布する。プライマーの乾燥後、不陸修正材を塗布して表面の凹凸を平坦に仕上げる。不陸修正材の乾燥後、含浸接着樹脂を下塗りした上に FRP シートを貼付け、脱泡ローラーで気泡を除去し繊維間に樹脂を浸させた後、含浸接着樹脂を上塗り、

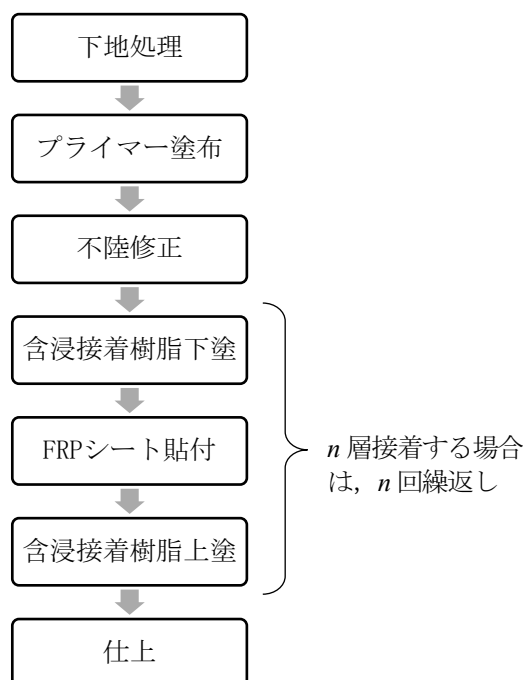


図 1.2.16 FRP シート接着工法の施工手順

さらに繊維間に樹脂を含浸させる。複数層接着する場合は、この貼付け工程を繰り返す。最後に耐候性や美観の確保のため塗装などの仕上げを行なう。

以下に、FRP シート接着工法に用いる接着用樹脂材料の種類を示す。接着用樹脂材料としては、2液混合常温硬化型のエポキシ樹脂が一般に用いられている。

- ・プライマー : コンクリート表面に塗布し、浸透させてコンクリート表面を強化すると共にコンクリートと FRP シートとの接着性を向上させる機能を持つ樹脂。
- ・不陸修正材 : プライマー塗布後のコンクリート表面の凹凸や鋭角な段差等の修正を行なうパテ状の樹脂。
- ・含浸接着樹脂 : 連続繊維素線に浸透し、連続繊維素線を結合して複合材としての機能を発揮させるとともに、FRP シートをコンクリート表面に接着するための樹脂。

プライマーは、コンクリート表面に塗布し、浸透させてコンクリート表面を強化すると共にコンクリートと FRP シートとの接着性を向上させる機能を持つ樹脂で、2液混合常温硬化型のエポキシ樹脂が一般的に用いられている。プライマーは、施工中あるいは養生中に、直射日光などによって FRP シートとコンクリート面との間に気泡が生ずるのを防ぐ効果も有している。したがって、プライマーに求められる性質としては、コンクリート表面と FRP シートを確実に一体化する接着性を持つとともに、コンクリート表面全体にむらなく塗布可能で、コンクリート表層部へ浸透し、微細な凹部にも容易に入りこめる適度な粘度を持つ必要がある。

不陸修正材は、プライマー塗布後のコンクリート表面の凹凸や鋭角な段差等の修正を行なう目的で用いられている。不陸修正材は、FRP シートをコンクリートと一体化し、コンクリート躯体からプライマー、不陸修正材を介して FRP シートに応力が伝達される必要があり、高い接着強度と付着強度が求められる。このため不陸修正材には、ポリマーセメントモルタルなどの無機系材料に比べて付着強度の高いエポキシ樹脂パテなどが用いられている。コンクリート表面の気泡を不陸修正材で充填しなかった場合、FRP シートの貼付け工程中に気泡内の空気が膨張して、その部分の FRP シートが浮き上がることが頻繁に生じる。このため、FRP シートの良好な仕上がりを確保するためには、下地処理後にコンクリート表面に現れる気泡を不陸修正材で充填して平坦にしておく必要がある。不陸修正材は、コンクリート表面の小さな凹部や急な段差を容易に充填でき、かつ、ダレ落ちることのない適度な粘性を併せ持つことも必要である。

FRP シートは、1.1.1(3)で述べたように含浸接着樹脂が連続繊維の間に確実に含浸して硬化し、連続繊維が相互に結合された複合材料となることで所要の力学的性能を発揮するものである。したがって、含浸接着樹脂は、FRP シートに対して適切な含浸性を有し、コンクリートと一体化するために必要な付着強度を持つものでなければならない。また含浸接着樹脂は、FRP シート同士の重ね継手の接着剤ともなるので、十分な継手強度が確保できるものでなければならない。

FRP シートを用いた耐震補強では、東名高速道路酒匂川橋の高橋脚のように軸方向に最大 10 層、周方向に 3 層、合計 13 層など多層積層が必要になる場合がある。FRP シート接着工法は、施工現場で FRP シートに含浸接着樹脂を含浸させながら躯体に接着する工法であり、コンクリート躯体と FRP シートあるいは FRP シートと FRP シートの層間に浮きや膨れなどが発生することがあり、これらの欠陥ができるだけ発生しないように入念な品質管理が行なわれているが、欠陥の発生を皆無とすることは困難であり、浮き・膨れの原因となる気泡の除去作業が工程および労務費に与える影響は大きく、気泡の抑制が図れるシートあるいは樹脂の開発が望まれるとの報告もある¹⁻⁶²⁾。

ii) FRP プレート

FRP プレートは帯板状の補強用 FRP で、強化繊維に炭素繊維を用いた幅 50~100mm、厚さ 0.5mm~4.0mm 程度の CFRP プレートがコンクリート構造物の補強に利用されている (図 1.2.17)。CFRP プレートは、引抜成形により工場で連続生産され、PAN 系炭素繊維を用いた高強度型 CFRP プレートとピッチ系炭素繊維を用いた高弾性型 CFRP プレートがある。現在市販されている CFRP プレートの代表例を表 1.2.4 に示す。CFRP プレートの材料特性は、樹脂を含んだ FRP の断面積に基づいて算定されている。

FRP プレートは、主としてはり部材の曲げ補強に使用され、エポキシ樹脂接着剤を FRP プレート上に塗布し、これをコンクリート表面に圧着して補強する。このため接着に使用するエポキシ樹脂は、FRP シート用の含浸接着樹脂に比べて粘度が高いパテ状のものが使用されている。

工場で樹脂が含浸・硬化された FRP となっているため、FRP シートと異なり、工事現場に於いて連続繊維のフィラメント間に樹脂を含浸させる操作の必要がなく、施工速度が速いというメリットがある。また、CFRP シートの場合では、現場で樹脂を含浸させる必要があるため繊維目付け量は 600g/m² 程度が最大であるが、厚さ 2mm CFRP プレートの場合、プレート内に含まれる炭素繊維の目付け量は、約 2400g/m² に相当し、幅当たりの補強量が FRP シートに比べて大きい点も特徴である。



図 1.2.17 CFRP プレート

表 1.2.4 CFRP プレートの代表例

	公称断面積	幅	厚さ	引張強度	ヤング係数	引張耐力
	(mm ²)	(mm)	(mm)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN)
高強度型	50	50	1.0	2400	156000	120
	75	50	1.5	2400	156000	180
	100	50	2.0	2400	156000	240
	200	100	2.0	2400	156000	480
高弾性型	60	50	1.2	1200	450	72
	100	50	2.0	1200	450	120
	200	100	2.0	1200	450	240
	400	100	4.0	1200	450	480

iii) FRP 格子筋

FRP 格子筋は、工場で炭素繊維やアラミド繊維などの連続繊維に樹脂を含浸させながら図 1.2.18 に示すように格子状に一体成形した補強用 FRP であり、FRP グリッドとも呼ばれる。コンクリート構造物の補強用途では、連続繊維としては炭素繊維が一般に用いられている。繊維結合材としてはビニールエステル樹脂が使用されている。表 1.2.5 に示すように高強度型炭素繊維グリッドと高弾性型炭素繊維グリッドの 2 種類があり、公称断面積 6.6~100mm²、格子間隔が 50~100mm 程度のものが利用されている。

FRP 格子筋は、新設コンクリート部材の内部補強筋やポリマーセメントモルタルなどを用いた増厚補強の補強筋として用いられる。米国では、壁材や床材の内部補強筋としての利用が検討されている¹⁻⁶³⁻¹⁻⁶⁶。増厚補強では、サンドブラスト、ウォータージェットなどの下地処理によりコンクリート表面の脆弱部をとりのぞいた後、FRP 格子筋をコンクリートアンカーを用いてコンクリート表面に仮固定した後、ポリマーセメントモルタルを吹付けまたはコテ塗りにより増厚し、既設コンクリートと一体化して補強する。

表 1.2.5 FRP 格子筋の代表例

種類	筋番	公称断面積 (mm ²)	引張耐力 (kN)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	格子間隔 縦×横(mm)
高強度 炭素繊維 グリッド	CR4	6.6	9.2	1400	100000	100×100, 50×50
	CR5	11.0	15.4			100×100, 50×50
	CR6	17.5	24.5			100×100, 50×50
	CR8	26.4	37.0			100×100, 50×50
	CR10	39.2	54.9			100×100
	CR13	65.0	91.0			100×100
	CR16	100.0	140.0			100×100
高弾性 炭素繊維 グリッド	CMR5	11.0	13.2	1200	165000	100×100, 50×50
	CMR6	17.5	21.0			100×100, 50×50
	CMR8	26.4	31.7			100×100, 50×50
	CMR10	39.2	47.0			100×100
	CMR13	65.0	78.0			100×100
	CMR16	100.0	120.0			100×100

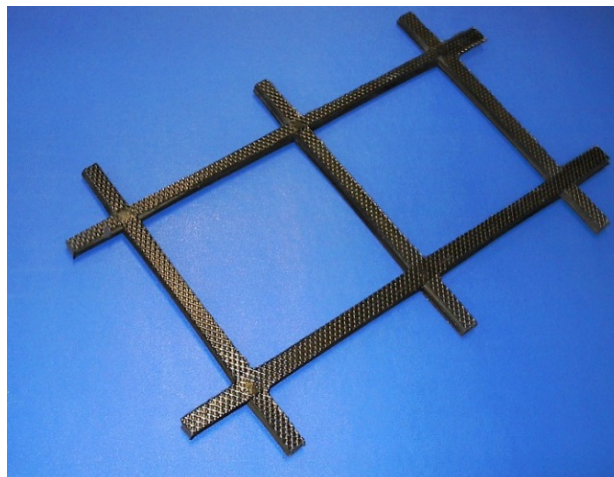


図 1.2.18 FRP 格子筋

1.3 FRPによるコンクリート構造物の補強に関する先行研究と課題

FRPの既設コンクリート構造物の補強への利用に関しては、1980年代後半から1990年代前半にかけてRC煙突¹⁻⁵¹⁾やRC橋脚^{1-67,1-68,1-69)}などの耐震補強に連続繊維ストランドやFRPシートを利用する研究が行なわれるようになった。これらの研究では、炭素繊維ストランドやFRPシートをRC柱に巻付けることによるせん断補強効果や軸方向鉄筋の段落し部に軸方向にFRPシートを接着することによる曲げ補強効果を検討している。また1995年の兵庫県南部地震以降は、FRPシートを用いた耐震補強に関する数多くの研究が行なわれ、これまでの曲げおよびせん断補強に加えてFRPシート巻立てによるじん性の改善についての検討も行なわれている^{たとえば1-70-1-73)}。

耐震補強分野以外では、道路橋のRC床版の疲労耐久性の向上に関する研究や、はりの曲げ・せん断補強に関する研究、FRPシートとコンクリートの付着特性に関する研究が行なわれている^{たとえば1-74-1-77)}。FRPシート以外の材料としては、欧州では、Meireら¹⁻⁷⁸⁻¹⁻⁸⁰⁾により1990年代からCFRPプレートを既設コンクリート部材の表面に接着する工法の研究が活発に行われ、多くの既設コンクリート構造物の補強に利用されている。また、このCFRPプレートの高い引張強度をより有効に活用するためCFRPプレートに緊張力を与えながらコンクリート部材表面に接着し、コンクリートにプレストレスを導入する工法も検討されている^{たとえば1-81,1-82)}。筆者ら^{1-83,1-84)}は、CFRPプレートの両端に鋼製定着体をセメント系膨張充填材を用いて固定し、この定着体を介してCFRP緊張力を与え、CFRPプレートをエポキシ樹脂でコンクリート表面に接着し、両端の定着体をボルト機械的にコンクリート躯体に固定する工法を開発している。棒状FRP補強材やCFRPプレートをコンクリート表面を削って設けた溝内に埋め込み、エポキシ樹脂またはモルタルを重点して固定するNear Surface Mounted (NSM) 工法に関する研究もおこなわれている^{たとえば1-85,1-86,1-87)}。FRP格子筋を用いた既設コンクリート部材の補強工法としては、FRP格子筋を補強筋としてポリマーセメントモルタルを用いた増厚工法の研究が行なわれている^{たとえば1-88,1-89)}。以下に補強用FRPを用いた既設コンクリート部材の補強に関する先行研究の成果と課題についてまとめる。

1.3.1 曲げ補強および付着特性に関する研究

FRPシートをはり下面に接着して曲げ補強したRCはりの載荷試験が、数多く行なわれている。小松ら¹⁻⁹⁰⁾は、引張強度4537N/mm²、ヤング係数260kN/mm²、繊維目付け量300g/m²の高強度型CFRPシートおよび引張強度4233N/mm²、ヤング係数392kN/mm²、繊維目付け量300g/m²の高弾性型（現在では中弾性型に分類される）CFRPシートを1層から3層まで貼付け量を変化させて下面に接着補強したRCはりの4点曲げ載荷試験を行い、軸方向鉄筋の降伏荷重および最大荷重が無補強はりに比べて増加すること、軸方向にのみCFRPシートを貼り付けた場合は、CFRPシートのはく離により最大荷重が決定されることを報告している。また、荷重とCFRPシートのひずみの関係は、CFRPシートのはく離までは、引張側コンクリートの強度を無視し、維ひずみが中立軸からの距離に比例するとして算定した計算値と実験値が概ね一致するとしている。田中ら¹⁻⁹¹⁾は、RCはりの軸方向鉄筋が降伏するまで載荷して損傷を与えた後、はり下面にCFRPシートを接着補強した供試体の4点曲げ試験を行い、損傷を受けた後に補強した場合でも最大荷重が増加し補強効果が得られることを報告している。

FRPシートを下面に接着補強したRCはりの載荷試験では、FRPシートのはく離が発生することが多いため、付着特性を向上する検討が行なわれている。コンクリート表面の下地処理をウォータージェット¹⁻⁹²⁾やチップング¹⁻⁹³⁾により行なう方法や、はり軸方向のFRPシートを接着した外周に繊維方向をはりの軸直角方向としてU字型にFRPシート巻き立てる方法^{1-75,1-94)}、はり下面のFRPシートの端部にFRP

シートを増貼りする方法¹⁻⁹⁵⁾などが提案されている。Ceroni¹⁻⁹⁶⁾らは、CFRP シートの端部にCFRP プレート、CFRP ロッドや扇状のCF アンカーを定着具として設置する方法を検討している。

ウォータージェットやチッピングによる下地処理は、はく離の防止に有効であるが、FRP シート接着工法による補強工事では、コストや施工環境の制約もありディスクサンダーによる下地処理が一般的である。FRP シートの端部に定着具を設ける方法は、FRP シート端部のはく離防止には有効であるが、シート中央部の曲げモーメント最大位置付近のひび割れからのはく離防止には必ずしも有効でない。U 字型巻き立ては、FRP シートのはく離防止に有効であり、はりの変形性能の向上に効果的であるが、最大耐力の増加が顕著に見られないこともある。

FRP シートとコンクリートのはく離抑制を材料面から検討した事例もある。前田ら^{1-97,1-98)}は、せん断弾性係数が $1\text{N}/\text{mm}^2$ と著しく低い柔軟型エポキシ樹脂を緩衝材としてコンクリート表面に塗布した上にCFRP シートを接着することで、はく離耐力およびはく離時のたわみが大幅に改善されることを報告している。一方、三井ら¹⁻⁹⁹⁾は、緩衝材を用いてFRP シートをコンクリートに接着した1軸型付着試験体を用いて試験温度を $-15\sim 60^\circ\text{C}$ まで変化させて付着試験を行ない、せん断付着特性の温度依存性について検討を行っている。緩衝材として柔軟型エポキシ樹脂を用いた場合は、 40°C および 60°C では、せん断付着破壊エネルギーが顕著に低下したとしている。岸本ら¹⁻¹⁰⁰⁾は、曲げ引張型の小型付着疲労試験機を用いてCFRP シートのせん断付着疲労強度に関する検討を行い、緩衝材として柔軟型エポキシ樹脂を介してCFRP シートを接着すると、緩衝材が無い場合に比べて繰返し荷重によりはく離が早期に進展することを報告している。

以上のように、FRP シート接着工法は、コンクリート部材の曲げ補強効果が得られるが、補強後のコンクリート部材の曲げ耐力は、FRP シートのはく離によって支配されることが多く、はく離抑制のために下地処理方法や部材軸直角方向にU字型にFRP シートを巻き付けて接着する方法やシート端部に定着具を設置する法や、柔軟型エポキシ樹脂を緩衝材として用いる方法などが検討されてきた。これらの方法は、はく離の抑制に一定の効果があるが、施工環境やコストの制約、はく離抑制効果および環境温度やはく離疲労に対する耐久性の面で課題もある。

FRP シートで曲げ補強したRC はりの設計に関しては、はく離が発生するまでは、従来のRC 部材の曲げ耐力の算定法と同様に既設鉄筋に加えてFRP シートを引張材として考慮し、コンクリートの引張応力を無視して、維ひずみが中立軸からの距離に比例するとして耐荷力を算定する方法が行われている¹⁻⁵⁸⁾。FRP シートとコンクリートのはく離の判定に関しては、平均付着応力を用いる方法とはく離破壊エネルギーを用いる2つの方法がある。日本道路公団試験研究所技術資料¹⁻¹⁰¹⁾では、積層数を変化させて補強したRC はりの曲げ載荷試験結果から、CFRP シートのはく離時の引張力をせん断スパンに於けるCFRP シートの付着面積で除して平均付着応力を算定し、その許容付着応力度を $0.44\text{N}/\text{mm}^2$ としている。FRP シートをコンクリートに接着した試験体を用いた付着試験が多数行なわれており、付着応力の分布や有効付着長、付着応力一すべり関係やはく離破壊エネルギーに関する検討が行なわれている¹⁻¹⁰²⁻¹⁻¹⁰⁹⁾。これらの検討では、接着長を一定の長さ以上に長くしてもFRP シートのはく離耐力は増加せず、付着応力の分布範囲には有効付着長があることが報告されている。吉澤ら¹⁻¹¹⁰⁾は、せん断付着試験の最大はく離荷重とFRP シートの剛性から、FRP シートとコンクリートの界面はく離破壊エネルギーを算出する方法を提案している。Dai¹⁻¹⁰⁴⁾、Toutanji¹⁻¹¹¹⁾らはコンクリートの圧縮強度から界面はく離破壊エネルギーを算定する方法を提案している。土木学会の「FRP シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針」¹⁻⁵⁸⁾では、曲げ耐力の算定において曲げひび割れ部からのFRP シートのはく離の発生の有無の判定に、こ

のはく離破壊エネルギーを用いている。

FRP プレートを用いたコンクリート部材の曲げ補強に関する検討も行なわれている。井上ら¹⁻¹¹²⁾は、幅 50mm 厚さ 1mm ヤング係数 265kN/mm² の中弾性型 CFRP プレートをはり下面に接着補強した RC はりの曲げ載荷試験を行ない、軸方向鉄筋降伏荷重および曲げ耐力が増加すること、CFRP プレートのはく離時に最大荷重を示し、CFRP プレートの最大ひずみは、端部定着を行なわない場合は 6000×10⁻⁶ 程度、FRP プレート端部に CFRP シートを U 字型に巻立てて定着した場合は 7000×10⁻⁶ 程度であったとしている。久部ら¹⁻¹¹³⁾は、幅 50mm 厚さ 2mm ヤング係数 450kN/mm² の高弾性型 CFRP プレートをはり下面に接着補強した RC はり供試体に対して、軸方向鉄筋の最大応力を 180N/mm²、最小応力を 90N/mm² として 150 万回の繰返し荷重による疲労試験を行い、CFRP プレートのはく離および RC はりの破壊が発生しないことを確認した後に静的載荷試験を行なっている。疲労試験後の静的載荷試験では、軸方向鉄筋の降伏直後に CFRP プレートがはく離したとしている。松井ら¹⁻¹¹⁴⁾は、ヤング係数の異なる高強度型、中弾性型、高弾性型（それぞれのヤング係数は、165kN/mm²、265kN/mm²、450kN/mm²）の 3 種類の幅 50mm 厚さ 2mm で同一断面形状の CFRP プレートをを用いて補強した RC はりの曲げ載荷試験を行い、ヤング係数の高いものほどはく離発生時の CFRP のひずみが小さくなったとしている。Rizkalla ら¹⁻¹¹⁵⁾は、CFRP プレート接着、CFRP シート接着および CFRP ロッドを用いた NSM で補強した RC スラブの曲げ載荷試験を行い CFRP プレート接着補強がもっとも低い荷重で CFRP プレートのはく離が発生し、補強効果が小さかったとしている。曲げ補強材として CFRP プレートを RC はりに接着した場合、はく離発生時の CFRP のひずみが小さく補強効率が低くなることがあるため、CFRP プレートの端部を鋼板で RC はりに締結する定着体を設ける方法や CFRP シートを周方向に U 字型に巻き立てる方法などが検討されている¹⁻¹¹⁶⁾。また Lmanma¹⁻¹¹⁷⁾、Elsayed¹⁻¹¹⁸⁾らは、CFRP プレートを鋼製ねじを用いてコンクリートに固定する方法を検討している。以上のように CFRP プレートを補強材として用いた曲げ補強でも、CFRP プレートのはく離抑制が重要な課題となっている。

1.3.2 せん断補強に関する研究

炭素繊維や FRP シートを巻き立てて補強した RC はりや RC 柱などの棒部材のせん断耐力に関する検討が、数多く行なわれているたとえば^{1-119,1-120)}。大野ら¹⁻¹²¹⁾は、CFRP シートの積層数を変化させて補強した RC はりの曲げせん断実験を行い、CFRP シートで補強した試験体は、CFRP シートの破断により終局となり、せん断耐力は、CFRP シートの補強量にほぼ比例して増加したとしている。岡野ら¹⁻¹²²⁾は、CFRP シートの積層数を変化させて巻き立てて補強した RC 柱のせん断載荷試験を行い、実用補強量の範囲 (0.037 < p_{cf} ≤ 0.11%) では、CFRP シートの引張強度を用いてトラス理論で計算した場合の 80% 程度の補強効果を発揮したとしている。中島ら¹⁻¹²³⁾は、AFRP シートを巻き立てて補強した RC 柱のせん断載荷試験を行い、また AFRP シートで巻き立てて補強された RC 部材の既往のせん断実験結果を整理して AFRP シートの引張強度を用いてトラス理論で計算した場合の 40% 程度の補強効果とすると安全側に評価できるとしている。これらの検討結果により鉄道総合技術研究所から発刊された、鉄道高架橋柱の耐震補強工法に関する設計・施工指針^{1-124,1-125)}では、FRP シートで巻立て補強された RC 柱のせん断耐力は、式(1.3.1)に示すように、トラス理論により FRP シートの引張強度を用いて算出される FRP シートの負担するせん断力に、せん断補強効率 K を乗じて算定することとし、CFRP シートの場合 $K=0.8$ 、AFRP シートの場合 $K=0.4$ としている。

$$V_f = K \cdot A_f \cdot f_{fu} \cdot (\sin \theta + \cos \theta) \cdot z \quad (1.3.1)$$

ここに、 V_f : FRP シートの負担するせん断力

K : せん断補強効率

A_f : 区間 s_f における FRP シートの断面積

s_f : FRP シートの配置区間

f_{fu} : FRP シートの引張強度

θ : FRP シートが部材軸となす角度

z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材の図心までの距離

上記の検討では FRP シートで補強された棒部材のせん断耐力の評価式に、繊維の種類ごとに実験結果を元に設定されたせん断補強効率 K を用いているが、土木学会連続繊維補修・補強研究小委員会では、繊維の種類によらず、FRP シートの引張強度やヤング係数など物理的特性により統一的に算定する手法を示している¹⁻⁵⁸⁾。CFRP シートおよび AFRP シートで巻立て補強された 27 体の RC 棒部材のせん断試験の結果を整理し、せん断補強効率 K が式(1.3.2)で表されるとしている。

$$K = 1.68 - 0.67R \quad (1.3.2)$$

ここに、
$$R = (\rho_f \cdot E_f)^{1/4} \left(\frac{f_{fu}}{E_f} \right)^{2/3} \left(\frac{1}{f'_{ck}} \right)^{1/3}$$

$$\rho_f = \frac{A_f}{(b_w \cdot s_f)}$$

E_f : FRP シートのヤング係数

f'_{ck} : コンクリートの圧縮強度

単柱式 RC 橋脚など独立柱の場合には FRP シートを全周に巻き立てることが可能であるが、スラブを有するはりや壁つき柱など、部材の全周に FRP シートを巻き立てることができないものも多い。この場合には、FRP シートを側面のみあるいは、下面と側面の 3 面に U 字型に接着してせん断補強すること方法が検討されている。宇治¹⁻¹²⁶⁾は、RC はりの両側面のみ CFRP シートを接着した試験体の曲げせん断試験を行い、はりの斜めひび割れ部から CFRP シートのはく離が進展し、CFRP シートの全面的なはく離によって終局に至り、補強したはりのせん断耐力は、CFRP シートの引張強度から算定される値より小さくなるため、側面接着により補強した RC はりのせん断耐力の算定には付着特性を考慮する必要があることを明らかにしている。佐藤ら¹⁻¹²⁷⁾は、はりの両側面のみと下面と両側面の 3 面に U 字型に CFRP シートを接着して RC はりの曲げせん断試験を行なっている。その結果、側面接着および U 字接着のいずれの場合でも、無補強供試体に比べてせん断耐力は増加するが、U 字接着の方が補強効果が高いこと、CFRP シートの斜めひび割れに沿ったひずみの分布性状は、スターラップのひずみと類似しており、せん断スパンの中央部でひずみが大きく端部では小さいこと、CFRP シートを接着補強した RC はりのせん断耐力は、コンクリートが受け持つせん断力と、斜めひび割れ近傍で CFRP シートとスターラップが受け持つせん断力の和として表されるが、せん断耐力の算定には、CFRP シートとせん断補強鉄筋のひずみの分布およびせん断力の分担割合、CFRP シートのはく離を考慮する必要があるとしている。Khalifa¹⁻¹²⁸⁾らは、はりの両側面のみと下面と両側面の 3 面に U 字型に CFRP シートを接着した場合と全周に閉鎖型に CFRP シートを巻立てた場合を比較し、全周に CFRP シートを巻立てた場合が最もせん断耐力が高かったとしている。また、Khalifa¹⁻¹²⁹⁾らは、T 型はりやスラブ付きはりなど、全周に CFRP シートが巻立てられない場合の、CFRP シートの端部からのはく離防止のため、スラブとはり側面の交差部付近などのコンクリートに溝を切削し、この溝内に GFRP ロッドを用いて CFRP シートの端部を定着する方法を検討し

ている。

図 1.3.1 に示すように、T 型はりや壁つき柱などの 3 面にシートを接着した FRP シートの端部を炭素繊維製のアンカー (CF アンカー) を用いて定着することで擬似閉鎖型に巻き立てて補強する工法が開発されている¹⁻¹³⁰⁾。塚越ら¹⁻¹³¹⁾は、T 型はりの 3 面に CFRP シートを U 字型に接着し、はり側面上端部の CFRP シートを、CF アンカーを用いて定着して擬似閉鎖型に補強した試験体のせん断試験を行い、全周巻き立てとほぼ同等の補強効果を得ることができたとしている。

この CF アンカーを用いた FRP シートによる耐震補強工法は、従来の CFRP シートの定着部に鋼製定

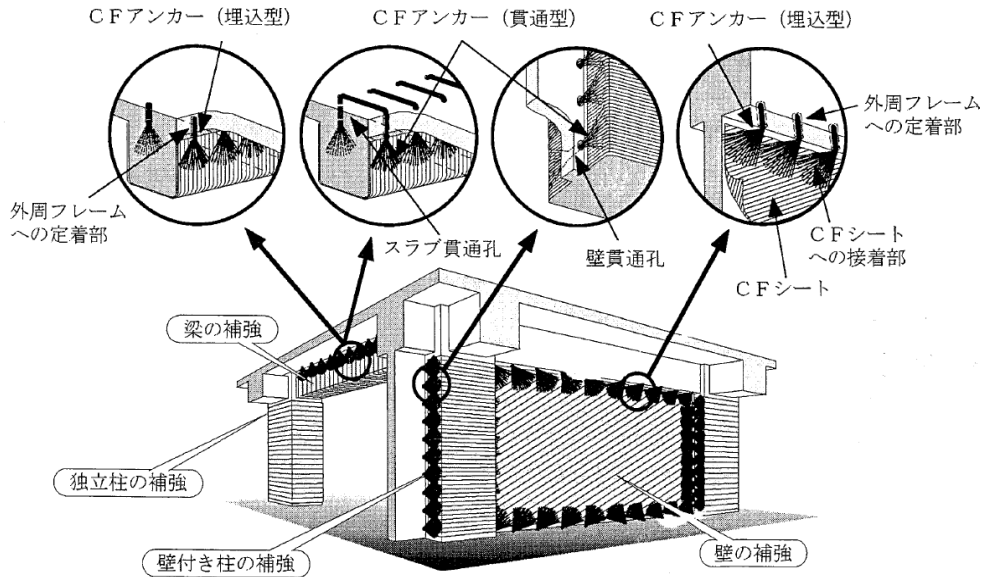


図 1.3.1 CF アンカー工法の概要⁸⁸⁾

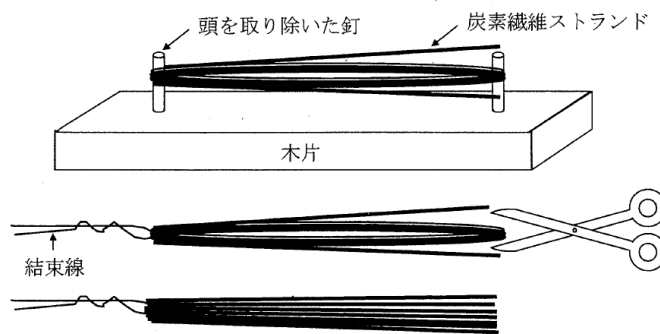


図 1.3.2 現場でCF アンカーを製作する方法 (例)⁸⁸⁾



図 1.3.3 工場製作 CF アンカーの外観

着体を用いた補強工法に比べて施工性に優れていることから、土木構造物においても I 型断面橋脚の連結壁の FRP シート補強の端部定着などに利用されている¹⁻¹³²⁾。当初、CF アンカーは図 1.3.2 に示すようにフィラメント数 2400 本の炭素繊維ストランドを現場で治具上に巻きつけて所定本数の炭素繊維ストランドを束ねたものを使用していたが、筆者ら¹⁻¹³³⁾は、CF アンカーの施工精度および施工効率の向上を目的として炭素繊維ストランドを補助繊維を用いて編み込み可撓性を有する帯状の工場生産 CF アンカー(図 1.3.3)を開発した。現在では、現場製作アンカーに代わって工場製作 CF アンカーが標準として用いられている¹⁻¹³⁰⁾。

以上のように、棒部材のせん断補強および耐震補強に関しては FRP シートの接着・巻立てによる検討が種々行なわれ、設計施工に関する技術基準も発刊され広く利用されるようになってきている。

1995 年の兵庫県南部地震では、地下鉄の開削トンネルなどにも地震被害が発生した。地下鉄の RC 中柱に関しては、CFRP シート巻立てによる補強が検討され¹⁻¹³⁴⁾、実施されている。ボックスカルバートの側壁や頂・底版などの面部材に対しては、増厚工法やせん断補強鉄筋を埋め込む補強工法が検討されている^{1-135, 1-136, 1-137)}。増厚工法としては、FRP 補強材として FRP 格子筋を用いたボックスカルバートの補強も検討されている^{1-138, 1-139)}。増厚工法では、面外せん断力のみならず面内せん断力や曲げモーメントに対しても補強効果があるが、壁の内側にコンクリートを増厚した場合、下水道施設などのボックスカルバートなどでは、内空断面が減少し、所要の流路が確保できないなどの問題が生じることも多い。また、下水道施設等では、硫化水素などの影響で非常に厳しい腐食環境にあり、補強筋には優れた耐食性を有していることが求められる。面部材の面外せん断力に対する補強として、耐食性に優れた FRP 補強材をアンカー孔内に埋め込み補強工法も考えられるがほとんど研究事例が無いのが現状である。

1.3.3 道路橋 RC 床版の補強に関する研究

FRP を用いた床版の補強に関しては、CFRP プレートあるいは CFRP シートを引張面に接着する方法や、CFRP ロッドを表面に NSM 工法について定点荷重による検討が行われている^{例えば 1-118, 1-140, 1-141)}。また、FRP シートとコンクリートの付着疲労に関する検討もおこなれている¹⁻¹⁴²⁾。これらの研究は、必ずしも道路橋の RC 床版特有の輪荷重の移動荷重による繰返し疲労を想定したものではない。

1.1 で述べたように道路橋の RC 床版には、ひび割れの発生・進展から最終的には床版コンクリートの陥没に至る損傷が見られるようになり、その原因の究明、対策の検討が行なわれてきた。RC 床版の疲労損傷は、輪荷重の繰返し走行により、一方向ひび割れの発生から二方向ひび割れへの進展、細網化、ひび割れの貫通、版の梁状化へと段階的に移行し、最終的には押抜きせん断破壊による抜け落ちに至る。松井ら¹⁻¹⁴³⁾は、この RC 床版の疲労劣化過程を再現できる輪荷重走行試験機を開発し、はり状化した RC 床版の押抜きせん断耐力 P_{sx} を指標とした RC 床版の $S-N$ 関係式(1.3.3)を提案している。

$$\log\left(\frac{P}{P_{sx}}\right) = -0.07835 \log N + C \quad (1.3.3a)$$

ここに、

$$P_{sx} = 2B(\tau_{smax} \cdot X_m + \sigma_{tmax} \cdot C_m) \quad (1.3.3b)$$

$$B = b + 2d_a \quad (1.3.3c)$$

N : 荷重回数

C : 定数(乾燥時 ; $C=1.52$, 湿潤時 ; $C=1.24$)

P : 荷重荷重

- P_{sx} : 梁状化した床版の押抜きせん断耐力
- B : 輪荷重に対する床版の有効幅
- τ_{smax} : コンクリートの最大せん断応力
- X_m : 引張側コンクリートを無視した主鉄筋断面の中立軸深さ
- σ_{tmax} : コンクリートの最大引張応力度
- C_m : 主鉄筋のかぶり厚さ
- b : 載荷板の配力鉄筋方向の辺長
- d_d : 引張側配力鉄筋の有効高さ

古い設計規準で設計施工された既設の RC 床版では、劣化の進行が認められるもの、あるいは耐久性が不足すると懸念されるものに対しては、鋼板接着工法、上面増厚工法、下面増厚工法や縦桁増設工法などによる補強が行なわれて来たが、1990年代より FRP シート接着工法による補強の検討が行なわれるようになった。CFRP シート接着工法で補強した RC 床版の輪荷重走行試験が各所で行なわれ、CFRP シートを接着補強することにより RC 床版の疲労耐久性が向上することが報告されている。

森ら¹⁻¹⁴⁴⁾は、床版取替え工事で撤去された損傷を受けた RC 床版に中弾性型の CFRP シートを主鉄筋方向および配力鉄筋方向に各 1 層を床版下面に接着補強した試験体を製作し、輪荷重走行試験を行なった。その結果、繰返し荷重に伴う床版のたわみの増加が無補強床版に比べて少なく、無補強床版では、載荷荷重 147kN で繰返し走行回数 24 万回で押抜きせん断破壊に至ったのに対し、CFRP シート補強床版は、100 万回載荷後も破壊せず疲労耐久性が向上したとしている。

星島ら¹⁻¹⁴⁵⁾は、CFRP シートのヤング係数をパラメータとして、高強度型、中弾性型、高弾性の CFRP シートを、主鉄筋方向、配力鉄筋方向にそれぞれ各 1 層ずつ下面に接着した RC 床版の輪荷重走行試験を実施した。その結果、CFRP シートのヤング係数が高く補強材の引張剛性が高いほど疲労寿命延長効果が大きくなったとしている。

松尾ら¹⁻¹⁴⁶⁾は、昭和 39 年道路橋示方書に準じて設計された RC 床版を CFRP シートで補強した試験体を用いて、荷重を 157kN から 4 万回載荷ごとに 19.6kN ずつ増加させて破壊まで輪荷重を走行させる段階載荷による輪荷重走行試験を行なっている。高強度型の CFRP シート（ヤング係数 $2.4 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ 、繊維目付量 300g/m^2 ）を主鉄筋方向および配力鉄筋方向に各 1 層から各 4 層まで変化させて接着した試験体の段階載荷による輪荷重走行試験の結果、1 層補強でも無補強床版より破壊回数および破壊荷重が増加し疲労耐久性の向上が確認され、2 層補強とすると破壊回数および破壊荷重が増加した。さらに 3 層、4 層と積層数を増加させて補強した場合、2 層補強をピークとして破壊回数および破壊荷重が減少し、この実験の範囲では、主鉄筋方向および配力鉄筋方向に各 2 層ずつ CFRP シートを補強した場合が、最も補強効果が高かったとしている。

三上ら¹⁻¹⁴⁷⁾は、二方向アラミド繊維シートで下面補強した RC 床版の段階載荷による輪荷重走行試験を行い、無補強床版に比べて疲労耐久性が向上したことを、岡田ら¹⁻¹⁴⁸⁾は幅 250mm の中弾性型の CFRP シートを 100mm または 150mm の間隔を開けて格子状に接着補強した RC 床版の輪荷重走行試験を行い、無補強床版に比べて疲労耐久性が向上したこと CFRP シートの交差部でのシートの破断などの損傷は生じなかったことを報告している。

FRP シートを下面に接着した RC 床版の輪荷重走行試験では、荷重の繰返しに伴ってたわみが漸増し、最終的には無補強の RC 床版と同様に押抜きせん断破壊することが確認されている。そこで補強後も式 (13.3) のような、梁状化した床版の押抜きせん断耐力を用いて S-N 関係が示されるとして種々の検討が行

われている。鍋島ら¹⁻¹⁴⁹⁾は、二方向アラミド繊維シートで補強した RC 床版の輪荷重走行試験結果から、補強床版の管理寿命の推定法を提案している。輪荷重走行の繰返しにより RC 床版のたわみが漸増することに着目し、たわみがコンクリートの引張側を無視した計算値に達した時点を使用限界寿命とし、輪荷重走行試験で得られた走行回数-たわみ関係の傾きを用いてたわみ-走行回数の関係を算定することで補強床版の残存寿命が推定されるとしている。また終局限界寿命については、アラミド繊維シートの断面積をアラミド繊維シートと鉄筋のヤング係数比により鉄筋量に換算して既設鉄筋量に加算し、有効高さを床版厚として式(1.3.3)の P_{sx} を算定することにより破壊回数を算定する方法を提案している。

蔡ら^{1-150,1-151)}は、FRP シートの補強効果を式(1.3.3)の S-N 関係式に容易に取り入れる方法についての検討を行い、補強後の RC 床版の寿命を比較的精度よく予測できる手法を提案している。式(1.3.3)において、FRP シート補強により、FRP シートの引張剛性による中立軸の移動に加えて式(1.3.4b)に示すようにコンクリートの見かけの引張強度 σ'_{tmax} が実際のコンクリートの引張強度の 1.5 倍に増加するものとみなして P_{sx} を算定する方法、式(1.3.5)に示すように配力鉄筋によるかぶりコンクリートの破壊に対する抵抗力が FRP シート補強により増加するとの考えから、押抜きせん断耐力 P_{sxi} の算定に載荷面直下の配力鉄筋によるかぶりコンクリートのはく離破壊耐力を加えた押抜きせん断耐力 P'_{sxi} を用いる方法を提案している。

$$P'_{sx} = 2B(\tau_{smax} \cdot X_m + \sigma'_{tmax} \cdot C_m) \quad (1.3.4a)$$

$$\text{ここに、} \sigma'_{tmax} = 1.5\sigma_{tmax} \quad (1.3.4b)$$

$$P'_{sxi} = 2B(\tau_{smax} \cdot X_m + \sigma_{tmax} \cdot C_m) + 2[0.25\sigma_{tmax}C_d \cdot (a + 2d_m)] \quad (1.3.5)$$

ここに、 C_d : 配力鉄筋のかぶり厚さ

a : 載荷板の主鉄筋方向の辺長

d_m : 引張側主鉄筋の有効高さ

これらの方法では、見かけのコンクリート強度の算定式(1.3.4b)、および式(1.3.5)の右辺第 2 項の FRP シート補強により増加するかぶりコンクリートの耐荷力の算定において FRP シートのヤング係数などの物理的性質や断面積などの諸元が反映されておらず、FRP シートの種類や積層数にかかわらず押抜きせん断耐力が増加し、長寿命化することになる。

FRP シート補強床版の疲労耐久性に影響を及ぼす要因としては、FRP シートの材料特性（ヤング係数、引張強度、繊維目付量など）、FRP シートの積層数、FRP シートの接着方法（全面貼、格子貼）など補強仕様にかかわるものと、母床版の構造諸元（床版厚、鉄筋量および配置）およびコンクリート強度の他に補強前に予備載荷で導入した初期損傷状態、使用した輪荷重走行試験機や荷重条件などがあるが、これらの要因をとり入れた補強床版の寿命算定法は、提案されていないのが現状である。

FRP シート接着工法による RC 床版の補強設計に関しては、道路橋示方書（以下、道示）に準拠して設計曲げモーメントを負荷したときの既設鉄筋およびコンクリートの発生応力度が許容応力度以下となるように FRP シートの種類（ヤング係数および繊維目付量）および積層数を決定する方法や、補強対象床版を模擬した試験床版に FRP シートを接着補強して輪荷重走行試験を行い床版の疲労耐久性を確認して FRP シートの補強仕様を決定する手法などがとられているが、より合理的な設計手法の確立が望まれている。

1.4 本研究の目的と本論文の構成

既設インフラ構造物の維持管理に対するニーズの高まりもあり、FRP を既設コンクリート構造物の補強に利用する多くの研究が行なわれ、我が国においては FRP シートをはじめとする補強用 FRP を用いた補強工法は、標準的な補強工法の一つとして広く利用されるようになってきている。一方で FRP は、建設材料としては比較的新しい材料であり、現時点でも FRP のもつ高強度などの優れた特性すなわちシーズを活かしきれていない面も多く、また建設分野における設計および施工に関するニーズに適応できていない点も多い。そこで本研究では、現在ある FRP を利用することに留まらず、その優れた材料特性を活かし建設分野におけるニーズに対応した新しい補強用 FRP および工法を開発すること、FRP を補強材として利用する上で重要となる補強された構造物の性能評価方法および設計手法を提案することを目的としている。以下に本論文の構成を示す。

1 章「序論」では、本研究の社会的な背景である社会基盤施設の現状と維持管理の課題について整理し、建設用 FRP の特徴について、その原材料も含めて述べ、FRP による既設コンクリート部材の補強に関する既往の研究を調査しその成果と課題について整理し、本研究の目的と論文の構成について述べる。

2 章「FRP スtrandシートによるコンクリート部材の曲げ補強」では、既存の FRP シート接着工法で課題となっている施工性および施工品質の向上を目的として開発した FRP スtrandシートの材料特性および FRP スtrandシートを用いて曲げ補強した RC 部材の耐荷性状について論じる。

3 章「高伸度弾性樹脂を活用した鉄筋コンクリート部材の FRP 接着補強」では、FRP シートとコンクリートのはく離を抑制するために考案した高伸度弾性樹脂を用いた FRP スtrandシート補強工法に関して、実験的検討によりその補強効果を検証する。

4 章「あと施工差込型 FRP 補強材によるコンクリート部材のせん断補強」では、従来の FRP シート接着・巻立て工法では対応が困難な、面部材の面外せん断力に対する補強工法として、あと施工差込型 FRP 補強材によるせん断補強工法を考案し、その補強効果について実験的に検討する。

5 章「FRP シートにより補強した道路橋 RC 床版の疲労耐久性」では、FRP シートで補強された RC 床版の輪荷重走行試験の結果を整理し、FRP シートおよび RC 床版の物理的な諸特性から FRP シートにより補強された RC 床版の *S-N* 関係を示す手法を提案する。

6 章「結論」では、1 章から 5 章までを総括し、今後の展望について述べる。

【1章の参考文献】

- 1-1) 国土交通省：国土交通白書 2019 令和元年版 新しい時代に応える国土交通政策，2019.8
- 1-2) 厚生労働省：厚生労働白書〈平成 27 年版〉—人口減少社会を考える 希望の実現と安心して暮らせる社会を目指して，2015.10
- 1-3) 阪神高速道路公団，阪神高速道路管理技術センター：道路橋 RC 床版のひび割れ損傷と耐久性，1991.12
- 1-4) 葛西龍彦，小林朗：RC 床版の設計法の変遷と今後の課題，第 1 回鋼橋床版シンポジウム講演論文集，土木学会，pp.1-4，1998.10
- 1-5) 石橋忠良：コンクリート鉄道構造物における補修，補強の実施例，コンクリート工学，Vol.18，No.3，pp.84-90，1980.3
- 1-6) 池田尚司：地震の教訓と防災，コンクリート工学，Vol.28，No.4，pp.132-135，1986.7
- 1-7) 土木学会：コンクリート標準示方書【昭和 55 年版】，1980.4
- 1-8) 日本道路協会：道路橋示方書，同解説 V 耐震設計編（昭和 55 年版），1980.5
- 1-9) 建設省道路局：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会，1995.12
- 1-10) 家村浩和：橋梁の被害と復旧補強，安全工学，Vol.34，No.6，pp.436-443，1995.12
- 1-11) 阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて—震災復旧工事誌—，1997.9
- 1-12) 建設省道路局：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧にかかる仕様および復旧仕様の解説（案），1995.2
- 1-13) 土木学会：平成 8 年制定 コンクリート標準仕様書 [耐震設計編]，1996.7
- 1-14) 土木学会：2002 年制定 コンクリート標準示方書 [耐震性能照査編]，2002.12
- 1-15) 丸山久一：耐震基準の変遷：土木コンクリート構造物，コンクリート工学，Vol.41，No.5，pp.4-14，2013.5
- 1-16) 日比野敏，伊藤洋：地下構造物の被害と復旧，安全工学，Vol.34，No.6，1995.12
- 1-17) 岩楯敏広：阪神，淡路大震災の地震の概要と土木構造物の被害，総合都市研究，No.58，pp.19-53，1995_12
- 1-18) 岩楯敏広：阪神，淡路大震災の地下鉄構造物の被害と被害原因の検討，総合都市研究，No.62，pp.25-47，1996.12
- 1-19) 日本下水道協会：下水道施設の耐震対策指針と解説（1997 年版），1997.8
- 1-20) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針，解説 1997（1997 年版），1997.12
- 1-21) 特許出願公告：アクリルニトリル系合成高分子物より炭素製品を製造する方法，昭 37-4405，1959.9.7 出願
- 1-22) 特許出願公告：熔融状焼成物から炭素繊維を製造する方法，昭 41-15728，1963.11.1 出願
- 1-23) United States Patent 3287323，1966.11（1963 年 4 月 25 日出願）
- 1-24) 進藤昭男：PAN 系炭素繊維の開発動向，日本複合材料学会誌，Vol.8，No.3，pp.79-85，1982.7
- 1-25) 三菱レーヨン：PAN 系炭素繊維の現状と将来，第 29 回複合材セミナー，炭素繊維協会，2016.2
- 1-26) 山本巖：ピッチ系炭素繊維，繊維学会誌，第 49 巻，5 号，pp.14-18，1993.5
- 1-27) 荒井豊：ピッチ系炭素繊維の現状と将来，第 26 回複合材セミナー，炭素繊維協会，2013.2
- 1-28) 野間隆：アラミド繊維の特徴と用途，繊維学会誌，Vol.56，No.8，pp.241-247，2001.10

- 1-29) Dupont “KEVLAR ARAMID FIBER TECHNICAL GUIDE.”
- 1-30) Wardle, M. “ARAMID FIBERS FOR HIGH PERFORMANCE COATED FABRICS.” Journal of COATED FABRICS, Vol.7, pp.334-356, 1978.4.
- 1-31) 西村次男, 魚本建人, 加藤佳孝: 各種溶液における繊維強度の温度依存性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol21, No.2, pp.283-288, 1999.7
- 1-32) Norris, D. F. and Rosen, B. W. “Evaluations of filament-reinforced composites for aerospace structural applications.” NASA CR207, 1965.4.
- 1-33) 小林一輔: 新素材とコンクリート, 土木学会論文集, No.420, V-13, pp.17-28, 1990.8
- 1-34) 三上浩, 武富幸郎, 石橋一彦, 能町純雄: 組紐状 AFRP ロッドで補強したコンクリートはりの疲労特性に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.427/VI-14, pp. 85-94, 1991.3
- 1-35) 睦好宏史, 町田篤彦: FRP を外ケーブルに用いた PC はりの力学的性状および曲げ耐力, 土木学会論文集 No.442/V-16 pp. 153-159, 1992.2
- 1-36) 連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用, 土木学会, コンクリートライブラリー72, 1992.
- 1-37) 六郷恵哲, 眞嶋光保: コンクリート構造物への新しい繊維系補強材の利用, 材料, Vol.41, No.471, pp. 1817-1822, 1992.12
- 1-38) 佐藤靖彦, 上田多門, 角田與史雄: せん断補強筋を有する連続繊維補強コンクリートはりのせん断耐力の定量的評価, 土木学会論文集, No.520/V-28, pp. 157-169, 1995.8
- 1-39) Nanni, A. ed. “Fiber-reinforced-plastic for concrete structures Properties and applications.” Elsevier Science, Amsterdam, 1993.
- 1-40) ACI Committee 440. “State-of-the-art report on fiber reinforced plastic (FRP) reinforcement for concrete structures.” ACI 440 R-96, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1996.
- 1-41) Bakis, C. E., Bank, L. C., Brown, V. L., Cosenza, E., Davalos, J. F., Lesko, J. J., Machida, A., Rizkalla, S. H. and Triantafillou, T. C. “Fiber-Reinforced Polymer Composites for Construction—State-of-the-Art Review.” Journal of Composites for Construction, pp.73-87, 2002.5.
- 1-42) 連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針 (案), 土木学会, コンクリートライブラリー 88, 1996.9
- 1-43) ACI Committee 440. “Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars.” ACI 440.1 R-01, American Concrete, Institute, Farmington Hills, Mich., 2001.
- 1-44) International Federation for Structural Concrete (*fib*), “FRP reinforcement in RC structures.” Bulletin 40, Lausanne, Switzerland, 2007.
- 1-45) 坂井廣道, 谷木謙介, 古賀政二郎, 川本幸広: CFRP 製緊張材使用ポストテンション方式 PC げたのスラブ橋耳げたへの適用例, コンクリート工学, Vol.28, No.11, pp. 14-24, 1990.11
- 1-46) 持田悟, 五十嵐正, 天野玲子, 山本徹: 新素材を用いた吊床版橋, コンクリート工学, Vol.29, No.10, pp. 25-32, 1991.10
- 1-47) “A look at the world’s FRP composite bridges.” Market Development Alliance, Society of Plastics Engineers Composites Institute, New York, 1998.
- 1-48) Cosenza, E., Manfredi, G., and Realfonzo, R. “Behavior and modeling of bond of FRP rebars to concrete.” ASCE Journal of Composites for Construction, pp.40-52, 1997.
- 1-49) 田村富雄: 組紐状 AFRP ロッドのコンクリート補強材への適用, 繊維学会誌, No.42, No.12, pp.654-

658, 1992.12

- 1-50) 菊地正剛, 一杓久充, 渡辺英夫: 炭素繊維接着による床版補強の検討, 土木学会第46回年次学術講演会, V-216, pp.448-449, 1991.9
- 1-51) 木村耕三, 小畑克朗, 吉崎正明, 野村潤: 炭素繊維による既存煙突の耐震補強工法の開発(その1), 大林組技術研究所報, No.37, pp.73-79, 1988
- 1-52) 公開特許公報: コンクリート構造体の製造方法, 特開昭62-244979, 1986.4.15 出願
- 1-53) 公開特許公報: プリプレグの硬化方法, 特開平3-208626, 1990.1.12 出願
- 1-54) 公開特許公報: コンクリート構造物の補強方法, 特開平3-224966, 1990.1.12 出願
- 1-55) 公開特許公報: 一方向配列強化繊維シート及びその製造方法, 特開平3-222734, 1990.1.30 出願
- 1-56) 公開特許公報: 構造物の補強方法, 特開平3-224901, 1990.1.30 出願
- 1-57) 公開特許公報: 一方向性補強織物およびその製造方法, 特開平7-243149, 1994.3.7 出願
- 1-58) 連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針(案), 土木学会, コンクリートライブラリー101, 2000.7
- 1-59) FRP接着による構造物の補修・補強指針(案), 土木学会, 複合構造シリーズ09, 2018.7
- 1-60) ACI Committee 440. "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures." ACI 440.2 R-01, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2001.
- 1-61) International Federation for Structural Concrete (*fib*) "Externally bonded FRP reinforcement for RC structures." Bulletin 14, Lausanne, Switzerland, 2001.
- 1-62) 西浩嗣, 矢嶋尚彦, 長田光司: 炭素繊維巻立工法による高橋脚の耐震補強—東名高速道路・酒匂川橋, 基礎工, Vol.27, No.4, pp.27-31, 1999.4
- 1-63) Frankl, B., Lucier, G., Rizkalla, S., Blaszkak, G., and Harmon, T. "Structural Behavior of Insulated Prestressed Concrete Sandwich Panels Reinforced with FRP Grid." Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE2008) CD-ROM, 2008.7.
- 1-64) Rizkalla, S. "FRP for Sustainable Precast Concrete Structures." Proceedings of US-Japan Workshop on Life Cycle Assessment of Sustainable Infrastructure Materials, CD-ROM, 2009.10.
- 1-65) Ding, L., Rizkalla, S., Wu, Z., and Wu, Z. S. "Bond Mechanism of Carbon Fiber Reinforced Polymer Grid to Concrete." CICE 2010 - The 5th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, pp.589-592, 2010.7.
- 1-66) Botros, A. W., Lucier, G., Rizkalla, S. H., and Gleich, H. "Behavior of free and connected double-tee flanges reinforced with carbon-fiberreinforced polymer." PCI Journal, pp.49-68, 2016.9.
- 1-67) 大野了, 小嶋克朗, 勝俣英雄, 岡島豊行: 炭素繊維による既存RC橋脚の耐震補強に関する研究(その1), 大林組技術研究所報, No.43, pp.33-36, 1991.
- 1-68) 大野了, 小嶋克朗, 勝俣英雄, 岡島豊行: 炭素繊維による既存RC橋脚の耐震補強に関する研究(その2), 大林組研究所報, No.44, pp.27-32, 1992.
- 1-69) 宇治公隆: シート状連続炭素繊維による既設鉄筋コンクリート構造物の耐震補強, 大成建設技術研究所報, No.26, pp.133-142, 1993.
- 1-70) Priestley, M. J. N., and Seible, F. "Design of seismic retrofit measures for concrete and masonry structures." Construction Building Material, pp.365-377, 1995.

- 1-71) Mirmiran, A., Shahawy, M., Samaan, M., El Echary, H., Mastrapa, J. C., and Pico, O. "Effect of column parameters on FRP-confined concrete." *ASCE Journal of Composites for Construction*, 2(4), pp.175–185, 1998.
- 1-72) 長田光司, 大野晋也, 山口隆裕, 池田尚治: 炭素繊維シートで補強した鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能, *コンクリート工学論文集*, Vol.8, No.1, pp.189-203, 1997.1
- 1-73) 宮瀬文裕, 西村高明, 小林朗, 塩屋俊幸: 高軸力を受ける RC 柱の炭素繊維シートによる耐震補強実験, *コンクリート工学年次論文報告集*, Vol.19, No2, pp.2031-2036, 1997
- 1-74) 森成道, 松井繁之, 若下藤紀, 西川和廣: 炭素繊維シートによる床版下面補強効果に関する研究, *橋梁と基礎*, Vol.95, No.3, pp.25-32, 1995.3
- 1-75) 高橋義裕, 佐藤靖彦, 上田多門, 前田敏也: 炭素繊維シートにより曲げ補強した鉄筋コンクリートはりの耐力及び変形, *コンクリート工学年次論文報告集*, Vol.19 No.2, pp.1611-1616, 1997
- 1-76) 佐藤靖彦, 上田多門, 田中高行, 小野定: 炭素繊維シートにより補強した RC はりのせん断性状, *コンクリート工学年次論文報告集*, Vol.18, No2, pp.1469-1474, 1996
- 1-77) 浅野靖幸, 佐藤靖彦, 小野定, 小林朗: 一軸引張力を受ける炭素繊維シートの付着特性について, *土木学会北海道支部論文報告集*, No.52A, pp.680-683, 1996
- 1-78) Meier, U., "Bridge repair with high performance composite materials.", *Mater. Tech. (Duebendorf, Switz.)*, 4, pp.125–128 (in German), 1987.
- 1-79) Meier, U., and Kaiser H. P. "Strengthening of Structures with CFRP Laminates." *Proceedings Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures*, MT Div/ASCE/Las Vegas, 1991.1.
- 1-80) Meier, U. "Composite Materials in Bridge Repair." *Applied Composite Materials* 7, pp.75–94, 2000.
- 1-81) El-Hacha, R., Wight, R. G., and Green, M. F. "Prestressed fibre-reinforced polymer laminates for strengthening structures." *Progress in Structural Engineering and Materials*, 3, pp.111–121, 2001.
- 1-82) Wight, R. G., Green, M. F., & Erki, M. A., "Prestressed FRP sheets for poststrengthening reinforced concrete beams." *ASCE Journal of Composites for Construction*, 5(4), pp. 214–220, 2001.
- 1-83) 濱田譲, 井上真澄, 小林朗, 高木宣章, 児島孝之: 緊張した炭素繊維プレートによる既設コンクリート部材の補強に関する研究, *土木学会論文集*, No. 711V-56, pp. 27-44, 2002. 8
- 1-84) Tateishi, A, Kobayashi, A., Hamada, Y., Takahashi, T., and Yasumori, H. "Application of Tensioned CFRP Strip Method to an Existing Bridge." *Proceedings of the Seventh International Symposium of the Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures (FRPRCS-7)*, Kansas City, Missouri, pp.1177-1190, 2005.11.
- 1-85) Lorenzis L, Rizzo A, La Tegola A, "Modified pull-out test for bond of near-surface mounted FRP rods in concrete." *Composites: Part B Engineering*, 33, pp.589–603, 2002.7.
- 1-86) Teng JG, de Lorenzis L, Wang B, Li R, Wong TN, and Lam L. "Debonding failures of RC beams strengthened with near surface mounted CFRP Strips." *ASCE Journal of composites for construction* 10(2), pp.92–105, 2006.
- 1-87) Lorenzis, L. D., and Nanni, A., "Design Procedure of NSM FRP Reinforcement for Strengthening of RC Beams." *Proceedings of the sixth International Symposium of the Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures (FRPRCS-6)*, Singapore, pp.1455-1464, 2003.7.
- 1-88) 佐藤貢一, 小玉克巳, 吉川弘道: FRP とポリマーモルタルで補修した RC 梁の疲労性状, *土木学*

- 会第 45 回年次学術講演会, V, pp.624-625, 1990
- 1-89) Yoon, S.J, Shigeyama, M., Jeong, S.K. and Jung, J.H. “Retrofitting method of concrete structures with FRP grids” Proceedings of the international conference on FRP composites in civil engineering, FRP composite in Civil Engineering, Vol. 2, pp.1101-1108, 2001.12
- 1-90) 小松憲一, 井上和夫, 明星徹: 炭素繊維シート補強 RC 梁の曲げ強度研究, 土木学会第 49 回年次学術講演概要集, V-327, pp.654-655, 1994.9
- 1-91) 田中良典, 小林朗, 神野靖夫: 損傷下の RC 梁の炭素繊維シートによる曲げ補強, 土木学会第 49 回年次学術講演概要集, V-327, pp.652-653, 1994.9
- 1-92) 水越睦視, 明星徹, 真鍋隆, 小林哲也: 炭素繊維シート補強 RC はりの曲げ性状に及ぼすシートの接着状態の影響, 土木学会第 50 回年次学術講演概要集, V-200, pp.400-401, 1992.9
- 1-93) 篠崎裕生, 三上浩, 加島清一郎, 樋口昇: アラミド繊維シートを貼り付けて補強した RC 梁の曲げ耐荷性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.1563-1568, 1997
- 1-94) Mukhopadhyaya, P., Swamy, N. and Lynsdale, C. “Optimizing structural response of beams strengthened with GFRP plates.” ASCE Journal of Composites for Construction, 2(2), pp.87-95, 1998
- 1-95) 原田哲夫, 永藤政敏, 久保田慶太, 岳尾弘洋: 端部増貼り補強による炭素繊維シートの定着耐力向上に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.22, No.1, pp.469-474, 2000
- 1-96) Ceroni, F. and Pecce, M. “Evaluation of bond strength in concrete elements externally reinforced with CFRP sheets and anchoring devices.” ASCE Journal of Composites for Construction, 14(5), pp.521-530, 2010.
- 1-97) 前田敏也, 牧秀之, 坪内賢太郎, 村上かおり: 緩衝材を用いた炭素繊維シート接着工法の補強効果, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.1, pp.817-822, 2001
- 1-98) 佐藤靖彦, 小牧秀之, 前田敏也, 伊藤智之: 緩衝材を用いた炭素繊維シート補強 RC はりの曲げ挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.1, pp.1375-1380, 2002.7
- 1-99) 三井雅一, 福澤公夫, 斉藤誠, 舟川勲: 緩衝材を用いた FRP シート・コンクリート間のせん断付着特性の温度依存性, コンクリート工学年次論文報告集, pp.351-356, Vol.26, No.1, 2004
- 1-100) 岸本真輝, 小林朗, 松井繁之: 小型試験機による炭素繊維シートのせん断付着疲労強度に関する研究, 土木学会年次学術講演概要集, V-345, pp.689-690, 2002.9
- 1-101) 日本道路公団試験研究所橋梁研究室: 炭素繊維による鉄筋コンクリート橋脚の補強工法設計・施工要領, 日本道路公団試験研究所技術資料, 第 615 号, 1995.2
- 1-102) 佐藤靖彦, 浅野靖幸, 上田多門: 炭素繊維シートの付着機構に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.648/V47, pp.71-87, 2000.5
- 1-103) 上原子晶久, 下村匠, 丸山久一, 西田 浩之: 連続繊維シートとコンクリートの付着・剥離挙動の解析, 土木学会論文集, No.634/V-45, pp.197-208, 1999.11
- 1-104) Dai, J., Ueda, T. and Sato, Y. “Development of the nonlinear bond stress-slip model of fiber reinforced plastics sheet-concrete interfaces with a simple method.” ASCE Journal of Composites for Construction, 9(1), pp.52-62, 2005.
- 1-105) Savoia, M., Ferracti, B., and Mazzotti, C., “Creep deformation of fiber reinforced plastics-plated reinforced concrete tensile members.” ASCE Journal of Composites for Construction, 9(1), pp.63-72, 2005.
- 1-106) Lu, X. Z., Teng, J.G., Ye, L. P. and Jiang, J. J., “Bond-slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete.” Engineering Structure, 27, pp.920-937, 2005

- 1-107) Yuan, H., Teng, J. G., Seracino, R., Wu, Z. S. and Yao, J. “Full-range behavior of FRP-to-concrete bonded joints.” *Engineering Structure*, 26, pp.553-565, 2004.
- 1-108) Yuan, H., Lu, X., Hui, D. and Feo, L. “Studies on FRP-concrete interface with hardening and softening bond-slip law.” *Composite Structures*, 94, pp.3781-3792, 2012
- 1-109) Gravina, J. R., Aydin, H. and Visintin, P. “Extraction and analysis of bond-slip characteristics in deteriorated FRP-to-concrete joints using a mechanics-based approach.” *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering*, 29(6), 04017013, 2017.
- 1-110) 吉澤弘之, 呉智深, 袁鴻, 金久保利之: 連続繊維シートとコンクリートの付着挙動に関する検討, 土木学会論文集, No.662/V-49, pp.105-119, 2000.11
- 1-111) Toutanji, H., Saxena, P., Zhao, L., Ooi, T. “Prediction of interfacial bond failure of FRP-concrete surface.” *ASCE Journal of Composites for Construction*, 11(4), pp.427-436, 2007.
- 1-112) 井上真澄, 鈴木研二, 高木宣章, 児島孝之: 炭素繊維プレートで補強した RC はりの曲げ特性に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.746/V-61, pp.165-179, 2003. 11
- 1-113) 久部修弘, 諸橋克敏, 大塚浩司: 高弾性 CFRP プレートの継ぎ手性能と RC はりにおける曲げ補強効果及び疲労耐久性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.29, No.1, pp.471-476, 2007
- 1-114) 松井孝洋, 小島克朗, 藤掛一典: CFRP 帯板による RC 梁および RC スラブの曲げ補強効果について, 土木学会第 67 回年次学術講演会講演概要集, V-278, pp.555-556, 2012.9
- 1-115) Rizkalla, S. and Hassan, T. “Various FRP strengthening techniques for retrofitting concrete structures” *Proceedings of the international conference on FRP composites in civil engineering, FRP composite in Civil Engineering*, Vol. 2, pp.1033-1040, 2001.12.
- 1-116) 木村耕三, 小島克朗, 平田亮, 土屋好男: CFRP 板の定着方法による補強部材の曲げ性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.1, pp.527-532, 1998
- 1-117) Lamanna, A. J., Bank, L. C., and Scott, D. W., “Flexural strengthening of reinforced concrete beams using fasteners and fiber reinforced polymer strips.” *ACI Struct. J.*, 98(3), pp.368–376, 2001.
- 1-118) Elsayed, W.E., Ebead, U.A., and Neale, K.W. “Investigations on mechanically fastened FRP-strengthened concrete slabs.”, *Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE2008)*, Zurich, Switzerland, CD-ROM, 2008.7
- 1-119) Katsumata, H., Kobatake, Y., and Takeda, T. “A study on the strengthening with carbon fiber for earthquake-resistant capacity of existing reinforced concrete columns.” *Proc. Workshop on Repair and Retrofit of Existing Structures U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, U.S.-Japan Cooperative Program in Natural Resources*, Tsukuba, Japan, pp.1816–1823, 1987.
- 1-120) Ye, L.P., Zhang, K., Zhao, S.H., and Feng, P. “Experimental study on seismic strengthening of RC columns with wrapped CFRP sheets.” *Construction and Building Materials*, 17, pp.499–506, 2003.
- 1-121) 大野了, 安藤博文, 緒方紀夫, 前田良文, 小島克朗: 曲げを受けるシート状 CFRP とコンクリートとの付着性状, 土木学会第 49 回年次学術講演会講演概要集, V-457, pp.914-915, 1994.9
- 1-122) 岡野素之, 大内一, 森山智明, 松本信之: 炭素繊維シートによる鉄道高架橋柱のせん断補強, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No2, pp.249-254, 1997
- 1-123) 中島規道, 中井裕司, 渡辺忠朋, 松本信之: アラミド繊維シートにより補強した鉄道高架橋のせん断性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No2, pp.2039-2044, 1997

- 1-124) (財) 鉄道総合技術研究所：炭素繊維シートによる鉄道高架柱の耐震補強工法設計・施工指針，1996.7
- 1-125) (財) 鉄道総合技術研究所：アラミド繊維シートによる鉄道高架柱の耐震補強工法設計・施工指針，1996.12
- 1-126) 宇治公隆：シート状連続炭素繊維補強材を用いた既設鉄筋コンクリート部材のせん断耐力向上効果に関する研究，コンクリート工学論文集，Vol.3，No.2，pp.37-47，1992.7
- 1-127) 佐藤靖彦，田中高行，上田多門，小野定：炭素繊維シートにより補強した RC はりのせん断性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18，No.2，pp.1469-1474，1996
- 1-128) Khalifa, A., Tumialan, G., Nanni, A. and Belarbi, A. "Shear Strengthening of Continuous RC Beams Using Externally Bonded CFRP Sheets." SP-188, American Concrete Institute, Proc., 4th International Symposium on FRP for Reinforcement of Concrete Structures (FRPRCS4), Baltimore, MD, pp. 995-1008, 1999.11
- 1-129) Khalifa, A., T. Alkhrdaji, A. Nanni, and S. Lansburg, "Anchorage of Surface Mounted FRP Reinforcement." Concrete International: Design and Construction, 21(10), pp. 49-54, 1999.10.
- 1-130) SR-CF 工法研究会：既存建築構造物の耐震化異種設計施工指針 SR-CF 工法 技術評価資料，(財) 日本建築防災協会，建防災発 2762 号，1999.10，第 3 回更新，2011.7
- 1-131) 塚越英夫，神野靖夫，池谷純一，矢部喜堂：炭素繊維シートとストランドによる T 形梁のせん断補強に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.3，pp.1531-1536，1999
- 1-132) 池谷純一，加藤 寛之，小林 孝光，塚越 英夫：I 型断面橋脚の炭素繊維シートと炭素繊維ストランドによる補強，コンクリート工学，43 卷，3 号 pp. 57-63，2005.3
- 1-133) 公開特許公報：連続繊維補強部材及び定着用アンカー，特開 2006-124945，2006.10.26 出願
- 1-134) (財) 鉄道総合技術研究所，地下鉄炭素研究会：炭素繊維シートによる地下鉄 RC 柱の耐震補強 - 設計・施工指針 - ，山海堂，1997.8
- 1-135) 小林靖典，小林亨，清宮理：異形鉄筋の埋め込みによるあと施工せん断補強効果に関するはりの載荷実験 コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.2，pp.1549-1554，2002
- 1-136) 田中良弘，大友健，三桶達夫，堀口賢一：後施工プレート定着型せん断補強鉄筋による RC 地下構造物の耐震補強工法の開発，コンクリート工学，Vol.45，No.3，pp.30-37，2007
- 1-137) 半井健一郎，Hai LE DUYEN，前川宏一：離散配置補強筋による既設 RC 部材のせん断補強効果，土木学会論文集 E，Vol.63，No.1，pp.116-126，2007.2
- 1-138) 酒井理哉，佐藤雄亮，大友敬三：炭素繊維グリッドで耐震補強した地中構造物のハイブリッド地震応答実験，土木学会第 63 回年次学術講演概要集，5-486，pp.971-972，2018.9
- 1-139) 酒井理哉，松浦真一：炭素繊維グリッドで耐震補強した 2 連ボックスカルバート隔壁の補強効果，土木学会第 27 回年次学術講演概要集，CS3-002，pp.3-4，2012.9
- 1-140) Tan, K. Y., Tumialan, G., and NANNI, A. "Evaluation of Externally Bonded CFRP Systems for the Strengthening of RC Slabs." Proceedings of the Sixth International Symposium on FRP Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-6), pp.417-426, 2003.7.
- 1-141) Issa, M., Alhassan, M., and Alrosanm, R. "Response of Reinforced Concrete Slabs Strengthened with Different Types and Configurations of CFRP." Proceedings of the 8th International Symposium on FRP Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-8), CD-ROM, 2007.7.
- 1-142) Dai, J.G., Saito, Y., Ueda, T., and Sato, Y. "Static and Fatigue Bond Characteristics of Interfaces between CFRP

Sheets and Frost Damage Experienced Concrete.” Proceedings of the Seventh International Symposium on FRP Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-7), pp.1515-1530, 2005.7.

- 1-143) 松井繁之：橋梁の寿命予測，安全工学 Vol.30 ， No.6, pp.432-440, 1991
- 1-144) 森成道，松井繁之，若下藤紀，西川和廣：炭素繊維シートによる床版下面補強効果に関する研究，橋梁と基礎， 95-3, pp.25-32, 1995
- 1-145) 星島時太郎，太田黒博文，坂井広道，松井繁之：「損傷した道路橋床版の炭素繊維シートによる補強効果に関する実験的研究」，橋梁と基礎， 98-9, pp.1-6, 1998.9
- 1-146) 松尾伸二，西川和廣，内田賢一：炭素繊維シート接着工法による既設RC床版の疲労耐久性に関する研究，第1回鋼橋床版シンポジウム講演論文集（土木学会）， pp.283-288, 1998.11
- 1-147) 三上浩，柑本哲哉，鍋島益弘，堀川都志雄：2方向ケブラー繊維シートで下面補強した損傷床版の疲労耐久性，第2回道路橋床版シンポジウム講演論文集（土木学会）， pp.83-88, 2000.10
- 1-148) 岡田昌澄，大西弘志，松井繁之，小林朗：格子配置された炭素繊維シートによる床版補強効果，第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集（土木学会）， pp.175-180, 2003.6
- 1-149) 鍋島益弘，柑本哲哉，三上浩，廣瀬清泰，堀川都志雄：アラミド繊維シート補強された損傷床版に対する管理寿命の推定手法，第四回道路床版シンポジウム講演論文集（土木学会）， pp.55-60, 2004.11
- 1-150) Chai, H.K. “Improvement of RC slab fatigue durability by FRP sheet strengthening, 大阪大学学位論文, 2005
- 1-151) 松井繁之：道路橋床版 設計施工と維持管理，森北出版，2007

2章 FRP スtrandシートによるコンクリート部材の曲げ補強

2.1 はじめに

1章で述べたように、既設コンクリート構造物の補強工法としてFRPシート接着工法やFRPプレート接着工法が広く利用されるようになってきている。FRPシート接着工法は、連続繊維をシート状に保形したドライシートを施工現場で液状の含浸接着樹脂を用いてコンクリート表面に接着すると同時に連続繊維のフィラメント間に繊維結合材となる含浸接着樹脂を含浸させてFRPを形成し、コンクリート部材と一体化する工法である。軽量かつ柔軟なFRPシートを含浸接着樹脂で貼り付けるだけの工法であり、重機を必要とせず人力施工が可能である。一方、施工現場でコンクリート表面にFRPを形成すると同時に一体化する必要があるが、その品質が、作業者の力量、コンクリートの下地の状況や施工現場の環境条件に左右される面がある。作業者の技量や下地の状況、気温などの環境条件によっては、FRPシートとコンクリートの間、あるいはFRPシートの層間に空気溜りが生じる浮き・膨れやFRPシート層内のフィラメント間に樹脂の未含浸部分が生じる含浸不良が生じることがある。浮き・膨れは、含浸接着樹脂の硬化後の打音検査により検出されるが、その一例を図2.1.1に示す。ここでCFRPシート上の白線は、打音検査で検出された浮き・膨れの範囲を示している。

鹿毛ら²⁻¹⁾は、CFRPシートの浮きがRCはりの曲げ補強効果へおよぼす影響を実験的に検討している。その結果、浮きの面積が50%程度あっても補強後のRCはりの耐荷力は浮きのない場合と同程度であるが、CFRPシートが浮きにより接着されていない範囲では、コンクリートのひび割れの進展抑制には効果が無かったとしている。宇佐美ら²⁻²⁾は、CFRPシートの浮きが耐久性に及ぼす影響についてCFRPシートを接着したコンクリート試験体の凍結融解試験により検討した結果、直径30mm以上の浮きには、凍結融解により水の浸入が認められるものがあり、凍結融解の繰返しにより浮きの拡大の可能性がある、樹脂注入による補修が望ましいとしている。

西ら²⁻³⁾は、浮き・膨れの発生メカニズムは、①下地の凹凸に起因する気泡の残留および躯体からの空気供給、②シート貼付け時にシート裏面に空気が巻き込まれるもの、③シート巻き癖やたるみによる表面からの空気の吸い込み、④下塗り含浸接着樹脂の塗布量不足によるシートへの含浸不足に起因するもの、⑤含浸接着樹脂の攪拌時における空気の混入によるものの5項目に集約されるとしている。

浮き・膨れの発生を低減するための対策として、①不陸修正材の塗布により躯体の下地処理の平滑性を確保する、②シート貼付け時のシート裏面に巻き込まれる気泡の除去のため、樹脂の可使時間の1/3以



図2.1.1 打音検査で検出されたCFRPシートの浮き・膨れの例

内の早期に脱泡作業を実施する，③攪拌時に含浸接着樹脂に混入された残留エアの脱泡作業による除去は困難であり，初期脱泡完了後 90～120 分放置し，凝集したエアをカッターで繊維方向に切り目を入れて除去後，含浸接着樹脂を再塗布する，④含浸接着樹脂の下塗り塗布量を適正にし，初期脱泡作業後，十分な自然含浸時間を確保する，⑤直射日光を受けると含浸接着樹脂内の気泡が膨張するため，直射日光を極力浴びない時間帯に施工する，ことなどを挙げている。

しかしながら，これらの対策を行っても浮き・膨れを発生させないことは困難であり，対策は作業者の技能に依存し，多くの作業時間要することから，浮き・膨れの発生の抑制が図れる補強用 FRP の開発が望まれる。

引抜成形した幅 50mm 程度の CFRP プレートを接着する CFRP プレート接着工法は，現場含浸工程が無いので浮き・膨れの恐れがなく施工効率も高いが，FRP シートに比べて厚く細幅の板材を接着するので，接着面積が狭くプレート端部での付着せん断応力の集中により低い応力ではく離する可能性があり²⁴⁾，継手強度も低いことが問題となっている²⁵⁾。

本章では，これらの従来の FRP シートの課題となっている浮き・膨れの発生を抑制し，FRP プレートの課題である材料強度より低い応力でのコンクリートのはく離，継手強度を改善することを目的に新たな補強用 FRP として開発した FRP スtrandシートの材料特性および CFRP スtrandシートを鉄筋コンクリート（以下，RC）はりに接着した場合の曲げ補強効果を検証する。

2.2 FRP スtrandシートの構造と材料特性

2.2.1 FRP スtrandシートの構造と施工

前記の現場含浸型 FRP シートと FRP プレートの双方の課題を解決するため、新たな補強用 FRP の検討を行なった。新たな補強用 FRP の要件は、補強材の形態としては、ドライシートではなく工場生産時に連続繊維のフィラメント間に結合材となる樹脂を含浸・硬化させた FRP であり、かつコンクリートへの接着時に空気を巻き込まず容易に空気を除去できる構造であること、形状としては接着面積を確保するため FRP プレートのような幅の狭い帯板ではなく、薄いシート状で補強面の全面に接着できるもので、接着剤による重ね継手が可能であることである。

FRP シートや FRP プレートの原料となる連続繊維は、直径 5~10 μ m のフィラメントを 3000~24000 本程度収束させたストランドとして製造され流通している。工場では、専用装置によりこの連続繊維ストランド 1 本ずつに液状のエポキシ樹脂を含浸させた後、電気炉内で加熱して硬化させた直径 0.5~2mm 程度のロッド状の FRP スtrandを製作し、これを横糸ですだれのように連結して図 2.2.1 に示すようにシート状に保形し新たな補強用 FRP (以下、FRP スtrandシート) を考案した^{2-6,2-7)}。

FRP スtrandは、含浸・硬化した樹脂がフィラメント間の結合材として機能した FRP となっているので、FRP シートのように施工現場に於いてフィラメント間に含浸接着樹脂を含浸させる必要がないため、含浸接着樹脂に比べて粘性が高く不陸修正材を兼ねたペースト状の専用接着剤を用いてコンクリート表面に接着する。従来型の FRP シートおよび FRP スtrandシートの施工手順を図 2.2.2 に示す。ドライシートである FRP シートを用いた場合、コンクリート内部からの水分の蒸発や空気の膨張、コンクリートの段差の空気の巻き込みが浮き・膨れの原因となるため、下地処理、プライマー塗布の後、エポキシ樹脂パテで不陸修正を行いエポキシ樹脂パテが初期硬化した後、含浸接着樹脂を塗布した上に FRP シートを貼付け、脱泡ローラーで樹脂を連続繊維のフィラメント間に含浸させ、FRP シートとコンクリートの界面およびシート内の連続繊維間の空気を除去する脱泡操作を行う。その後、含浸接着樹脂を上塗りし再び含浸脱泡操作を行う。FRP スtrandシート接着工法の施工状況を図 2.2.3 に示す。FRP スtrandシートの場合、専用接着剤が高粘度のペースト状のエポキシ樹脂であるので、下地処理の後、不陸修正材を兼ねて専用接着剤を 2mm 程度の厚さに塗布した後、その上から FRP スtrandシートを貼り付ける。ローラーやコテで FRP スtrandシートを接着面に押し付けると、エポキシ樹脂は FRP スtrandの間隙を通して表面に染み出し、FRP スtrandの間隙から空気が容易に排出されるので、従来型の FRP シートや FRP プレートを貼付ける場合に比べて接着界面に気泡を巻き込む恐れが少ない。FRP スtrandシートの場合、シートの接着用の樹脂が不陸修正の機能も持つこと、連続繊維のフィラメント間に樹脂を含浸させる必要が無いことから、工程数が少なく、施工効率が向上する。

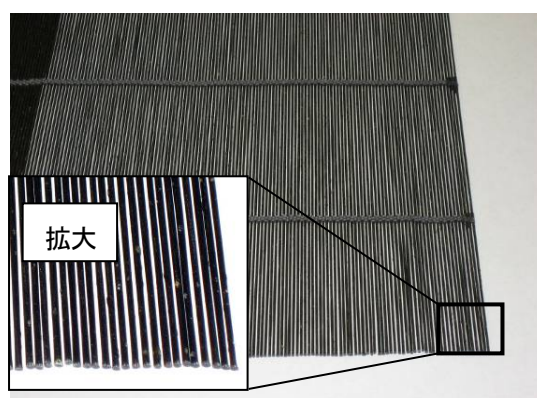
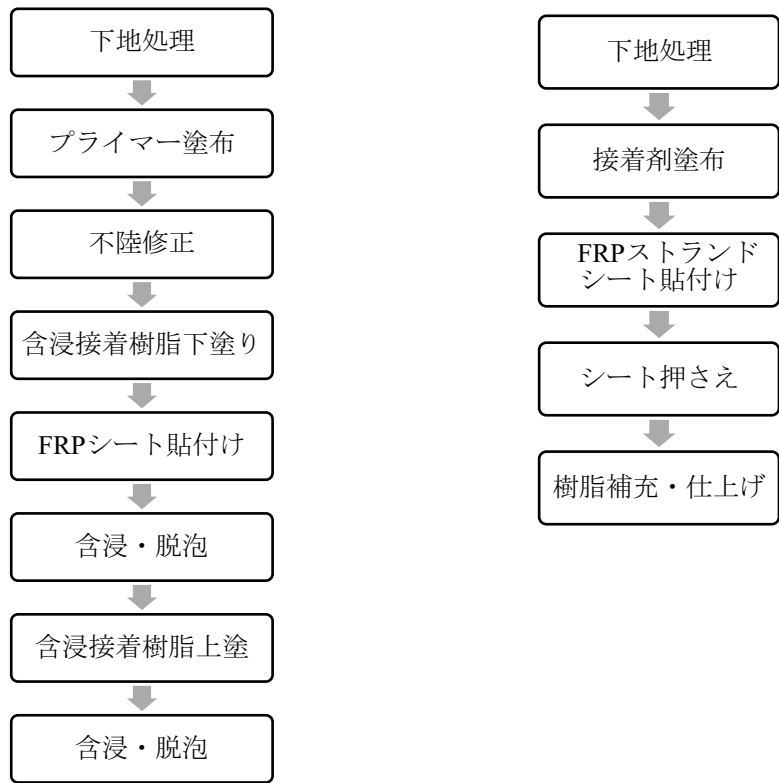


図 2.2.1 CFRP スtrandシート



(a) FRP シート

(b) FRP ストランドシート

図 2.2.2 FRP シートおよび FRP ストランドシートの施工手順



接着剤塗布

シート貼付

シート押さえ

樹脂補充・仕上げ

図 2.2.3 FRP ストランドシート接着工法の施工状況

2.2.2 FRP スtrandシート の引張強度

FRP スtrandシート の材料特性を評価するため、FRP スtrandシート の引張試験を従来型の FRP シートと同様に接着樹脂で板状に硬化させた試験片を作製し、土木学会規準「連続繊維シート の引張試験方法 (案)」の B 形供試体を用いる試験法に準拠して引張試験を行った。供試体は、図 2.2.4 に示すように、幅 12.5mm の型枠内にstrandシート用接着樹脂を充填し、所定のstrand数 (6 本または 7 本) ごとに短冊状に切断した長さ 250mm の FRP スtrandシートにstrandシート用接着樹脂を塗布した後、型枠内に埋め込み FRP 板を製作し、室温で 1 週間以上養生して供試体とした。供試体の端部にはアラミド繊維シート製のタブを接着した。

表 2.2.1 に引張試験に用いた供試体の仕様を示す。3 種類の FRP スtrandシート に対して各 50 体の試験を行った。FRP スtrandシート の力学特性は、JSCE-E541-2013 に準じて連続繊維シートと同様に FRP スtrandシート の目付量と連続繊維の比重から樹脂を含まない連続繊維のみの断面積に対して式 (2.2.1) から算定した。

$$A = \frac{w}{\rho} \cdot \frac{N_t}{n_u} \quad (2.2.1)$$

ここに、 A : 供試体の断面積(mm²)

w : FRP スtrandシート の繊維目付け量(g/m²)

ρ : 連続繊維の密度(g/cm³)

N_t : FRP スtrandシート の単位幅当たりに含まれるstrand の数 (本/mm)

n_u : 供試体内に含まれるstrand の数(本)

表 2.2.2 に引張試験の結果を示す。3 種類の FRP スtrand の応力-ひずみ関係は、原点から終局時までほぼ直線で降伏現象を示さず脆性的に破断した。現在市販されている同種の連続繊維を使用した FRP シートの保証引張強度は、高強度型炭素繊維シート : 3400N/mm²、中弾性型炭素繊維シート : 2900N/mm²、高弾性型炭素繊維シート : 1900N/mm² であり、FRP スtrandシート の引張強度の平均値、最小値および平均値-3 σ (標準偏差) の 99.9%信頼性強度とも同種の炭素繊維を使用した FRP シートの保証引張強度を上回る結果となった。引張強度の変動係数は、高強度型が最も小さく 5.1%であったのに対し、中弾性型 6.9%、高弾性型 7.8%の順で大きくなった。FRP スtrandシート は、従来の同種の連続繊維を用いた FRP シートと同程度の引張強度を有すると考えられる

現在市販されている FRP スtrandシート には、表 2.2.3 に示すように、高強度型炭素繊維、中弾性型炭素繊維、高弾性型炭素繊維を用いたものがあり、引張強度の規格値は、平均値-3 σ の保証強度を基に定められている。



型枠に樹脂充填



試験片に樹脂塗布



試験片を型枠に埋め込み

図 2.2.4 FRP スtrandシート 引張供試体の製作状況

表 2.2.1 引張試験供試体の仕様

FRP ストランドシートの略号	HT600	MM600	HM600
w : FRP ストランドシートの繊維目付け量(g/m ²)	600	600	600
ρ : 連続繊維の密度(g/cm ³)	1.8	1.82	2.12
N_p : 製品に含まれるストランドの数(本)	308	260	352
B_p : 製品幅(mm)	500	500	500
N_t : 単位幅あたりに含まれるストランドの数(本/mm)	0.616	0.520	0.704
n_u : 供試体内に含まれるストランドの数(本)	7	6	7
A : 供試体の断面積(mm ²)	3.79	3.80	2.81
L : 供試体の長さ(mm)	250	250	250
N : 供試体の数(本)	50	50	50

表 2.2.2 FRP ストランドシートの引張試験の結果

略号 N	HT600		MM600		HM600	
	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
1	3972	253	4393	418	2892	696
2	4274	264	3679	416	3006	659
3	4464	264	3906	440	2718	807
4	4193	259	3939	420	2627	703
5	4330	256	4340	416	2994	687
6	4192	263	3938	403	2457	626
7	4168	233	4461	410	2816	665
8	4346	259	3685	415	2466	754
9	4404	259	4478	417	2822	705
10	4126	260	4302	419	2817	673
11	4465	258	3801	428	3060	688
12	3875	266	3239	410	2531	686
13	4173	257	4054	399	2173	670
14	3914	267	4487	417	2856	667
15	4046	258	3990	425	2870	696
16	3806	265	4463	409	2928	644
17	4453	261	4297	417	2977	687
18	3952	270	4003	415	2872	729
19	4535	259	4210	398	2996	742
20	4206	267	3882	428	2943	718
21	3896	329	4337	433	2967	761
22	4012	265	4507	416	2984	632
23	3872	283	4599	420	3136	784
24	4044	321	4133	410	2720	762
25	4558	280	3831	397	3157	694
26	4408	267	4367	418	2869	713
27	4121	281	4357	422	3047	687
28	4266	263	4396	414	2925	814
29	4352	375	4005	419	2907	658
30	4235	261	4447	415	2883	664
31	4622	288	3986	419	3049	676
32	4230	257	4175	385	2592	656

33	4577	278	4574	409	2693	652
34	4073	260	4533	436	2663	653
35	4444	270	3860	407	3333	714
36	4171	259	4270	411	2832	708
37	4194	263	4282	409	2396	639
38	4392	296	4325	419	3075	673
39	4697	278	4508	421	3005	694
40	4206	297	4261	425	3050	698
41	4377	290	4590	434	2893	599
42	4307	294	4217	414	2947	690
43	4482	294	4273	428	2815	740
44	4451	303	4569	419	2789	691
45	4198	282	4174	425	2483	657
46	4451	303	4238	430	2953	703
47	4623	278	4483	435	2602	719
48	4346	259	4527	406	2822	697
49	4404	259	4458	436	2550	706
50	4126	260	4370	428	2753	719
平均	4261	274	4224	418	2834	695
最小	3806	233	3239	385	2173	599
最大	4697	375	4599	440	3333	814
標準偏差 σ	219	23	290	11	220	44
変動係数	5.1%	8.4%	6.9%	2.6%	7.8%	6.3%
平均-3 σ	3604	-	3354	-	2174	-

表 2.2.3 FRP スtrandシートの種類と規格値

略号	HT600	MM600	HM600	HM900
連続繊維の種類	高強度型 炭素繊維	中弾性型 炭素繊維	高弾性型 炭素繊維	高弾性型 炭素繊維
連続繊維の密度 (g/cm ³)	1.8	1.82	2.1	2.1
繊維目付け量 (g/m ²)	600	600	600	900
厚さ (mm)	0.333	0.330	0.286	0.429
引張強度 (N/mm ²)	34000	2900	1900	1900
ヤング係数 (kN/mm ²)	245	390	640	640

2.2.3 FRP スtrandシートとコンクリートの付着特性

「連続繊維シートとコンクリートとの付着試験方法（案）」（JSCE-E543-2013）に準拠し、図 2.2.5 に示す供試体を用いて CFRP シートおよび CFRP スtrandシートとコンクリートの付着試験を行い、付着性状の比較を行った。コンクリートブロックは、側面にノッチを設ける一体型とし、ノッチの上下面に離型フィルムを挿入した。また、コンクリートと全ネジ鋼棒の付着割裂破壊を防止するために、らせん鉄筋を挿入した。シートの接着幅は 50mm とし、コンクリートブロックの端部まで貼付け、付着長は 280mm とした。コンクリートの圧縮強度は、材齢 75 日で 38.9N/mm^2 であった。载荷は、変位制御式の 100kN 万能試験機で行なった。CFRP シートおよび CFRP スtrandシート共に、表 2.2.4 に示す高強度型炭素繊維の繊維目付け量 600g/m^2 のものを使用し、各 3 体の供試体を製作した。CFRP シートはプライマーと不陸修正パテとしてペースト状エポキシ樹脂を塗布し含浸接着樹脂で接着するのに対し、CFRP スtrandシートはプライマーを塗布しペースト状のエポキシ樹脂で接着した。使用した樹脂材料の材料特性を表 2.2.5 に示す。ひずみゲージを離型フィルムの端部から 20mm ピッチでシート上に貼付してひずみ分布を計測した。

図 2.2.6 に CFRP スtrandシートと CFRP シートを接着した供試体の荷重 10, 20, 30kN およびピ

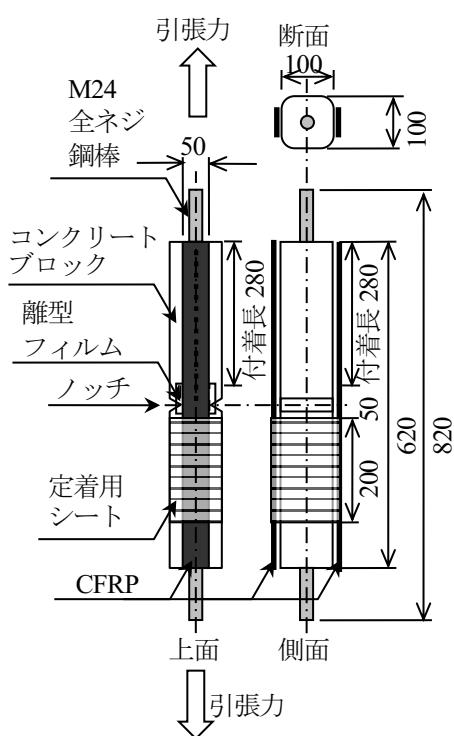


図 2.2.5 付着試験体

表 2.2.4 補強用 FRP の材料特性

供試体記号	S-1, S-2, S-3	SS-1, SS-2, SS-3
補強材の種類	高強度型 CFRP シート	高強度型 CFRP スtrandシート
繊維目付量 (g/m ²)	600	600
厚さ (mm)	0.333	0.333
引張強度 (N/mm ²)	4190	4160
ヤング係数 (kN/mm ²)	251	253

ーク荷重時における供試体軸方向のひずみ分布を示す。ここで、シートが2面に接着されているのでそれぞれA面、B面とし、荷重10kN時のA面とB面のひずみ分布を、それぞれA-10、B-10として示している。CFRPストランドシート、CFRPシートともにひずみがシートの軸方向に沿って変化する有効付着長は、概ね150mm程度であり、計測された最大ひずみはSS-2の1体を除いて $4000\sim 5000\times 10^{-6}$ であった。比較のため図2.2.7にはく離前の荷重30kN時の炭素繊維シートとCFRPストランドシートのひずみ分布をまとめて示した。接着樹脂の構成および補強用FRPの種類によってひずみ分布に顕著な差異は見られなかった。

すべての供試体が片側の試験面のみはく離して破壊した。最大荷重および界面はく離破壊エネルギーを表2.2.6に示す。界面はく離破壊エネルギー G_f (N/mm)は、JSCE-E 543に準じて式(2.2.2)を用いて算定した。

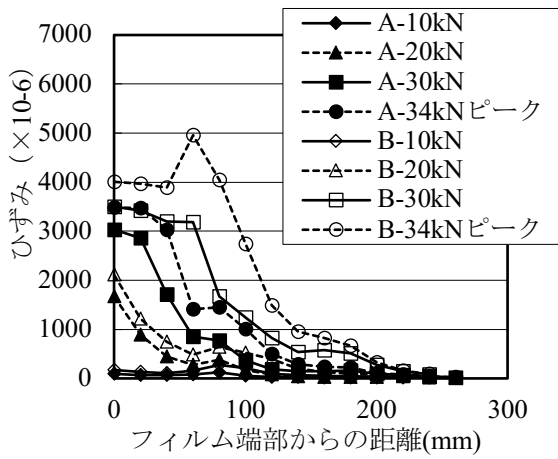
$$G_f = \frac{P_{max}^2}{8b^2 \cdot E_f \cdot t} \quad (2.2.2)$$

- ここに P_{max} : 最大荷重(N)
 E_f : シートのヤング係数(N/mm²)
 b : シートの幅(mm)
 t : シートの厚さ(mm)

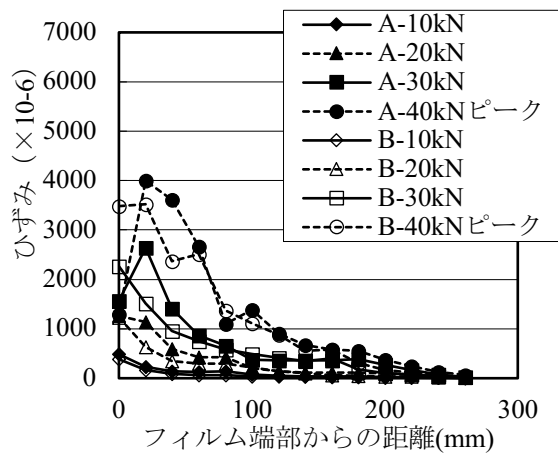
最大荷重の平均値を比較するとCFRPシートは37.0kN、CFRPストランドシートは39.1kNとストランドシートのほうが若干高くなっているものの両者に大きな差異は認められない。界面はく離破壊エネルギーもCFRPストランドシートの方が約10%高い結果となったが同様に両者に大きな差異はないと考えられる。

表 2.2.5 接着用樹脂材料の材料特性

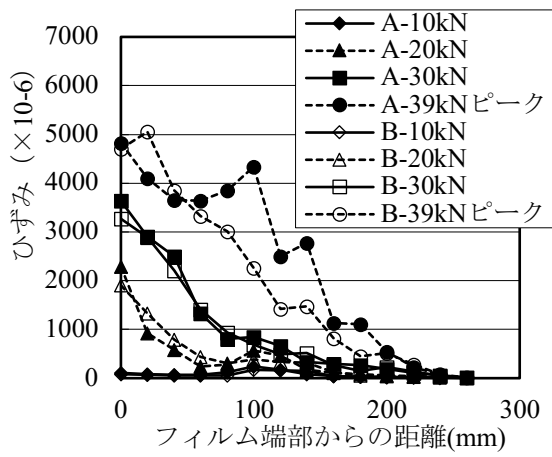
種類	試験項目	試験値 (N/mm ²)	試験方法
プライマー	コンクリート 接着強度	2.3 母材破壊	JSCE-E545
含浸接着樹脂	圧縮強度	97.6	JIS K 7181
	引張強度	63.7	JIS K 7161
	曲げ強度	103.3	JIS K 7171
	引張せん断強度	13.1	JIS K 6850
	圧縮弾性係数	2168	JIS K 7181
不陸修正材 兼 ストランドシ ート接着剤	圧縮強度	49.5	JIS K 7208
	引張せん断強度	14.1	JIS K 6850
	コンクリート 接着強度	2.5 母材破壊	JSCE-E545
	圧縮弾性係数	2,710	JIS K 7208



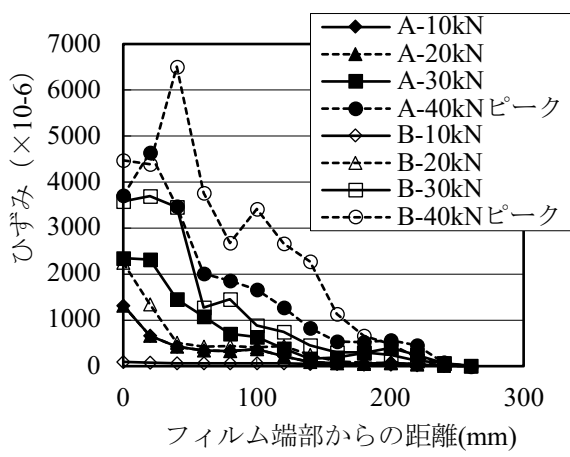
(a) S-1



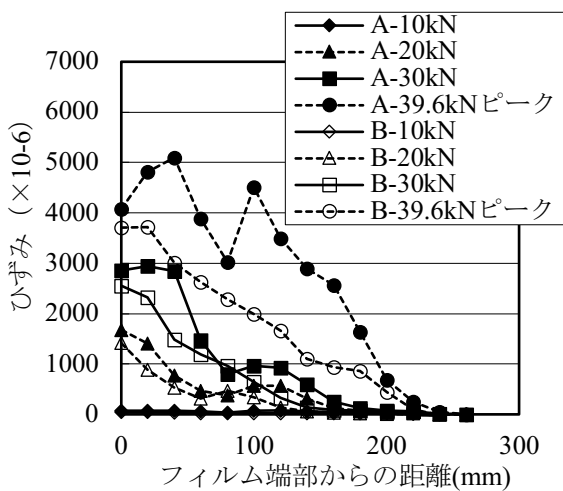
(d) SS-1



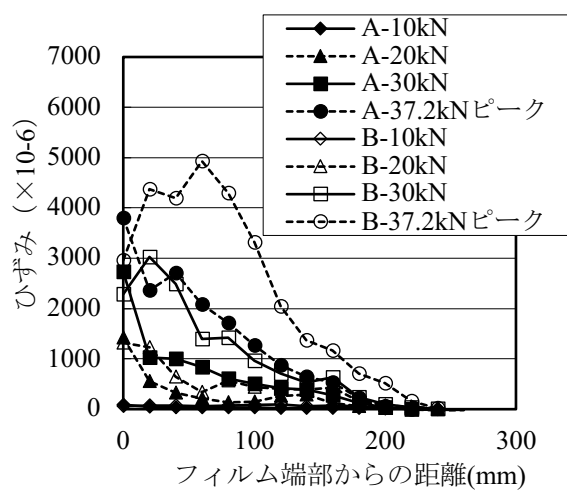
(b) S-2



(e) SS-2



(c) S-3



(f) SS-3

図 2.2.6 各供試体の軸方向のひずみ分布

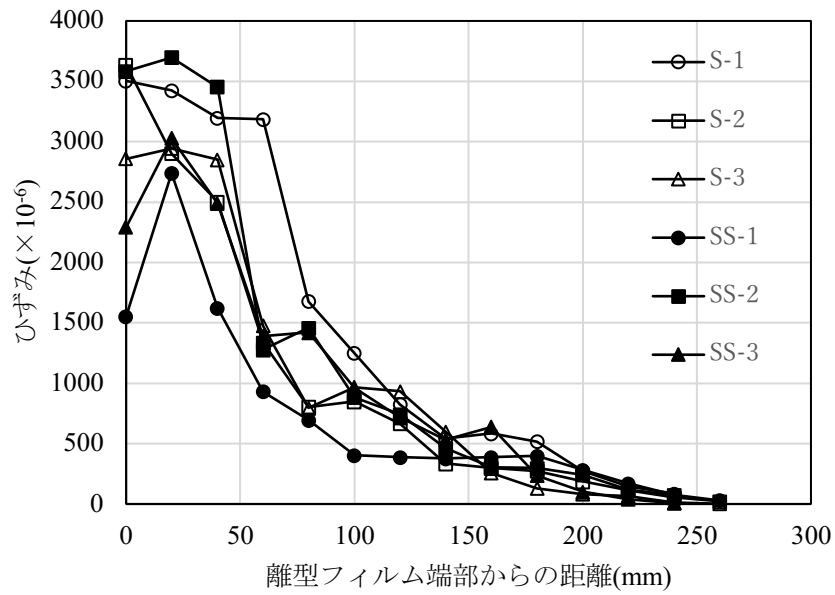


図2. 2. 7 CFRPのひずみ分布 (P=30kN)

表 2. 2. 6 付着試験の結果

シート種類	No.	P_{max}		G_f	
		試験値 (kN)	平均 (kN)	試験値 (N/mm)	平均 (N/mm)
CFRP シート	S-1	33.4	37.0	0.66	0.81
	S-2	38.4		0.88	
	S-3	39.0		0.90	
CFRP ストランド シート	SS-1	39.7	39.1	0.94	0.91
	SS-2	40.6		0.99	
	SS-3	36.9		0.81	

P_{max} : 最大荷重, G_f : 界面はく離破壊エネルギー

出雲ら²⁻⁸⁾は、CFRP シートおよびAFRP シートを用いた両引き付着試験を行い、CFRP シートに対して付着強さ（最大荷重）の算定法として、式(2.2.3)を提案している。

$$B_{cal} = (2.9f_c^{2/3} + 11.5) \cdot L_f \cdot E_f \cdot B_f \cdot t_f \cdot 10^{-6} \quad (2.2.3)$$

ただし B_f : $b_f \geq 80$ の時, $B_f = b_f$

$b_f < 80$ の時, $B_f = \beta(b_f) \cdot b_f$

$\beta(b_f) = 1.818 - 0.0102 \cdot b_f$

L_f : $l_f \geq L_e$ の時, $L_f = L_e$

ここに, B_{cal} : 付着試験の最大荷重(kN)

f_c : コンクリート強度(N/mm²)

L_f : 付着長さ(mm)

E_f : FRP シートのヤング係数(kN/mm²)

b_f : FRP シートの幅(mm)

t_f : FRP シートの厚さ(mm)

l_f : 貼付け長(mm)

L_e : 有効付着長 (mm)

また出雲らは、繊維目付け量 300g/m² (厚さ 0.167mm) までの高強度型 CFRP シートの付着試験結果から有効付着長 L_e を 100mm としている。 $L_e=100$ mm として付着強さを本実験で用いた CFRP シートおよび CFRP スtrandシートに対して式(2.2.3)から算定すると、それぞれ 24.7kN, 24.5kN と実験値より小さな値となった。吉澤ら²⁻⁹⁾により、FRP シートの引張剛性が高くなると、有効付着長が長くなることが報告されており、本実験で用いた CFRP シート、CFRP スtrandシートはともに繊維目付け量が 600g/m² (厚さ 0.333mm) と大きく断面剛性が高いため有効付着長が 100mm を超えていたと考えられ、実験のひずみ分布から有効付着長が 150mm 程度であったこと、JSCE-E 543 の解説には繊維目付け量 300g/mm² の CFRP シート 2 層の場合の有効付着長を 150mm としてよいとあり、本実験で用いた CFRP シートの繊維目付け量が 600g/mm² であることから、 $L_e=150$ mm として付着強さを算定すると、付着強さはそれぞれ 37.0kN と 36.7kN となり概ね実験値と一致した。

以上のことから CFRP スtrandシートも従来型の CFRP シートと同様の付着性状であると考えられる。

2.3 FRP スtrandシートによる鉄筋コンクリート部材の曲げ補強効果

2.3.1 実験概要

FRP スtrandシートによる曲げ補強効果に関する基礎的検討を行うために、土木構造物で一般的な引張鉄筋比が約1%で曲げ破壊先行型となるようにせん断補強筋を配置したRCはり供試体(図2.3.1)を準備し、補強用FRPとして表2.3.1に示す4種類のFRP スtrandシート、CFRP シートおよびCFRP プレートを用いてRCはり下面に接着補強して曲げ載荷試験を行った。RCはりは、早強ポルトランドセメントを用い、目標圧縮強度を40N/mm²として2体ずつ打設し、打設後約1週間で補強用FRPの接着補強を行い、さらに1週間以上養生した。曲げ載荷試験は、2点中央載荷とし破壊まで単調に加力した。なお本実験では、はり下面の支持点は、2点ともベースフレームに固定されたピン支持とした。

はり下面の長さ1500mmの範囲に200mm幅のFRP スtrandシートおよびCFRP シート、50mm幅のCFRP プレートを貼付けた。供試体の要因は、補強用FRPの種類、積層数、プライマーの有無、重ね継手の有無であり、供試体の一覧を表2.3.2に示す。各補強用FRPの貼付け層数は、1層または2層とした。重ね継手を設ける供試体は、はり中央の等曲げ区間で2枚のFRP スtrandシートを200mmの長さで重ねて接着し接続した。

FRP スtrandシートは、はり下面のコンクリート表面をディスクサンダーでケレンした後(プライマー有の場合はプライマーを塗布し、プライマー硬化後)にペースト状のエポキシ樹脂を塗布し、FRP スtrandシートを押し付けて接着した。FRP スtrandシートを2層接着する場合は、1層目の貼付け終了後、接着樹脂の硬化を待たずに直ちに2層目の接着樹脂を塗布してFRP スtrandシートを続けて貼付けた。CFRP シート補強は、ディスクサンダーによるケレン後、プライマーを塗布し硬化後、含浸接着樹脂の下塗り、CFRP シートの貼付け、含浸脱泡、含浸接着樹脂の上塗りの順で行った。CFRP プレート補強は、ディスクサンダーによるケレン後、CFRP プレートの貼付け範囲にプライマーを塗布し、プライマーの硬化後、CFRP プレートの接着面にパテ状接着剤を厚さ5mmに塗布しCFRP プレートをコンクリート表面に押し当てて接着した。載荷試験時の各供試体のコンクリートの圧縮強度を表2.3.2中に示す。補強に使用した接着用樹脂材料の特性を表2.3.3に、鉄筋の強度を表2.3.4に示す。補強用FRPおよび軸方向鉄筋には、はり中央から100mm間隔でひずみゲージを接着し、ひずみを計測した。

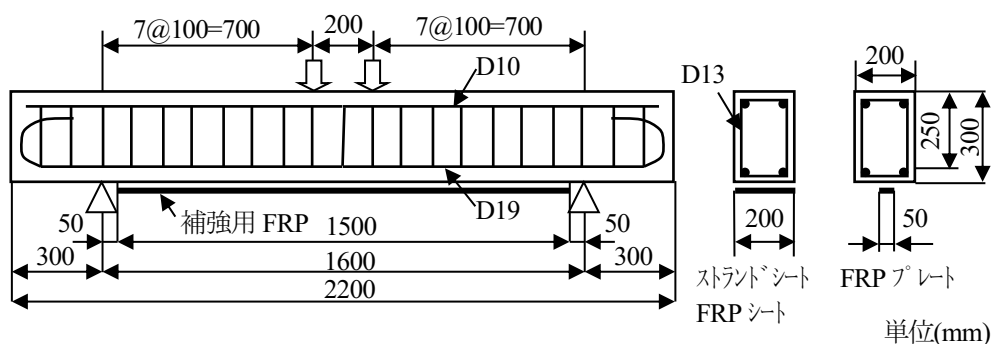


図 2.3.1 実験供試体

表 2.3.1 補強用 FRP の種類と材料特性

記号*1	HT	MA	MB	AK	CF	PL
連続繊維の種類	高強度型 炭素繊維	高弾性型 炭素繊維	高弾性型 炭素繊維	アラミド 繊維	高強度型 炭素繊維	高強度型 炭素繊維
補強用 FRP の種類	FRP ストランドシート				CFRP シート	CFRP プレート
繊維目付け量 (g/m ²)	610	596	854	773	600	-
厚さ (mm)	0.339	0.281	0.403	0.533	0.333	2.0
幅 (mm)	200	200	200	200	200	50
ヤング係数 (kN/mm ²)	253	676	683	121	251	170
引張強度 (N/mm ²)	4340	2520	2400	2750	4190	2707

*1 略称として補強用 FRP ごとに記号を付した

表 2.3.2 FRP 補強はり供試体一覧

供試体名	補強用 FRP	n_f (層)	プ ラ イ マ ー	継 手	E_f (kN/mm ²)	t_f (mm)	B_f (mm)	S_f (kN)	F_c (N/mm ²)
N	-	-	-	-	-	-	-	-	39.5
HT1PN	HT	1	有	無	253	0.339	200	17153	36.4
HT1NN	HT	1	無	無	253	0.339	200	17153	34.5
HT1PL	HT	1	有	有	253	0.339	200	17153	34.7
MA1NN	MA	1	無	無	676	0.281	200	37991	35.9
MB1NN	MB	1	無	無	683	0.403	200	55050	44.0
HT2NN	HT	2	無	無	253	0.339	200	34307	38.7
HT2NL	HT	2	無	有	253	0.339	200	34307	37.7
MA2NL	MA	2	無	有	676	0.281	200	75982	40.2
AK1NN	AK	1	無	無	121	0.533	200	12899	40.3
CF1PN	CF	1	有	無	251	0.333	200	16717	46.6
PL1PN	PL	1	有	無	170	2.0	50	17000	36.2

供試体名: HT 1 P N

HT (シート種類・表 2.3.1) 1 (積層数) P (プライマー有:P, 無し:N) N (継手無:N, 有:L)

n_f : 補強用 FRP の積層数, E_f : 補強用 FRP のヤング係数, t_f : 補強用 FRP の厚さ, B_f : 補強用 FRP の幅

S_f : 補強用 FRP の引張剛性($S_f = n_f \cdot t_f \cdot B_f \cdot E_f$), F_c : コンクリートの圧縮強度

表 2.3.3 接着用樹脂材料の材料特性

種類	試験項目	試験値 (N/mm ²)	試験方法
プライマー	コンクリート 接着強度	2.3 (母材破壊)	JSCE-E545
含浸接着樹脂	圧縮強度	97.6	JIS K 7181
	引張強度	63.7	JIS K 7161
	曲げ強度	103.3	JIS K 7171
	引張せん断強度	13.1	JIS K 6850
	圧縮弾性係数	2168	JIS K 7181
FRP ストランドシート用接着剤	圧縮強度	63.5	JIS K 7208
	引張せん断強度	24.9	JIS K 6850
	コンクリート 接着強度	2.5 (母材破壊)	JSCE-E545
	圧縮弾性係数	3380	JIS K 7208
FRP プレート用接着剤	圧縮強度	49.5	JIS K 7208
	引張せん断強度	14.1	JIS K 6850
	コンクリート 接着強度	2.5 (母材破壊)	JSCE-E545
	圧縮弾性係数	2710	JIS K 7208

表 2.3.4 鉄筋の強度(N/mm²)

D13 (SD345)	降伏強度	387
	引張強度	622
D19 (SD345)	降伏強度	396(383*)
	引張強度	570

*()内は CF1PN, PL1PN 供試体

2.3.2 実験結果と考察

(1) 荷重と変位の関係

各供試体の、最大荷重、破壊モード、軸方向鉄筋降伏荷重を表 2.3.5 に示す。無補強の N 供試体は、軸方向鉄筋降伏後に曲げ圧縮破壊した。補強用 FRP を接着した供試体は、補強材が破断した MAINN 供試体を除いて補強用 FRP がはく離した時点で荷重が無補の N 強供試体の降伏荷重程度まで急落し、その後、変形が大きくなり圧縮縁のコンクリートが破壊した。補強した供試体の最大荷重は、いずれも無補強供試体の最大荷重を上回った。図 2.3.2 に高強度型炭素繊維を用いた引張剛性がほぼ等しい 3 種類の補強用高強度型 CFRP、すなわち CFRP スtrandシート、CFRP シートおよび CFRP プレートを各 1 層接着補強した供試体の荷重と載荷点の変位関係を示す。CFRP プレートで補強した PL1PN 供試体は、CFRP スtrandシートおよび CFRP シートで補強した HT1PN 供試体や CF1PN 供試体より軸方向鉄筋降伏までの剛性が小さく、また他の供試体より低い荷重、小さい変位ではく離し、荷重が低下している。CFRP スtrandシート (HT1PN, HT1PL 供試体) および CFRP シート (CF1PN 供試体) で補強した供試体を比較すると、軸方向鉄筋の降伏までは、ほぼ同じ荷重-変位関係を示しているが、軸方向鉄筋が降伏した後のはりの曲げ剛性は、CFRP シートよりも CFRP スtrandシートの方が若干大きい。CFRP スtrandシートで補強し、プライマーありの HT1PN 供試体とプライマー無しの HT1NN 供試体は、ほぼ同様の荷重-変位関係を示しており、HT1NN 供試体の最大荷重および最大荷重時変位が HTPN 供試体より若干小さくなるものの、プライマーの有無による顕著な差異は認められない。継手ありの HT1PL 供試体の変位は、同じ荷重では継手無しの HT1PN および HT1NN 供試体より若干小さくはりの曲げ剛性が高くなる傾向にあるが、これは等曲げスパン内に重ね継手を設けているのでこの部分の CFRP の断面積が 2 倍あり曲率半径が小さくなっているためと考えられる。

図 2.3.3 には、補強材の引張剛性を変化させた供試体の荷重-変位関係を示した。ひび割れ発生後の荷重-変位関係の傾きは、補強材の引張剛性が高いほど大きく、はりの曲げ剛性が高くなっている。補強材の引張剛性の大きな MB1NN 供試体は、軸方向鉄筋の降伏前にかぶりコンクリートの破壊を伴って CFRP スtrandシートがはく離して荷重が低下した。

表 2.3.5 曲げ載荷試験結果の一覧

供試体名	P_{yex} (kN)	P_{yca} (kN)	P_{yex}/P_{yca}	P_{max} (kN)	破壊 モード
N	146.9	145.0	1.01	186.0	圧壊
HT1PN	195.6	179.5	1.09	282.4	はく離
HT1NN	194.5	179.5	1.08	278.5	はく離
HT1PL	195.5	179.5	1.09	286.4	はく離
MA1NN	234.7	221.4	1.06	278.5	破断
MB1NN	-	256.9	-	253.0	かぶり破壊
HT2NN	240.8	214.8	1.12	319.7	かぶり破壊
HT2NL	224.0	214.8	1.04	304.0	かぶり破壊
MA2NL	-	299.7	-	281.5	圧壊・はく離
AK1NN	184.8	170.9	1.08	273.6	はく離
CF1PN	155.4	172.9	0.90	255.0	はく離
PL1PN	159.3	173.5	0.92	234.4	はく離

P_{yex} :降伏荷重(実験), P_{yca} :降伏荷重(計算), P_{max} :最大荷重

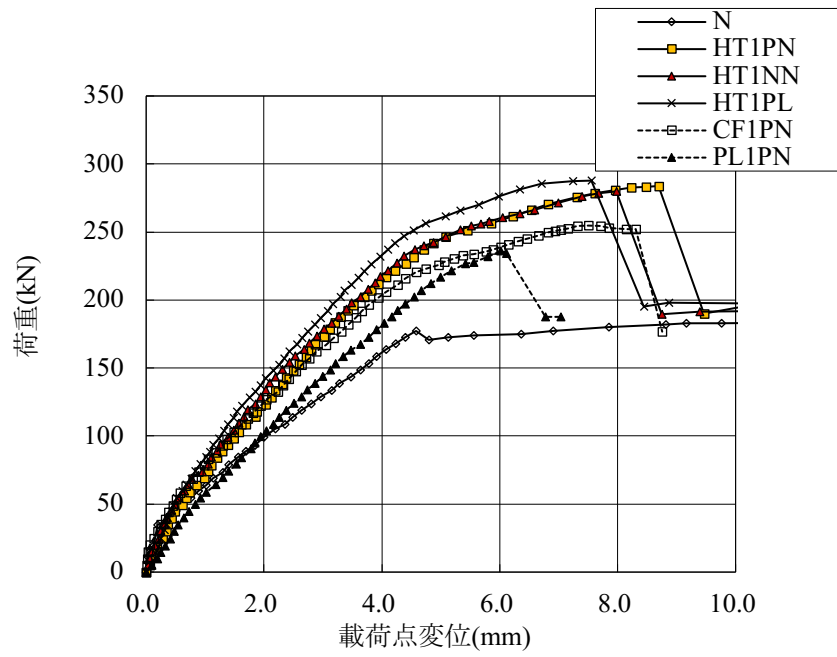


図 2.3.2 荷重-変位関係 (高強度型 CFRP 補強材 1 層)

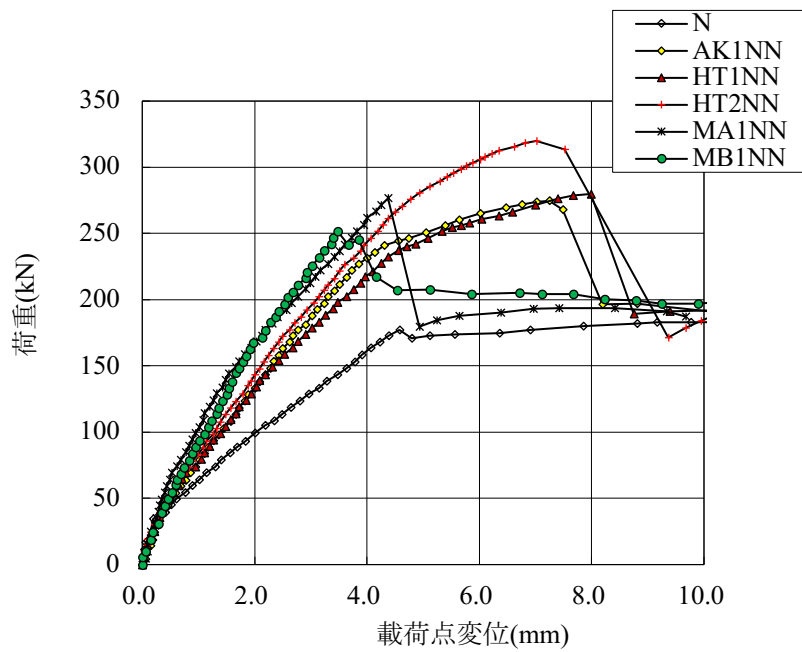


図 2.3.3 荷重-変位関係 (FRP スtrandシート の剛性変化)

(2) ひずみ分布

高強度型炭素繊維を用いた引張剛性がほぼ等しい3種類の補強用FRP、すなわちCFRPストランドシート、CFRPシートおよびCFRPプレートを各1層接着補強した供試体の荷重と軸方向鉄筋ひずみの変位関係を図2.3.4に、荷重と補強用FRPひずみの関係を図2.3.5に示す。引張剛性の異なるCFRPストランドシートで補強した供試体の荷重と軸方向鉄筋ひずみの関係を図2.3.6に、荷重と補強用FRPひずみの関係を図2.3.7に示す。ここで、補強用FRPひずみおよび軸方向鉄筋ひずみは、等曲げモーメント区間で最大ひずみを示したはり中央または載荷点下のひずみゲージの計測値を示した。

図2.3.4に示すように、引張剛性がほぼ等しいCFRPストランドシート、CFRPシートおよびCFRPプレートを1層接着補強した供試体の軸方向鉄筋ひずみは、ひび割れ発生後、降伏ひずみ 2000×10^{-6} まではほぼ線形に増加するが、荷重150kNで比較するとCFRPシートで補強したCF1PN供試体およびCFRPプレートで補強したPL1PN供試体のひずみは、CFRRストランドシートで補強したHT1PNおよびHT1NN供試体より若干大きな値となり、軸方向鉄筋降伏後の荷重200kNでは、CF1PN供試体、PL1PN供試体の軸方向鉄筋ひずみがHT1PNおよびHT1NN供試体より大きな値となっている。補強用FRPひずみについても同様の傾向が見られる(図2.3.5)。

図2.3.6、図2.3.7に示すように、異なる種類、積層数のCFRPストランドシートで補強した供試体の鉄筋ひずみは、いずれもひび割れ発生後、降伏まではほぼ線形に増加し、CFRPストランドシートの引張剛性の大きなものほど、同じ荷重での鉄筋ひずみおよびCFRPストランドシートのひずみが小さく、鉄筋応力が低減されている。

CFRPストランドシートのひずみ分布の一例として、図2.3.8にHT1NN供試体のはり軸方向のCFRPストランドシートのひずみ分布を示す。軸方向鉄筋降伏前(200kNまで)は、ひずみ分布はほぼ左右対称にシート端部から載荷点に向かって線形に増加している。CFRPストランドシートのはく離直前の最大荷重時(279.9kN)には、はり中央から両側300~400mmの範囲で大きなひずみを示し軸方向の変化が少なく、その両側で載荷点向かってひずみが急激に減少している。はり中央部では、付着破壊が進行し、その両側で付着応力を伝達していたと考えられる。

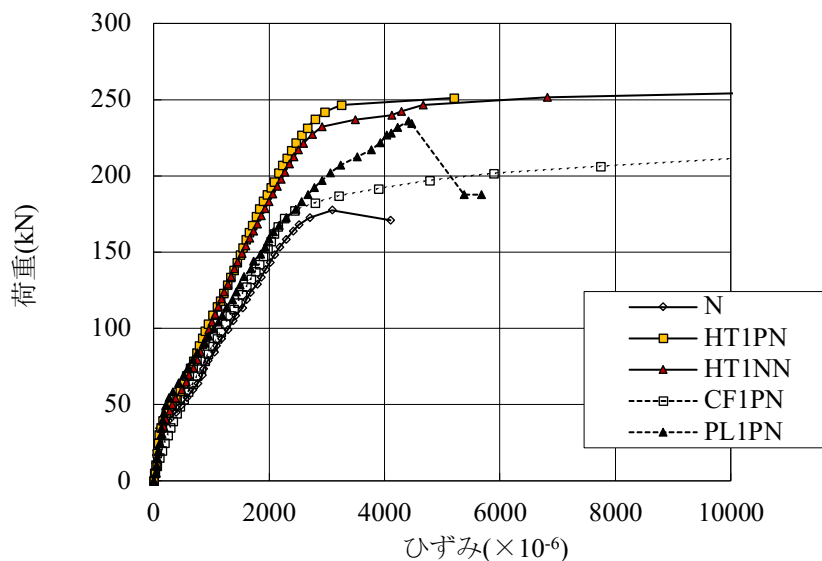


図 2.3.4 荷重-軸方向鉄筋ひずみの関係 (高強度型CFRP 1層)

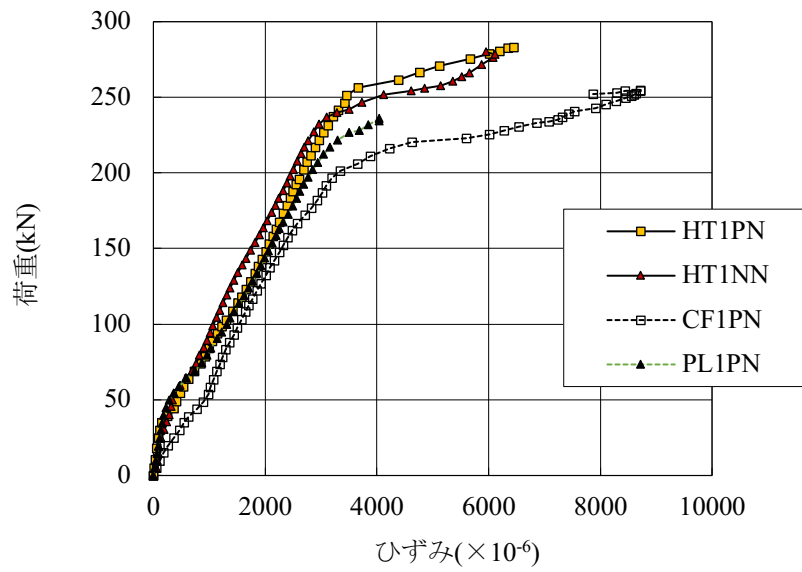


図 2.3.5 荷重-補強用FRP ひずみの関係 (高強度型CFRP 1層)

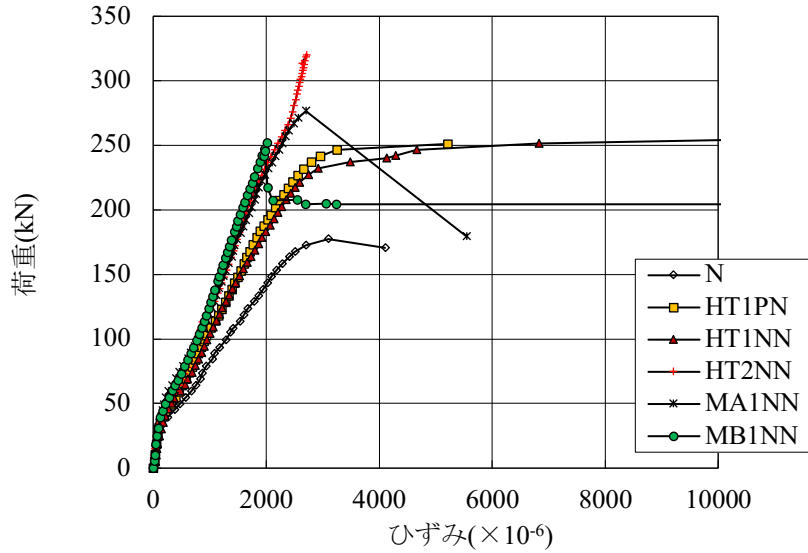


図 2.3.6 荷重-軸方向鉄筋ひずみの関係 (ストランドシート剛性変化)

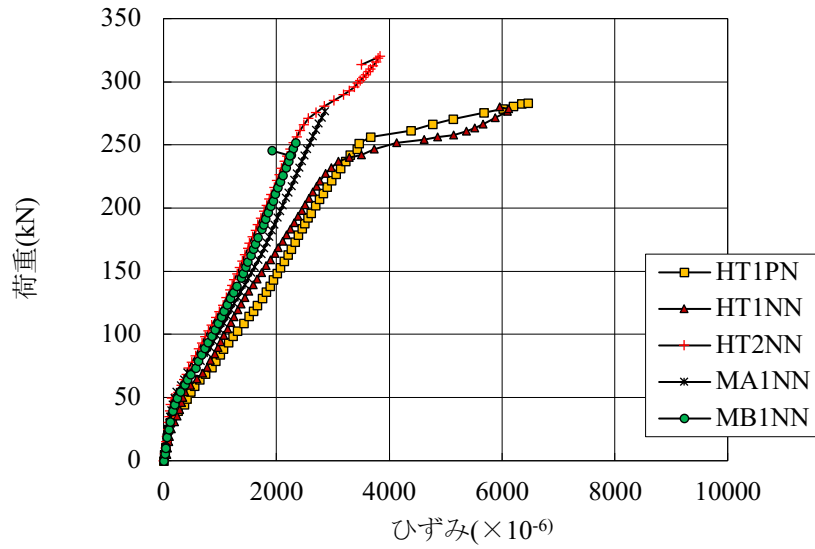


図 2.3.7 荷重-補強用FRP ひずみの関係 (ストランドシート剛性変化)

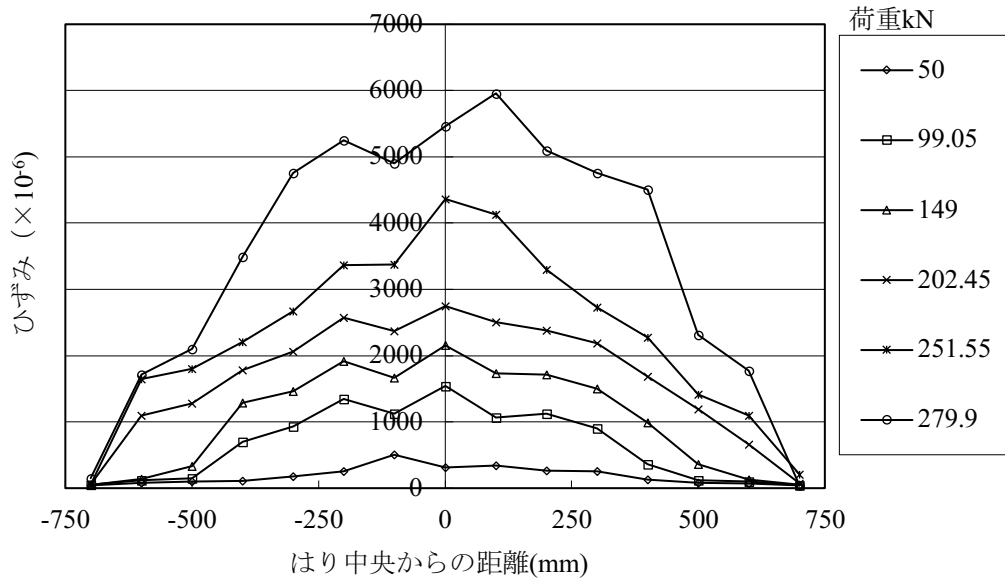


図 2.3.8 FRP ストランドシートのひずみ分布 (HT1NN)

図 2.3.9 は、HT1NN 供試体のはり中央断面の維ひずみの分布を示したものであるが、軸方向鉄筋の降伏前は、コンクリート、鉄筋、CFRP ストランドシートのひずみは、中立軸からの距離にほぼ比例して直線上に分布し、中立軸の位置も計算値にほぼ一致しており、FRP シート接着工法と同様に平面保持が成り立っていると考えられる。同様に図 2.3.10 に、CFRP プレートで補強した PL1PN 供試体のはり中央断面の維ひずみの分布を示すが、初期は概ね直線上に分布しているが、荷重 153.5kN では、CFRP プレートのひずみが平面保持から算定される値より小さくなり、降伏直後の 178.2kN 時には CFRP プレートのひずみが軸方向鉄筋ひずみより小さくなり明らかに平面保持が成り立っていない。従ってこの段階で部分的な付着破壊やすべりが生じていたものと考えられる。

降伏荷重の計算値と実験値を表 2.3.5 中に示す。ここで計算値は、平面保持を仮定して補強用 FRP の引張剛性を考慮してコンクリートの引張応力を無視して算定した値であり、実験値は、等曲げ区間の軸方向鉄筋ひずみの測定値が最初に降伏ひずみに達した荷重である。FRP ストランドシートで補強した供試体の降伏荷重の実験値と計算値の比は 1.01~1.12 の間にあり、実験値は計算値より若干大きくなったが良い一致を示している。CFRP シートで補強した CF1PN 供試体は 0.90、CFRP プレートで補強した PL1PN 供試体はそれぞれ 0.93 となり、実験値は計算値より若干小さくなった。

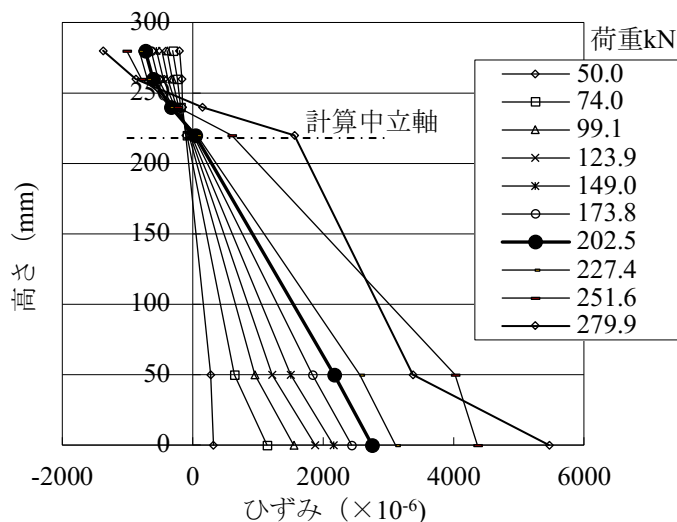


図 2.3.9 維ひずみの分布 (HT1NN)

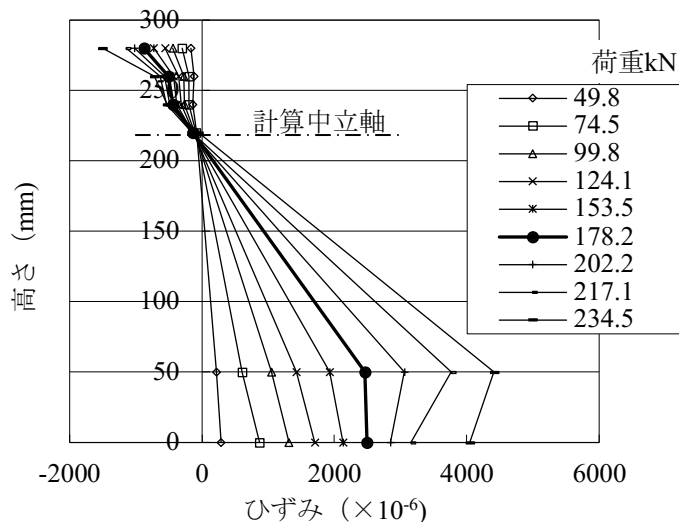


図 2.3.10 維ひずみの分布 (PL1PN)

(3) 破壊状況および破壊荷重

全供試体の最大荷重を表 2.3.5 中に、図 2.3.11 に供試体の破壊状況を示す。図 2.3.11 (b), (c) に示す繊維目付け量 600g/m^2 高強度型 CFRP スtrandシートで補強した HT1PN および HT1NN 供試体は、載荷点直下で軸方向鉄筋下のかぶりコンクリートがシートに付着した状態ではく離し、支持点側にはく離が進行した。図 2.3.11 (a) 示す無補強の N 供試体に比べてせん断スパンでのひび割れ間隔が短くなっている。等曲げ区間に重ね継手を設けて補強した HT1PL 供試体 (図 2.3.11 (d)) では、重ね継手の破壊は発生せず継手のない供試体と同様のはく離性状を示した。アラミド繊維 FRP (AFRP) スtrandシートで補強した AK1NN 供試体 (図 2.3.11 (e)) は、CFRP スtrandシートの場合に比べて薄くコンクリートが AFRP スtrandシートに付着した状態ではく離したが、図 2.3.11 (f) に示す同じ繊維目付け量 600g/m^2 の CFRP シートで補強した CF1PN 供試体は、コンクリート表層のモルタルが CFRP シートにごく薄く付着してはく離した。図 2.3.11 (g) に示す補強用 FRP の引張剛性がほぼ等しい CFRP プレートで補強した PL1PN 供試体は、CFRP プレート端部から接着剤と CFRP プレートの界面に沿ってはく離した。

繊維目付け量 600g/m^2 の CFRP スtrandシートで補強した HT1PN, HT1NN および HT1PL 供試体と補強用 FRP の引張剛性および引張耐力がほぼ等しい CFRP シートで補強した CF1PN 供試体および CFRP プレートで補強した PL1PN 供試体の最大荷重を比較する。CFRP スtrandシートで補強した HT1PN, HT1NN および HT1PL 供試体が約 280kN 、CFRP シートで補強した CF1PN 供試体が 255.0kN 、CFRP プレートで補強した PL1PN 供試体が 234.4kN であり、CFRP スtrandシートで補強した供試体の方が CFRP シートおよび CFRP プレートで補強した供試体に比べ最大荷重が大きくなった。この原因としては、表 2.2.6 に示したように付着試験では CFRP スtrandシートの方が、界面はく離破壊エネルギーが CFRP シートに比べて 10%程度大きかったこと、前述のように破壊状況がかぶりコンクリート内での破壊と表層モルタル内ではく離と異なることなどが考えられる。また、CFRP プレートで補強した PL1PN 供試体が最も低い荷重ではく離したが、これは CFRP スtrandシート、CFRP シートの接着幅が共に 200mm であるのに対して、CFRP プレートの接着幅が 50mm と狭く接着面積が小さいことが影響していると考えられる。AFRP スtrandシートで補強した AK1NN 供試体の最大荷重は 273.6kN であり、高強度型 CFRP スtrandシートで補強した HT1NN 供試体の 278.5kN とほぼ同じであった。HT1PN, HT1NN および HT1PL 供試体の 3 体を比較するとプライマーの有無、継手の有無にかかわらずほぼ同等の最大荷重を示した。プライマーの有無、継手の有無は、はりの曲げ耐力に大きな影響を及ぼさないと考えられる。高強度型 CFRP スtrandシートを 2 層積層した HT2NN 供試体が 319.7kN 、HT2NL 供試体が 304.0kN と 1 層補強より高い最大荷重を示したが、図 2.3.11 (j), (k) に示すようにせん断スパン内でかぶりコンクリートがシート端部から軸方向鉄筋に沿って破壊し、CFRP スtrandシートがはく離したため荷重増加は少なかった。

繊維目付け量 600g/m^2 の高弾性型 CFRP スtrandシート 1 層補強の MA1NN 供試体は、軸方向鉄筋降伏後、図 2.3.11 (h) に示すように載荷点直下で CFRP スtrandシートが破断した。CFRP スtrandシートが RC はりに完全合成されているとして平面保持を仮定してコンクリートの引張応力を無視してはりの曲げ耐力を試算すると、圧縮縁のコンクリートの圧壊前に CFRP スtrandシートが引張破断する補強材の引張破断モードとなり、FRP スtrandシートの引張強度から算定した CFRP 破断時のはりの曲げ耐力は 246.1kN であり、実験値 278.5kN ($278.5/246.1=1.13$) は、これを 1 割程度上回っていた。本実験では、両支点が固定された両端ピン支持となっており、はり下縁に支点から圧縮方向の軸力が作用したことが影響していると考えられる。

繊維目付け量が 854g/m^2 と多い高弾性型 CFRP スtrandシートで補強した MB1NN 供試体は、図 2.3.11 (i)に示すようにせん断スパンでかぶりコンクリートが軸方向鉄筋に沿って破壊したため最大荷重は 253.0kN と高強度型 CFRP スtrandシートで補強した場合よりも最大荷重は小さくなった。

繊維目付け量 600g/m^2 の高弾性型 CFRP スtrandシートを 2 層接着補強した MA2NL 供試体は、軸方向鉄筋の降伏前に荷重 281.5kN で、はり中央上縁でコンクリートの圧壊が発生した後、CFRP スtrandシートがはく離した (図 2.3.11 (l))。

今回の実験の範囲では、補強用 FRP の引張剛性が同等であれば CFRP スtrandシートの方が CFRP シートおよび CFRP プレートより最大荷重が高く、せん断スパンでのかぶりコンクリートの破壊やシートの破断が生じない場合は、FRP スtrandシートの引張剛性が高い方が最大荷重は高くなった。さらに FRP スtrandシートの引張剛性が高くなるとかぶり接着端部からのコンクリートの破壊が生じ最大荷重が低下する傾向にあった。



(a)N

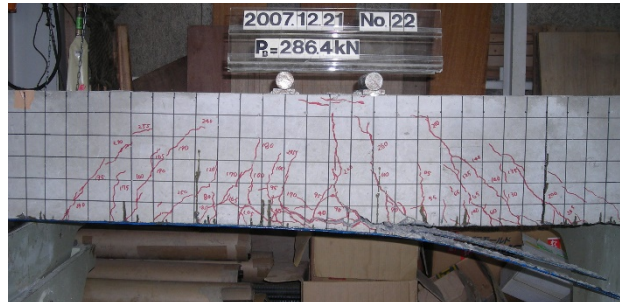


(b)HT1PN



(c)HT1NN

図 2.3.11 供試体の破壊状況



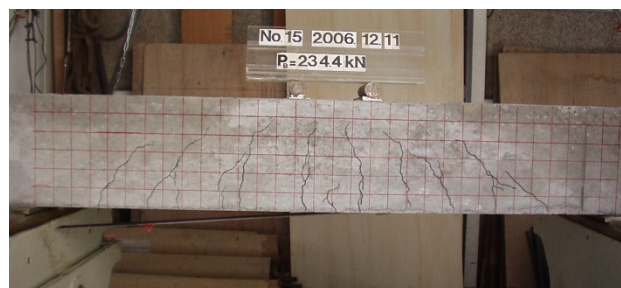
(d) HT1PL



(e) AK1NN



(f) CF1PN



(g) PL1PN

図 2.3.11 供試体の破壊状況 (続き)

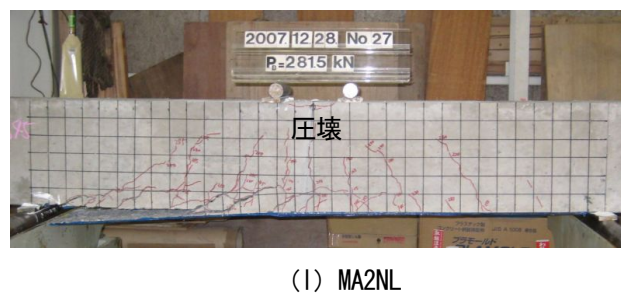
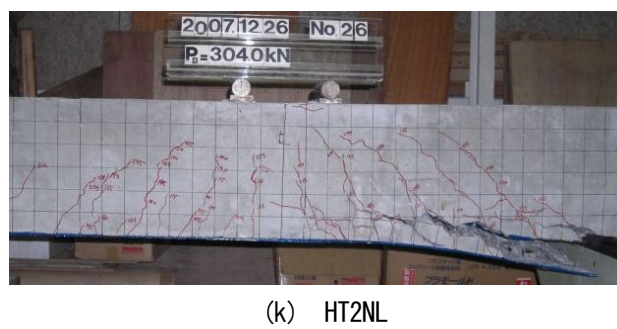
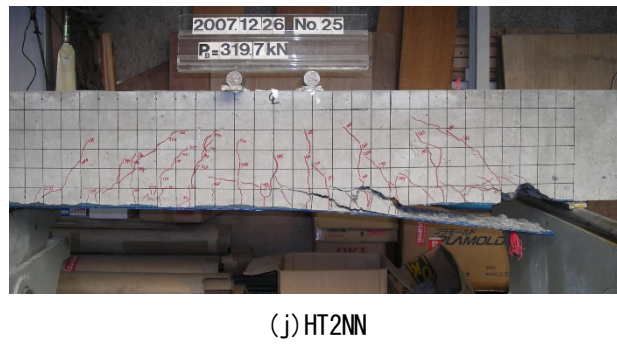
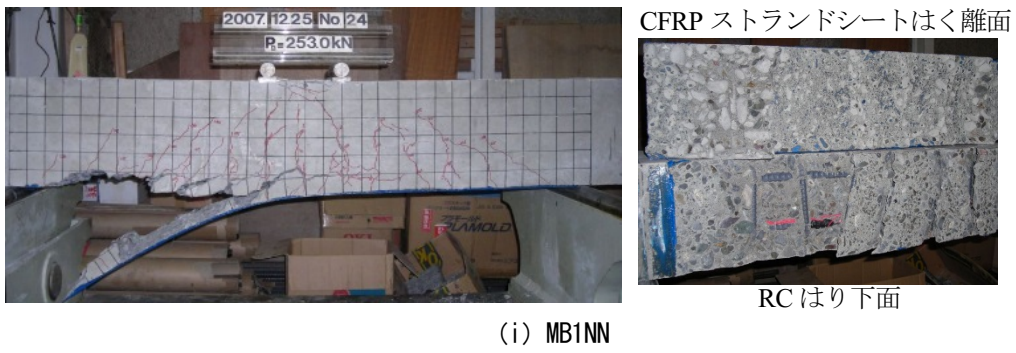
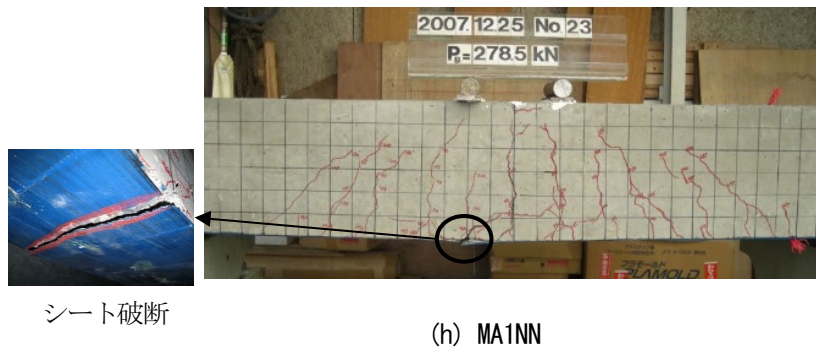


図 2.3.11 供試体の破壊状況 (続き)

(4) 破壊モードおよびはく離荷重の検討

曲げ試験の結果、CFRP スtrandシート の破断により終局に至った MAINN 供試体を除いて、補強用 FRP とコンクリートのはく離により終局に至ったが、はく離がコンクリートの表層で発生したものと、FRP スtrandシート の端部からかぶりコンクリートが軸方向鉄筋に沿って破壊するものがあった。高強度型 CFRP スtrandシート 1 層、AFRP スtrandシート 1 層、CFRP シート 1 層、CFRP プレート 1 層補強の場合は、はく離は、コンクリートの表層または CFRP プレートの界面で発生した。これらの供試体の補強用 FRP の引張剛性は、概ね 17,000kN であった。かぶりコンクリートの破壊が生じた供試体は、高弾性型 CFRP スtrandシート 1 層もしくは高強度型 CFRP スtrandシート 2 層で補強したもので、その補強用 FRP の引張剛性は、34,300～55,000kN であった。

土木学会の「FRP 接着による構造物の補修補強指針」²⁻¹⁰⁾では、曲げ補強したコンクリート棒部材の耐力の算定において補強用 FRP のはく離の判定基準として界面はく離破壊エネルギー G_f を用いて次式を示している。

$$\sigma_f = \sqrt{\frac{2G_f \cdot E_f}{n_f \cdot t_f}} \quad (2.3.1)$$

ここに、 σ_f : はく離の発生時の補強用 FRP の引張応力(N/mm²)

E_f : 補強用 FRP のヤング係数(N/mm²)

n_f : 補強用 FRP の積層数

t_f : 補強用 FRP の厚さ(mm)

はく離破壊した HT1PN と HT1NN 供試体は、それぞれ、282.4kN、278.5kN で破壊しているが、等曲げ区間で観測された CFRP スtrandシート のひずみの最大値は、それぞれ 6450×10^{-6} 、 6114×10^{-6} であった。この時の CFRP スtrandシート の引張応力は、それぞれ 1632 N/mm²、1547 N/mm² となる。式(2.3.1)で $G_f=1.6\text{N/mm}$ とすると $\sigma_f=1545\text{N/mm}^2$ と HT1NN 供試体のはく離時の CFRP スtrandシート の引張応力にはほぼ等しくなる。そこで表 2.3.6 に各供試体の等曲げ区間で計測された補強用 FRP のひずみ ϵ_{fmax} の最大値とこのひずみから算定した補強用 FRP の引張応力の最大値 σ_{fmax} および張力の最大値 F_{fmax} 、界面はく離破壊エネルギー $G_f=1.6\text{N/mm}$ として算定した各供試体の補強用 FRP のはく離発生時の引張応力の算定値 σ_{fpcal} 、その時の補強用 FRP の張力の算定値 F_{fpcal} を示した。等曲げ区間に重ね継手を設けた供試体については、ひずみの計測位置で補強用 FRP の断面積が一般部の 2 倍となっているため、断面積を 2 倍として張力の実験値 F_{fmax} を計算した。なお AK1NN 供試体は、ひずみ計測の不調により、ひずみが計測できなかった。高強度型 CFRP スtrandシート 1 層、高強度型 CFRP シート 1 層の供試体については、補強用 FRP のはく離時の張力の計測値と算定値が概ね等しくなっている。CFRP プレートで補強した PL1PN 供試体は、補強用 FRP の張力の実験値が計算値を上回ったが、実験値、計算値ともに CFRP スtrandシートおよび CFRP シートで補強した供試体より低くなった。CFRP プレートの接着幅が 50mm と CFRP スtrandシートおよび CFRP シートの接着幅 200mm に小さいことによると考えられる。

補強用 FRP の種類によらず、界面はく離破壊エネルギーが一定と仮定すると、補強用 FRP の引張剛性が高くなると式(2.3.1)から算定される補強用 FRP のはく離時の張力も高くなり、はりの曲げ耐力も増加することになる。高強度型 CFRP スtrandシート 2 層、高弾性型 CFRP スtrandシート 1 層または 2 層補強した供試体の曲げ耐力は、高強度型 CFRP スtrandシート 1 層で補強した供試体より高い曲げ耐力を示したが、表 2.3.6 に示すように CFRP スtrandシート の最大張力の実験値は、界面はく離エネルギーを用いて算定した値より小さくなった。これは、コンクリートの表層ではく離破壊が発生

表 2.3.6 はく離時の補強用 FRP の張力の実験値と算定値

供試体名	ε_{fmax} (10^{-6})	σ_{fmax} (N/mm ²)	G_f (N/mm)	σ_{fpcal} (N/mm ²)	F_{fmax} (kN)	F_{fpcal} (kN)	破壊 モード
HT1PN	6450	1632	1.6	1545	111	105	はく離
HT1NN	6114	1547		1545	105	105	はく離
HT1PL	2915	737		1545	100	105	はく離
MA1NN	2865	1937		2775	109	156	破断
MB1NN	2336	1595		2329	129	188	かぶり破壊
HT2NN	3830	969		1093	131	148	かぶり破壊
HT2NL	2017	510		1093	138	148	かぶり破壊
MA2NL	597	404		1962	91	221	圧壊・はく離
AK1NN	-	-		852	-	91	はく離
CF1PN	6226	1563		1553	104	103	はく離
PL1PN	4041	687		522	69	52	はく離

ε_{fmax} : 補強用 FRP のひずみ, σ_{fmax} : 補強用 FRP の引張応力の最大値, G_f : 界面はく離破壊エネルギー, σ_{fpcal} : 補強用 FRP のはく離発生時の引張応力の算定値, F_{fmax} : 補強用 FRP の張力の最大値, F_{fpcal} : 補強用 FRP の張力の算定値

する前に, CFRP スtrandシート の破断 (MA1NN 供試体), CFRP スtrandシート 端部からの かぶりコンクリートの破壊 (MB1NN, HT2NN および HT2NL 供試体), コンクリートの圧壊 (MA2NL 供試体) が発生したためである。

本実験の範囲では, FRP スtrandシート の引張剛性が高くなると, 接着補強された RC はりの曲げ耐力も増加するが, FRP スtrandシート 端部からの かぶりコンクリートの破壊が発生する可能性が示された。これは, 図 2.3.12 に示すように, FRP スtrandシート の引張剛性が高くなると曲げモーメントの小さい支点近くまで接着された FRP スtrandシート の端部まで接着用樹脂材料のせん断変形がおよび FRP スtrandシート 端部近くまで張力が伝達され, 端部の接着層に付着応力が集中し, 図 2.3.13 に示すように端部からコンクリートにひび割れが発生, 進展するためと考えられる。

CFRP スtrandシート 表面のひずみ分布より, CFRP スtrandシート のひずみゲージ位置での張力を算定し, 隣接するひずみゲージ間の付着応力を式(2.3.2)より算出した。

$$\tau_i = \frac{P_i - P_{i-1}}{x_i - x_{i-1}} \quad (2.3.2)$$

$$(i = 1, 2, 3 \dots)$$

$$P_i = E_f \cdot \varepsilon_i \cdot t_f \cdot n_f$$

ここで, τ_i : 区間 i の付着応力(N/mm²)

P_i : 端部から i 番目のひずみゲージの値より算出した CFRP の分担荷重(N)

x_i : 端部から i 番目のひずみゲージまでの距離(mm)

ε_i : 端部から i 番目のひずみゲージのひずみ

ここでは, CFRP スtrandシート 端部のひずみを 0 として, 端部から 50mm 位置から 100mm 間隔で設置したひずみゲージの測定値より, 各測定区間での付着応力を算定した。HT1PN と MB1NN 供試体について各測定区間での付着応力と荷重の関係を図 2.3.14 に示す。ここで位置 x は, はり中央を 0mm とし, CFRP スtrandシート 端部が 750mm とし, 付着応力の算定位置は各区間の中間点とした。図 2.3.14

(a) の高強度型 CFRP スtrandシート を 1 層接着した HT1PN 供試体では, はり中央側の $x=150$ mm, $x=450$ mm 位置での付着応力が 100kN 以下の低い荷重段階で増加しているのに対して, 最端部側の

$x=725\text{mm}$ 位置の付着応力は、終局時でも 0.25N/mm^2 と低い値となっている。図 2.3.14 (b) に示すように、かぶりコンクリートが破壊した MB1NN 供試体の付着応力について見ると、はり中央側の $x=250\text{mm}$ の付着応力が最初に増加し最大値となっているが、最端部の $x=725\text{mm}$ の付着応力は、これに次いで荷重 50kN から増加し始め、 200kN からは付着応力が急激に増加し終局時には付着応力が 1.70N/mm^2 まで達し、補強用 FRP 端部からかぶりコンクリートのはく離を伴って破壊した。

以上のように、FRP スtrandシート の引張剛性が高い場合は、補強材の端部でかぶりコンクリートの破壊が発生する可能性があること、その原因としては FRP スtrandシート 端部の付着応力が高くなることが考えられる。

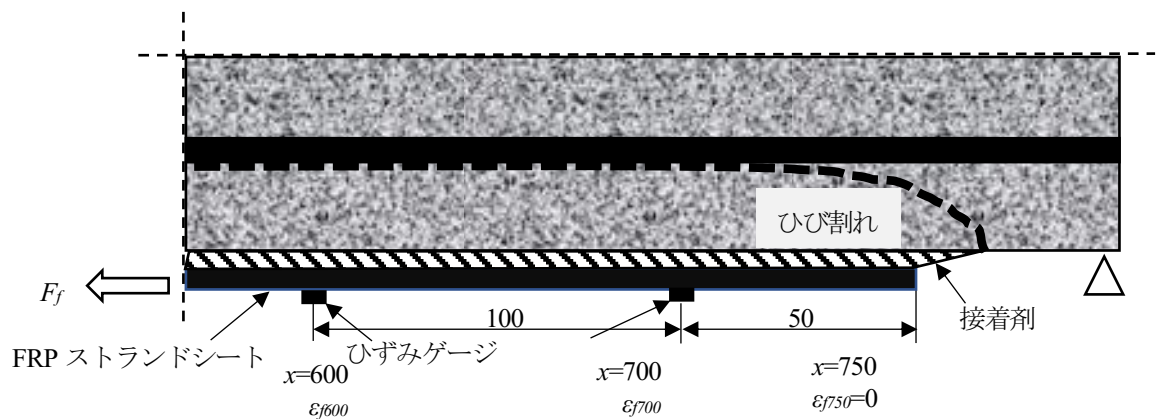
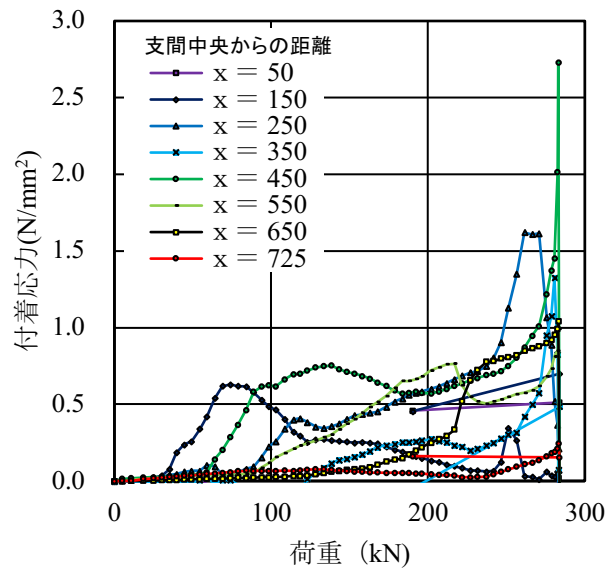


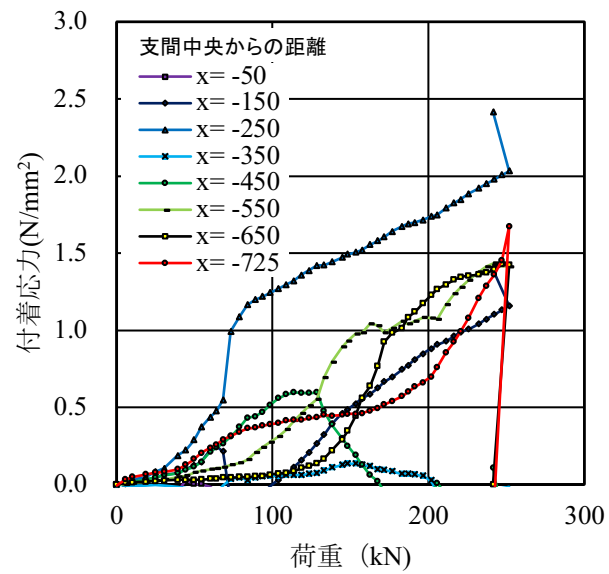
図 2.3.12 補強用 FRP 端部からのかぶりコンクリート破壊の概念図



図 2.3.13 FRP スtrandシート 端部のかぶりコンクリートの破壊状況



(a) HT1PN



(b) MB1NN

図 2.3.14 荷重とはり軸方向計測位置での付着応力の関係

2.4 まとめ

2章において、FRP スtrandシートによるコンクリート部材の曲げ補強に関する検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) FRP スtrandシートは、同種の連続繊維を用いた従来型の FRP シートと同等の引張強度、ヤング係数を発現した。
- (2) 付着試験では、FRP スtrandシートと FRP シートは、ほぼ同様の付着性状を示したが、界面はく離破壊エネルギーは、FRP スtrandシートの方が1割程度高くなった。
- (3) 曲げ破壊先行型の RC はりに FRP スtrandシートを接着して補強することにより、はりの曲げ剛性と曲げ耐力が増加した。
- (4) FRP スtrandシートで補強した RC はりのひずみ分布は、シートが既設コンクリートに完全合成されていると仮定した平面保持が成り立つと考えられ、降伏荷重の計算値と実験値は良い一致をみた。
- (5) 高強度型炭素繊維で補強量が同じであれば、CFRP シートおよび CFRP プレートに比べて CFRP スtrandシートの方が最大荷重は大きくなった。CFRP プレートで補強したはりの曲げ耐力は、CFRP プレートの接着面積が小さいため、ほぼ引張剛性が等しい CFRP シートおよび CFRP スtrandシートをはり下面の全幅に接着した場合に比べて、小さな最大荷重で CFRP プレートがはく離し、供試体の曲げ耐力は小さくなった。
- (6) コンクリートの圧壊、かぶりコンクリートのはく離や FRP スtrandシートの破断が生じない範囲では、FRP スtrandシートの引張剛性が高くなると、はく離荷重も増加する傾向にあった。
- (7) FRP スtrandシートおよび CFRP シートで補強した供試体のうち、曲げひび割れ部からはく離が発生した供試体のはく離発生時の補強用 FRP の引張応力から算定した界面はく離破壊エネルギーは、 1.6N/mm と付着試験の実験値 1.0N/mm より大きな値となった。高強度型 CFRP スtrandシート1層よりも引張剛性が大きな CFRP スtrandシートで補強した供試体のはく離発生時の CFRP スtrandシートの引張応力を、界面はく離破壊エネルギーを 1.6N/mm として算定すると、高強度型 CFRP スtrandシート1層に比べて算定値は大きくなるが、CFRP スtrandシートの破断、コンクリートの圧壊および CFRP スtrandシート端部からのかぶりコンクリートの破壊が発生したため、はく離発生時の CFRP スtrandシートの引張応力は、算定値より小さくなった。
- (8) CFRP スtrandシート端部からのかぶりのコンクリートの破壊が発生しなかった供試体の CFRP スtrandシート端部の付着応力の測定値の最大値は、 0.5N/mm^2 以下であったが、かぶりコンクリートの破壊が発生した供試体の CFRP スtrandシート端部の付着応力は荷重の低い段階から増加し、かぶり破壊の発生時には 1.5N/mm^2 を超える大きな付着応力が発生していた。CFRP スtrandシートの引張剛性が高い場合は、補強材の端部でかぶりコンクリートの破壊が発生する可能性があること、CFRP スtrandシート端部の付着応力が高くなることが原因の一つとして考えられる。
- (9) FRP スtrandシートを接着補強した RC はりの曲げ耐荷性状は、FRP スtrandシート端部からのかぶりコンクリートの破壊が発生しない範囲では、従来の FRP シートと同等であり、FRP スtrandシートのはく離判定として界面はく離破壊エネルギーを用いる FRP シートの補強設計法が適用可能と考えられる。

【2章の参考文献】

- 2-1) 鹿毛忠継, 榊田佳寛: RC はりの CFRP シートによる曲げ補強効果に及ぼす浮きの影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.1, pp.425-430, 1998
- 2-2) 宇佐美惣, 長田光司, 井ヶ瀬良則, 斉藤誠: 炭素繊維巻立て工法の施工時の欠陥が耐久性に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.2, pp.1225-1230, 1999
- 2-3) 西浩嗣, 矢嶋尚彦, 長田光司: 炭素繊維巻立て工法による高橋脚の耐震補強—東名高速道路・酒匂川橋, 基礎工, Vol.27, No.4, pp.27-31, 1999.4
- 2-4) Rizkalla, S. and Hassan, T. “Various FRP strengthening techniques for retrofitting concrete structures” Peocceedings of the international conference on FRP composites in civil engineering, FRP composite in Civil Engineering, Vol. 2, pp.1033-1040, 2001.12.
- 2-5) 久部修弘, 諸橋克敏, 大塚浩司: 高弾性 CFRP プレートの継ぎ手性能と RC はりにおける曲げ補強効果及び疲労耐久性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.29, No.1, pp.471-476, 2007
- 2-6) 特許公報: 構造物の補強工法, 特許第 5214864 号, 2006.9.5 出願
- 2-7) 特許公報: 強化繊維シートおよびその製造方法, 特許 5254930 号, 2009.10.27 出願
- 2-8) 出雲 健司, 佐伯 昇, 大沼 博志: 連続繊維シートとコンクリートの付着強さの算定, 土木学会論文集, No.641/V-46, pp.167-178, 2000.2
- 2-9) 吉澤弘之, 呉智深, 袁鴻, 金久保利之: 連続繊維シートとコンクリートの付着挙動に関する検討, 土木学会論文集, No.662/V-49, pp.105-119, 2000.11
- 2-10) FRP 接着による構造物の補修・補強指針 (案), 土木学会, 複合構造シリーズ 09, 2018.7

3章 高伸度弾性樹脂を用いた鉄筋コンクリート部材のFRP 接着補強

3.1 はじめに

FRP シート接着により補強された RC 部材の曲げ耐力は、FRP シートのはく離に支配されることが多い。そのため、FRP シートによる補強効果を向上させるためには、はく離耐力を向上させることが課題であり、1章で述べたように、ウォータージェットなど下地処理法の改善³⁻¹⁾、はり軸方向のFRP シートの外周にU字型にFRP シートを軸直角方向に巻きたてる方法や³⁻²⁾、端部にFRP シートを増し貼りする方法³⁻³⁾などが検討されている。また、CFRP シートの端部にCFRP プレート、CFRP ロッドや扇上CF アンカーを定着具として設置する方法が検討されている³⁻⁴⁾。

また、材料面から付着特性の改善を図る方法として前田ら³⁻⁵⁾は、緩衝材を介してFRP シート接着する方法を提案している。前田らは、ヤング係数が 1N/mm^2 、引張強度が 1.7N/mm^2 とヤング係数が一般のエポキシ樹脂の数千分の一と極端に低く、破断伸びの大きな柔軟型エポキシ樹脂を緩衝材として使用している。佐藤ら³⁻⁶⁾は、この緩衝材を介してCFRP シートを接着して補強したRC はりの曲げ載荷試験の結果、緩衝材のない場合に比べてかぶりコンクリートのはく離が発生しない場合は、はく離の発生荷重が大幅に増加すること、緩衝材を用いない通常のCFRP シート接着補強に比べてはりの初期剛性が小さくなることを報告している。三井ら³⁻⁷⁾によれば、この工法で使用されている柔軟型のエポキシ樹脂は、ガラス転移温度が 5°C 程度あり、これより温度が低くなると樹脂の弾性係数が高くなり柔軟性が失われることも懸念される。

そこで筆者ら³⁻⁸⁾は、 -20°C 近い低温域でも柔軟性が失われることなくヤング係数が 60N/mm^2 以上と柔軟型エポキシ樹脂に比べて高く、また破断伸びが 400% 以上と大きな高伸度弾性樹脂を緩衝材として用いるRC 部材のFRP 接着補強法を考案した。本工法の積層構成を図3.1.1に示す。コンクリート表面をディスクサンダーで下地処理した後、ウレタン樹脂プライマーを塗布し、ウレタン樹脂プライマーが乾燥した後、2液混合常温硬化型のパテ状のポリウレア樹脂を塗布し(標準塗布量 1.0kg/m^2)、ポリウレア樹脂が硬化した後にFRP スtrandシート用エポキシ樹脂接着剤を塗布してFRP スtrandシートを接着する。

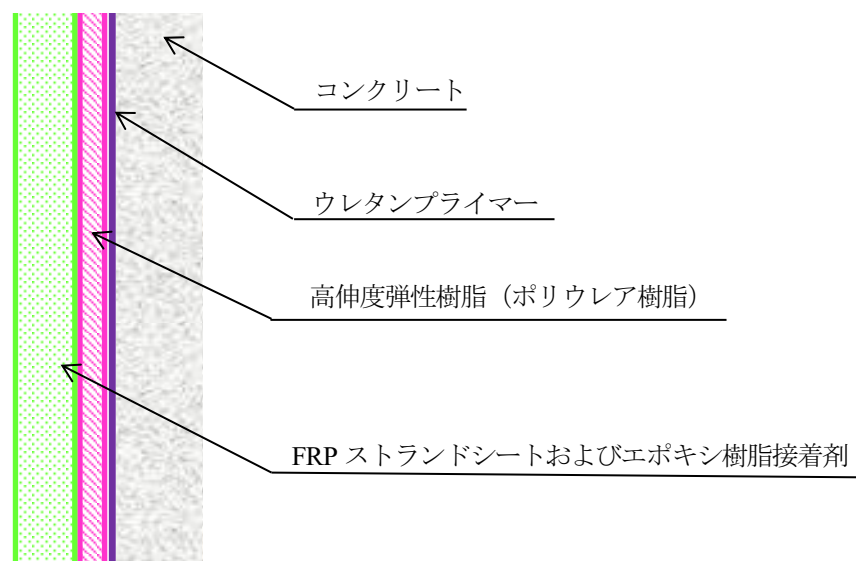


図 3.1.1 高伸度弾性樹脂を用いた FRP 接着工法の積層構成

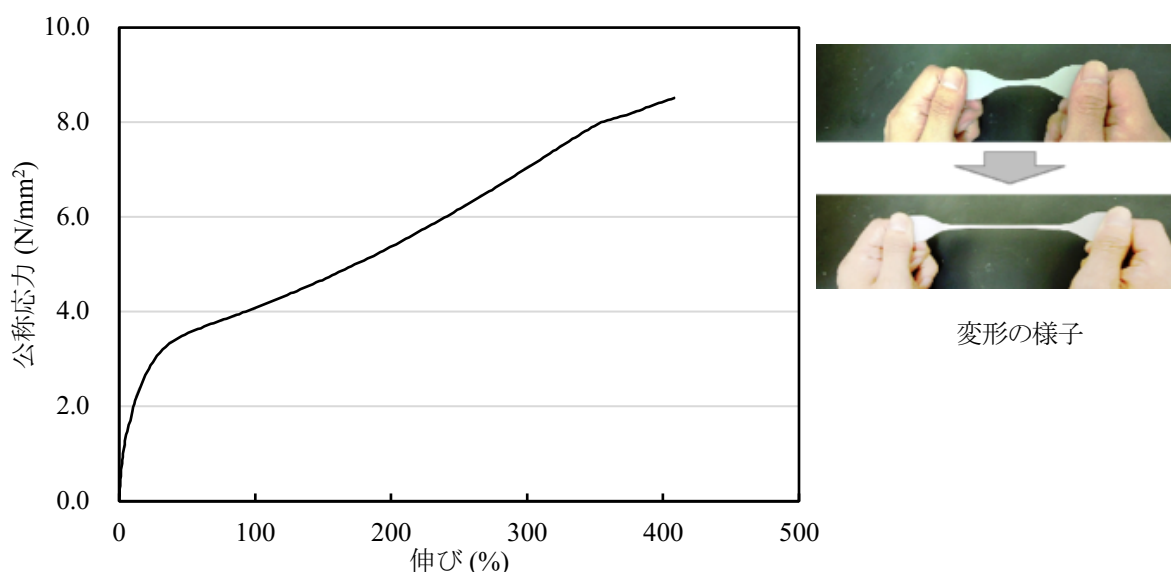


図 3.1.2 ポリウレア樹脂の引張試験結果の例

本工法で用いている高伸度弾性樹脂は、本工法専用開発したポリウレア樹脂であり、以下のような特徴がある。

- 弾性係数が $60\sim 100\text{N/mm}^2$ 程度と一般的なエポキシ樹脂の $2000\sim 5000\text{N/mm}^2$ 程度に比べて小さい。破断伸びが図 3.1.2 に示すように 400% 以上と、一般的なエポキシ樹脂の数%に比べて大きく、ひび割れを跨ぐ位置でも破断することなく、ひび割れの開閉に追従できる。このためコンクリートのひび割れ位置での補強用 FRP とコンクリート間の付着応力の集中を軽減することができる。
- ガラス転移温度が -20°C 以下であり、冬季でもゴム状の柔軟性を有する。
- 2 液常温硬化型の樹脂であり現場での作業時間を 30 分以上確保できる。
- 高粘度のパテ状の樹脂であり、壁面や天井面に対しても標準塗布量 1kg/m^2 を 1 回の施工で厚付けできる。
- コンクリートとポリウレア樹脂の付着を確保するためにウレタン樹脂プライマーを用いる。
- 硬化したポリウレア樹脂の上に、補強用 FRP 接着用のエポキシ樹脂を塗布することでポリウレア樹脂と補強用 FRP の一体化を確保できる。

ここで用いている、ポリウレア樹脂とは、主剤成分であるイソシアネートプレポリマー（末端に反応基として NCO 基を持つ）ウレタン樹脂成分と、硬化剤成分である（末端に反応基としてアミノ基を持つ）芳香族ポリアミンの 2 液型材料を混合することで得られるゴム状の樹脂材料である。主剤と硬化剤の反応式を式(3.1.1)に示す。



主剤成分の R-NCO の「R」の部分はすでに反応済のポリマー成分であり、硬化剤成分の R'-NH₂ の「R'」部分も同様に反応済ポリマー成分である。このポリウレア樹脂は、これらのポリマー成分の変更により硬化後の樹脂硬度や、伸び、弾性率などを適宜変更することが可能で、無機充填材や着色剤、揺変剤などを硬化剤に混合しパテ状となるように調整されている。そして、本研究に用いるポリウレア樹脂パテ材は、多く下水道施設の防食用途などに用いられている 2~3 秒で硬化するスプレー・瞬結型ポリウレア

樹脂と異なり、主剤・硬化剤成分の R および R'部分を改良し、特殊なスプレー機械などを必要とせず、攪拌機での混合や左官ゴテでの施工が可能な樹脂組成としている。また、スプレー・瞬結型ポリウレア樹脂に比べて硬化速度が緩やかであるため、ポリウレア樹脂層の初期硬化後に、ポリウレア層内に残存する未反応硬化剤成分 (R'-NH₂) が、ポリウレア樹脂層上に塗布されるエポキシ樹脂接着剤の主剤成分 (ビスフェノール型エポキシ樹脂) とも化学結合が可能であり、この強固な化学結合を有することから、高い接着性能を発揮させることが可能となる。

この章では、ポリウレア樹脂を介して CFRP スtrandシートを接着したコンクリート供試体の付着試験と数値解析およびはり曲げ試験を行い、その補強効果を検証した。

3.2 高伸度弾性樹脂を用いて接着した CFRP スtrandシートとコンクリートの付着特性

3.2.1 概要および試験方法

高伸度弾性樹脂としてポリウレア樹脂を用いて接着した CFRP スtrandシートとコンクリートの付着特性を評価するために 2 種類の付着試験を行った。試験に使用した CFRP スtrandシートおよび接着用樹脂材料の材料特性をそれぞれ表 3.2.1 および表 3.2.2 に示す。まず、2.2.3 で行った付着試験と同様に「連続繊維シートとコンクリートとの付着試験方法 (案)」(JSCE-E543-2013) に準拠し、図 3.2.1 に示す両引き型の供試体を用いてポリウレア樹脂を用いて CFRP スtrandシートを接着したコンクリートの供試体 (Type-A 供試体) を用いた付着試験 (以下、二面接着両引付着試験) を行った。コンクリートブロックは、側面にノッチを設ける一体型とし、コンクリートと全ネジ鋼棒の付着割裂破壊を防止するために、らせん鉄筋を挿入した。コンクリートは、目標圧縮強度 20N/mm^2 の普通ポルトランドセメントコンクリートを使用し、材令 75 日の圧縮強度は、 38.9N/mm^2 であった。ポリウレア樹脂を用いた供試体では、ノッチの両面に離型フィルムを挿入し非接着部を設けた上で、ウレタン樹脂プライマーの塗布 (0.2kg/m^2)、ポリウレア樹脂の塗布 (1.0kg/m^2)、エポキシ樹脂接着剤の塗布 (3.0kg/m^2)、CFRP スtrandシートの接着の順で供試体を製作した。ポリウレア樹脂を用いていない供試体では、ディスクサンダーによる下地処理後、エポキシ樹脂接着剤の塗布 (3.0kg/m^2)、CFRP スtrandシートの接着の順で供試体を製作した。いずれの供試体も定着側のブロックで CFRP スtrandシートをはく離させないように CFRP スtrandシートを接着した外周に周方向に高強度型 CFRP シート 1 層を巻き付けて接着した。供試体の製作後、室温で 1 週間以上養生した。

表 3.2.1 CFRP スtrandシート の材料特性

繊維目付量(g/m^2)	厚さ(mm)	引張強度(N/mm^2)	ヤング係数(N/mm^2)
600	0.333	4520	259

表 3.2.2 接着用樹脂材料の材料特性

種類	材質	引張強度 (N/mm^2)	圧縮強度 (N/mm^2)	圧縮弾性率 (N/mm^2)
高伸度弾性樹脂	ポリウレア樹脂	7	44	66
接着剤	エポキシ樹脂	35	74	2805

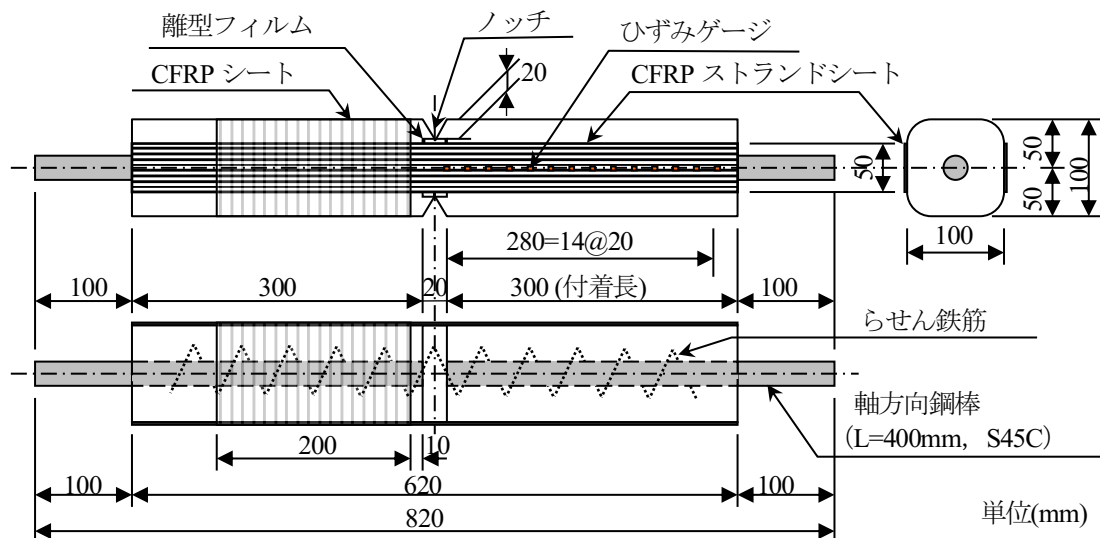


図 3.2.1 付着試験体 (Type-A)

コンクリートブロックのノッチ側の離型フィルム端部（以下、接着端部）から 20mm 間隔でひずみゲージを CFRP スtrandシート上に取付け、ひずみを計測した。100kN 万能試験機を用いて供試体の両端の鋼棒を把持し、CFRP スtrandシートのはく離が発生するまで単調載荷した。その結果、ポリウレア樹脂を用いた場合、有効付着長が供試体の接着側コンクリートブロックの全長 300mm より長く、供試体の端部まで CFRP スtrandシートの引張力が伝達されること、付着強度が高いことかららせん鉄筋を挿入しているにもかかわらず、鋼棒の周りからコンクリートの割裂破壊が生じ付着特性が十分に評価できないことが分かった。

そのため、供試体コンクリートに引張力を負荷する鋼棒を用いずにベースフレームにコンクリート供試体を固定し、接着長を長くして片面に接着した CFRP スtrandシートに引張力を付加する片引き型の付着試験（以下、一面接着片引付着試験）を検討した。図 3.2.2 に示すコンクリート平版（高さ 600mm×幅 300mm×厚さ 60mm）を用いた付着試体（Type-B 供試体）を用いて片引き法による付着試験法の検証を行うとともに、ポリウレア樹脂の塗布量を変化させて塗布量が付着強度に及ぼす影響について評価した。供試体の要因は、ポリウレア樹脂の有無およびポリウレア樹脂の塗布量(1.0,2.0,3.0kg/mm²)とした。目標圧縮強度 20N/mm² の普通ポルトランドセメントコンクリートを使用し、試験開始時（材令 35 日）の圧縮強度は、35.1N/mm² であった。表 3.2.3 に供試体の一覧を示す。

Type-A 供試体と同様の手順で幅 25mm 長さ 780mm の CFRP スtrandシートを付着長 520mm として接着し、コンクリートに接着されていない側の CFRP スtrandシート端部の両面にアラミド繊維 FRP タブを接着した。荷重側端部にタブを接着した CFRP スtrandシートを試験機のチャックで直接把持する必要があり、使用した試験機のチャックの最大幅が 25mm であったので、CFRP スtrandシートの幅を 25mm とした。CFRP スtrandシートの接着手順は、ポリウレア樹脂の塗布量を除いて Type-A 供試体と同様である。接着端部から 40mm 間隔でひずみゲージを接着しひずみを計測した。CFRP スtrandシートの下端側にクリップゲージを設置し、シート端部のすべりを計測した。図 3.2.3 に示すように供試体のコンクリート平版を、鋼製治具を用いて 100kN 万能試験機の下側クロスヘッドに固定し、CFRP スtrandシート端部のタブを把持してはく離発生まで単調載荷した。その際、偏心荷重が作用しないように荷重軸と CFRP スtrandシートの軸心が一致するように慎重に供試体を取り付けた。

表 3.2.3 付着供試体一覧

供試体名	ポリウレア樹脂塗布量	供試体タイプ	シート幅 (mm)	接着長 (mm)
	(kg/m ²)			
A-N-1	無	Type-A 両引き	50	300
A-N-2	無			
A-P1-1	1.0			
A-P1-2	1.0			
B-N-1	無	Type-B 片引き	25	520
B-N-2	無			
B-P1-1	1.0			
B-P1-2	1.0			
B-P2-1	2.0			
B-P2-2	2.0			
B-P3-1	3.0			
B-P3-2	3.0			

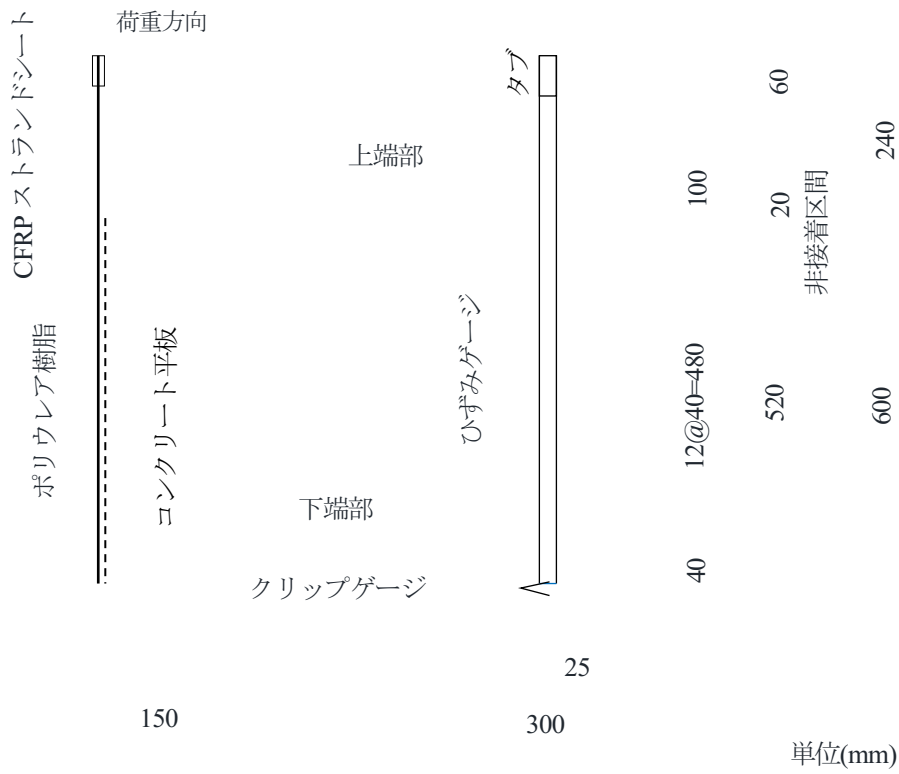


図 3. 2. 2 Type-B 付着試験体

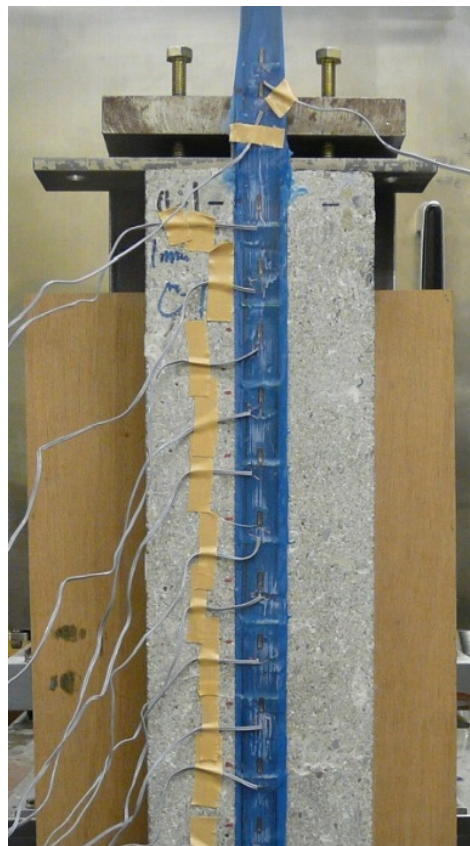


図 3. 2. 3 Type-B 供試体の固定状況

3.2.2 付着試験の結果と考察

(1) 二面接着両引き付着試験

ポリウレア樹脂を用いなかった A-N-1 供試体は、最大荷重 37.4kN で図 3.2.4(a)に示すようにコンクリートの表層から CFRP スtrandシートがはく離した。ポリウレア樹脂を用いた A-P1-1 供試体は、最大荷重 60.0kN で図 3.2.4(b)に示すように、コンクリートと CFRP スtrandシートが接着した状態でコンクリートブロックがらせん鉄筋の外側から割裂破壊した。界面はく離破壊エネルギー G_f (N/mm)は、JSCE-E 543-2013 に準じて式(3.2.1)により算定した。

$$G_f = \frac{P_{max}^2}{8b^2 \cdot E_f \cdot t} \quad (3.2.1)$$

ここに、 P_{max} は最大荷重(N), b , E_f および t はそれぞれ CFRP スtrandシートの幅(mm), ヤング係数(N/mm²), 厚さ(mm)である。試験結果を表 3.2.4 に示す。

表 3.2.4 二面接着両引付着試験の結果

供試体	ポリウレア樹脂塗布量 (kg/m ²)	P_{max}		G_f		破壊モード
		試験値 (kN)	平均 (kN)	試験値 (N/mm)	平均 (N/mm)	
A-N-1	無	37.4	35.3	0.81	0.73	シートはく離
A-N-2		33.1		0.64		シートはく離
A-P1-1	1.0	60.0	51.8	2.09	1.60	コンクリート割裂
A-P1-2		43.6		1.10		コンクリート割裂

P_{max} : 最大荷重, G_f : 界面はく離破壊エネルギー



(a) A-N-1



(b) A-P1-1

図 3.2.4 Type-A 付着試験体の破壊状況

図 3.2.5 に Type-A の各供試体の各荷重段階における CFRP スtrandシート の軸方向ひずみ分布を示す。ポリウレア樹脂を用いていない A-N-1, A-N-2 供試体では、ひずみ分布が水平なはく離領域に続いて、軸方向にひずみが減少する付着伝達区間が認められ、この有効付着長は 120~160mm であった。ここで有効付着長は、はく離領域に続いてひずみが連続的に低下を開始する点から、その点のひずみの 5% 以下までひずみが低下する点までの距離とした。

FRP シートとコンクリートの付着挙動に関する先行研究により有効付着長の算定式が提案されている。佐藤ら³⁻⁹⁾は、有効付着長は、FRP シートの引張剛性に依存し、コンクリート強度の影響を受けないとして式(3.2.2)を提案している。

$$L_e = 1.89 \cdot (t_f \cdot E_f)^{0.4} \quad (3.2.2)$$

金久保ら³⁻¹⁰⁾は、等価付着ストレスブロックによる FRP シートとコンクリートの付着強度算定式として(3.2.3)式を提案している。

$$L_e = \sqrt{\frac{2\lambda_f \cdot s_e}{k_e}} \quad (3.2.3)$$

ここに、 L_e : 有効付着長(mm)

λ_f : シート付着指標で、

$$\lambda_f = \frac{t_f \cdot E_f}{\tau_{b,max}}$$

s_e : 有効付着域の局所すべりで、0.354mm

k_e : 有効付着長時の EBSD (等価付着ストレスブロック) 応力係数で、0.428

$\tau_{b,max}$: 局所最大付着応力で、

$$\tau_{b,max} = 3.5 \cdot \sigma_B^{0.19}$$

σ_B : コンクリートの圧縮強度

式(3.2.2)、式(3.2.3)より有効付着長 L_e を算定すると、それぞれ 178mm, 143mm となり、ポリウレア樹脂を用いていない供試体の有効付着長の実験値 120~160mm と近い値となった。

これに対してポリウレア樹脂を用いて CFRP スtrandシートを接着した A-P1-1 と A-P2-2 では、ほぼ接着区間全長にわたって接着端部から供試体端部方向にひずみが減少しており、有効付着長が接着長の 300mm を超えるものと推察され、既往の有効付着長の算定式から算出される値を大きく超えることとなった。

図 3.2.6 に Type-A の各供試体の各荷重段階における CFRP スtrandシート のひずみから算定した付着応力の軸方向の分布を示す。付着応力は、隣接する 2 点のひずみゲージの測定値を用いて、式(3.2.4)から算定した。

$$\tau_i = \frac{P_i - P_{i-1}}{x_i - x_{i-1}} \quad (3.2.4)$$

$$(i = 1, 2, 3 \dots)$$

$$P_i = E_f \cdot \varepsilon_i \cdot t_f \cdot n_f$$

ここで、 τ_i : 区間 i の付着応力(N/mm²)

P_i : 端部から i 番目のひずみゲージの値より算出した CFRP の分担荷重(N)

x_i : 端部から i 番目のひずみゲージまでの距離(mm)

ε_i : 端部から i 番目のひずみゲージのひずみ

ポリウレア樹脂を用いていない A-N-1, A-N-2 供試体では、各載荷ステップで、はく離先端位置から終端側に 100mm 程度の範囲で山形の付着応力分布を示し、はく離領域が終端側に広がるのに従って、付着応力のピークおよび山形の付着応力分布が終端側に移動している。これに対してポリウレア樹脂を用いた A-P1-1, A-P1-2 供試体では、荷重の初期段階から接着端部で付着応力が高く、全長にわたって付着応力が緩やかに減少しながら分布している。なお、A-P1-1 供試体の付着応力分布で接着端から 100mm の位置で付着応力が低い値となっているのは、図 3.2.5(c) に示すように接着端から 100mm および 120mm のひずみの測定値がほぼ同じ値となっているためであり、この区間でシートとコンクリートの界面に浮きなどの接着不良があったことや供試体表面の微小な凹凸の影響などが原因として考えられる。付着応力の最大値は、A-N-1, A-N-2 供試体がそれぞれ 4.2N/mm², 7.5N/mm², A-P1-1 と A-P1-2 供試体がともに 3.3N/mm² であり、ポリウレア樹脂を用いた方が低い値となった。

以上のようにポリウレア樹脂を用いることで CFRP スtrandシートの有効付着長は長く、最大付着応力は低くなり、最大荷重および界面はく離破壊エネルギーが増大することが認められた。しかしながら、ポリウレア樹脂を用いた場合、TYPE-A 供試体では、有効付着長が供試体の接着側コンクリートブロックの全長 300mm より長く、供試体の端部まで CFRP スtrandシートが引張力が伝達されること、付着強度が高く最大荷重が大きくなることから、らせん鉄筋を挿入しているにもかかわらず、鋼棒の周りからコンクリートの割裂破壊が生じて付着特性が十分に評価できないことが分かった。

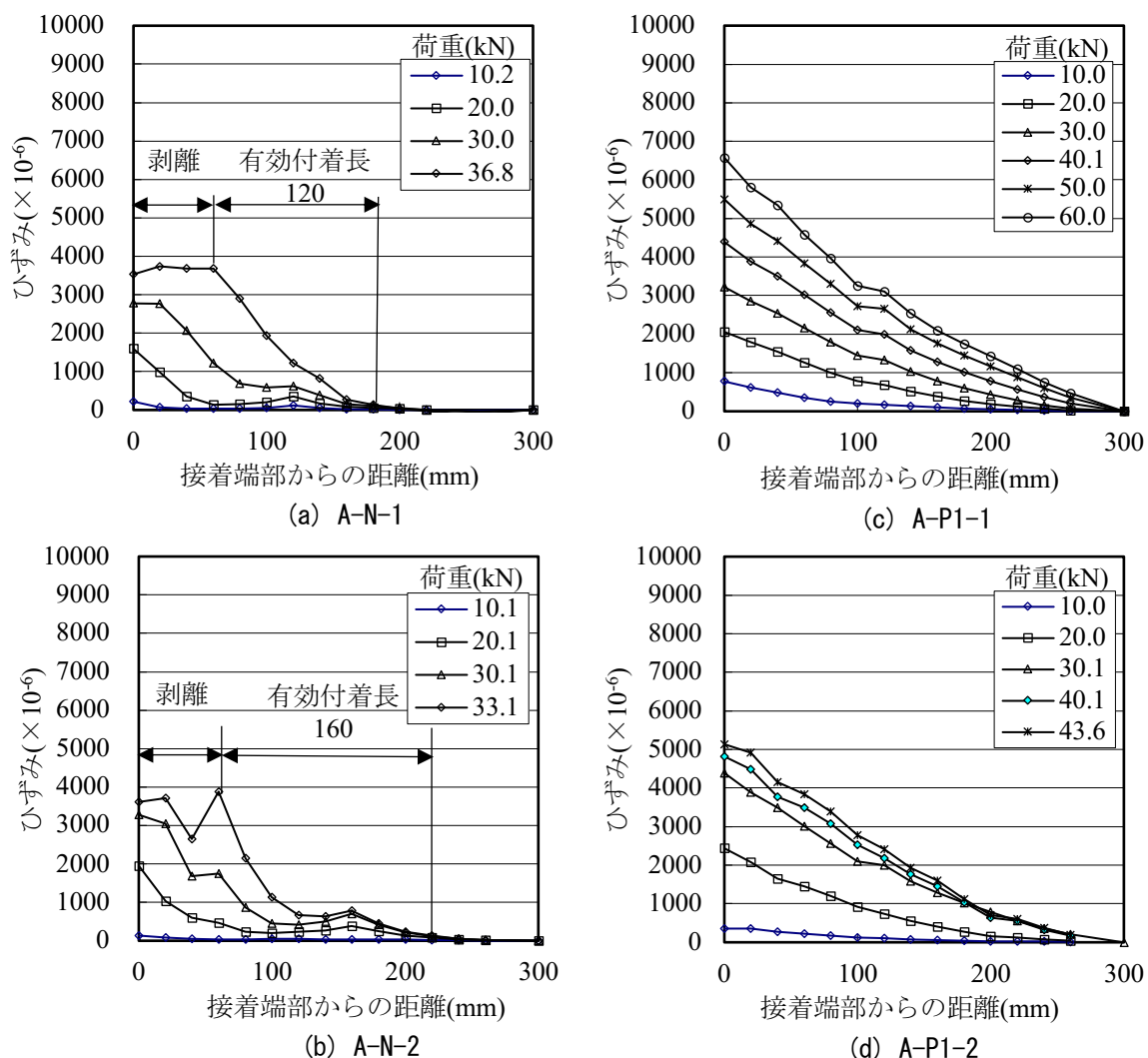
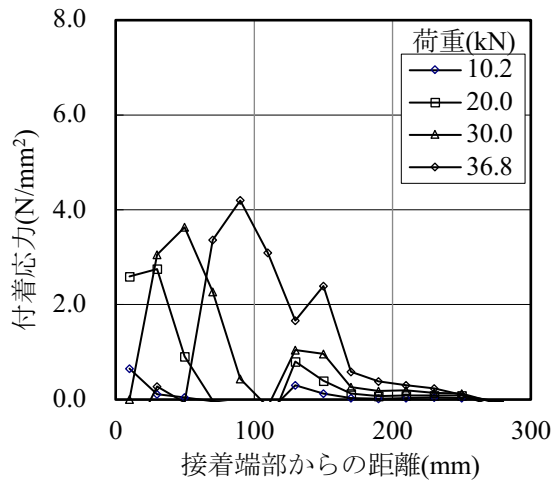
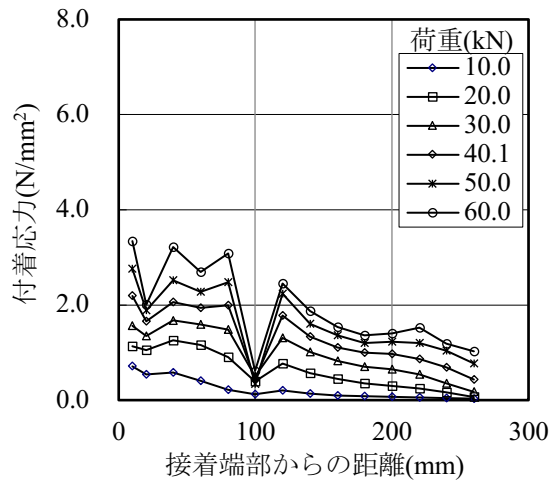


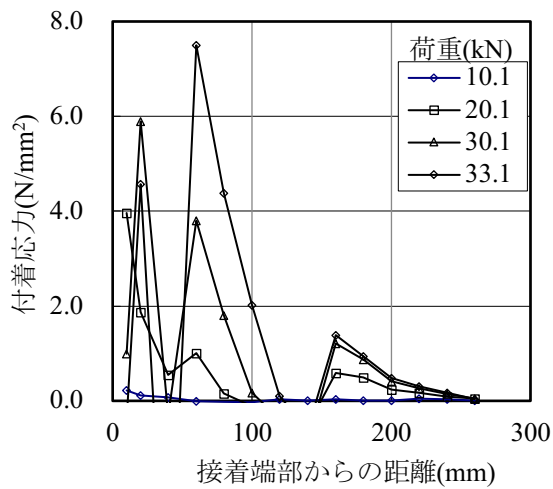
図 3.2.5 Type-A 供試体の CFRP スtrandシートのアキ方向のアキ分布



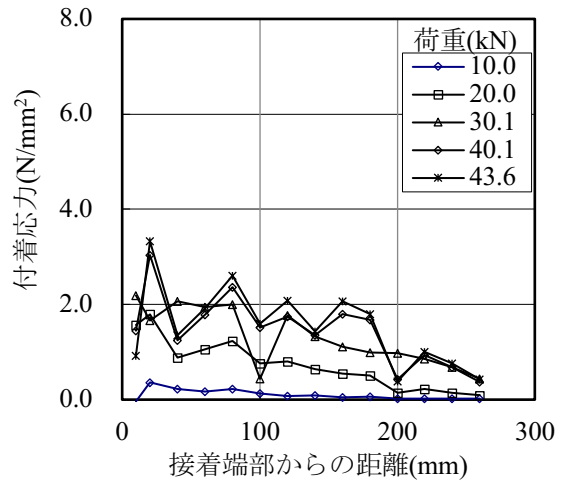
(a) A-N-1



(c) A-P1-1



(b) A-N-2



(d) A-P1-2

図 3.2.6 Type-A 供試体の軸方向の付着応力の分布

(2) 一面接着片引付着試験

i) 破壊状況

Type-B 供試体を用いた一面接着片引付着試験では、図 3.2.7 に示すように、(1)の Type-A 供試体による付着試験で発生したようなコンクリートブロックの割裂破壊を生じることなく、すべての供試体で CFRP ストランドシートがはく離に至った。

ポリウレタ樹脂を用いていない供試体では、コンクリートの表層で CFRP ストランドシートがはく離し、シートの裏面に薄くモルタルが付着していた (図 3.2.7(a))。ポリウレタ樹脂を用いた供試体では、図 3.2.7(b) に示すように部分的にポリウレタ樹脂の層内ではく離し、コンクリート側とシート裏面にポリウレタ樹脂が付着したものが数体みられたが、ポリウレタ樹脂がない場合に比べてコンクリート表層のはく離深さが若干深く、図 3.2.7(c) に示すようにはく離面に粗骨材が部分的に露出していた。

各供試体の荷重と載荷点変位の関係を図 3.2.8 に示す。ポリウレタ樹脂を塗布していない B-N 供試体では、初期はく離の発生時に荷重が急減し、その後、変位の増加に伴い荷重が漸増し、再び急減する波形を数回繰り返して最終的なはく離前に再び荷重が増加した (図 3.2.8(a))。なお初期はく離は、CFRP ストランドシートの上端側のひずみ分布から確認した。ポリウレタ樹脂の塗布量 1.0kg/m^2 および 2.0kg/m^2 の B-P1, B-P2 供試体では、図 3.2.8(b) および図 3.2.8(c) に示すように、初期はく離時に荷重が急減した後、変位の増加に伴い荷重が再び増加し最初のピーク荷重を超えて最終的なはく離の発生時の荷重が最大荷重となった。ポリウレタ樹脂の塗布量を 3.0kg/m^2 とした B-P3 供試体は、図 3.2.8(c) に示すように、荷重の 1 次ピークを示すことなく、荷重が単調に増加し最終的なはく離に至った。ポリウレタ樹脂の塗布量が異なる供試体の荷重変位関係を比較したものを図 3.2.9 に示す。ポリウレタ樹脂を塗布した B-P1, B-P2 および B-P3 供試体では、1 次ピークまでの荷重-変位関係の傾きは、ポリウレタ樹脂を塗布していない B-N 供試体より若干小さくなるが、最大荷重、最大変位ともに B-N 供試体より格段に大きくなった。

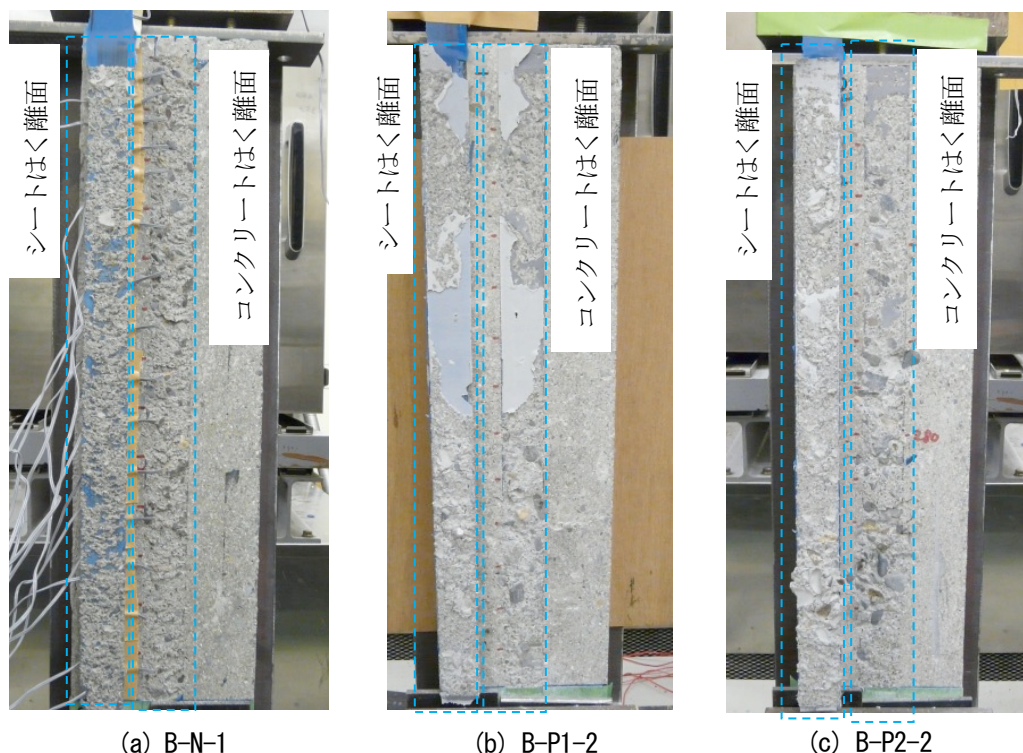


図 3.2.7 Type-B 供試体の CFRP ストランドシートのはく離状況

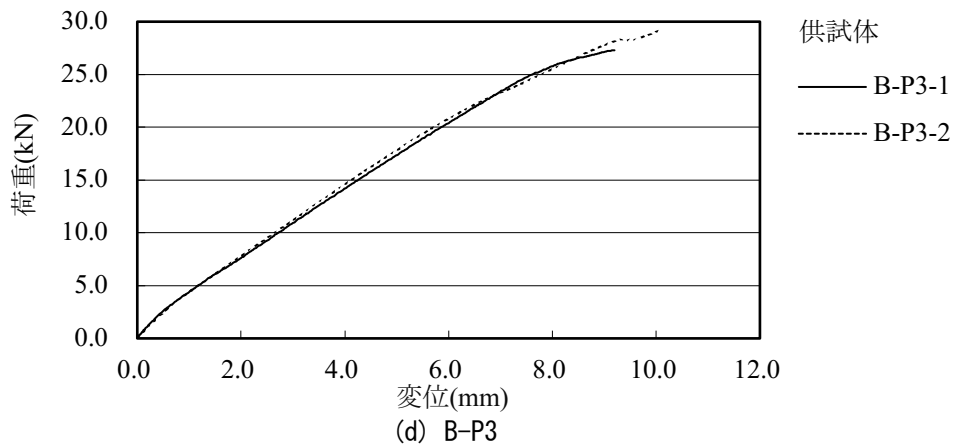
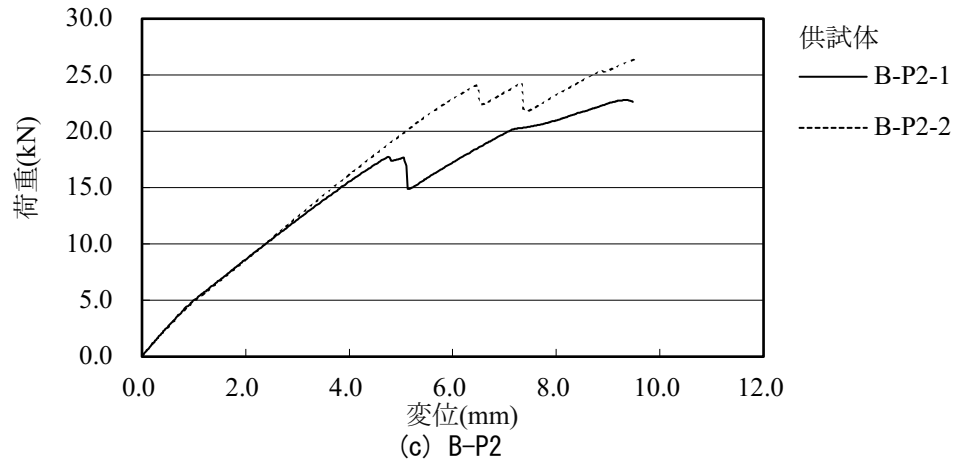
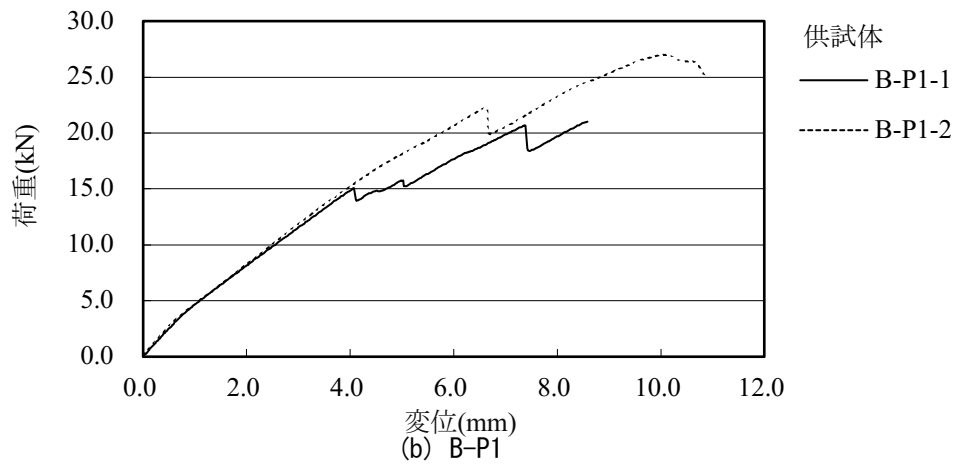
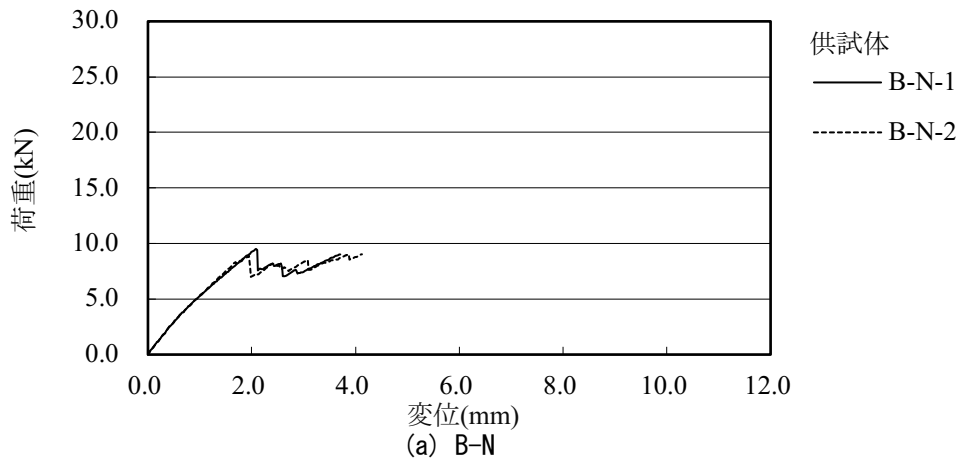


図 3.2.8 荷重と変位の関係

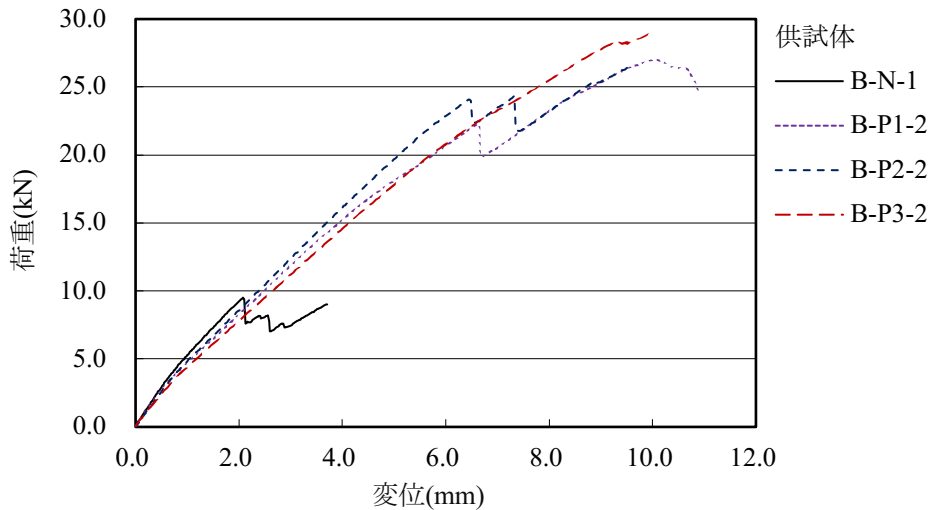


図3.2.9 荷重と変位の関係の比較

ii) 最大荷重および界面はく離破壊エネルギー

試験結果の一覧を、表 3.2.5 に示す。片引き試験の界面はく離破壊エネルギー G_f (N/mm)は、最大荷重から式(3.2.5)により算出した。

$$G_f = \frac{P_{max}^2}{2b^2 \cdot E_f \cdot t} \quad (3.2.5)$$

ここに P_{max} は最大荷重(N), b , E_f および t はそれぞれ CFRP スtrand シートの幅(mm), ヤング係数(N/mm²), 厚さ(mm)である。

ポリウレア樹脂を用いていない B-N 供試体の最大荷重から算定した界面はく離破壊エネルギーの平均値は、0.80N/mm であり、シート幅が 50mm の両引き試験の Type-A の A-N の平均値 0.73N/mm より約 9%高い値となったが、2章の付着試験の結果 0.91N/mm より約 10%程度低く、これまで報告されている CFRP シートの付着試験の結果と顕著な差異はないと考えられる。FRP シートの幅が細い場合、付着強度が高くなるとの報告^{3-9,3-10}もあるが、本実験の範囲では、シート幅の影響は顕著ではなかった。

ポリウレア樹脂を用いた B-P1, B-P2, B-P3 供試体の最大荷重の平均値は、それぞれ 24.0kN, 24.7kN, 27.8kN とポリウレア樹脂を用いなかった B-N 供試体の 9.3kN の 2 倍以上の値を示し、界面はく離破壊エネルギーは、それぞれ 5.43N/mm, 5.67N/mm, 7.38N/mm と B-N 供試体の 0.80N/mm を大幅に上回った。吉澤ら³⁻¹²は、エポキシ樹脂を用いて各種の FRP シートを接着した二面接着両引型および一面接着片引型の付着試験を行い、界面はく離破壊エネルギーを算定しているが、その範囲は 0.70~1.82N/mm であり 2.0N/mm を超えるものはなかった。Dai ら³⁻¹³は、同様に界面はく離破壊エネルギーがコンクリート強度 f'_c に依存するとして式(3.2.6)を提案している。

$$G_f = 0.514f'_c{}^{0.236} \quad (3.2.6)$$

また Toutanji ら³⁻¹⁴は、式(3.2.7)を提案している。

$$G_f = \begin{cases} 0.014f'_c & 0 \leq f'_c \leq 46.2 \text{ Mpa} \\ 0.65 & f'_c \geq 46.2 \text{ Mpa} \end{cases} \quad (3.2.7)$$

式(3.2.6), 式 (3.2.7) から供試体のコンクリート強度を用いて界面はく離破壊エネルギーを算定すると、それぞれ $G_f=1.19$ N/mm, $G_f=0.49$ N/mm となる。本試験では、ポリウレア樹脂を用いた場合には、5.0N/mm を超える界面はく離破壊エネルギーが得られており、その付着特性の改善効果が顕著に認められた。

図 3.2.10 および図 3.2.11 にそれぞれポリウレア樹脂の塗布量と、最大荷重の関係、界面はく離破壊エネルギーの関係を示す。最大荷重、界面はく離破壊エネルギーともに塗布量 3.0kg/m^2 のものが最大であったが、塗布量 1.0kg/m^2 と 2.0kg/m^2 では大きな違いはなく、 1.0kg/m^2 の塗布量でも顕著に付着特性が改善される結果となった。

表 3.2.5 Type-B 付着試験の結果

供試体	ポリウレア樹脂塗布量 (kg/m^2)	P_{max}		G_f	
		試験値 (kN)	平均 (kN)	試験値 (N/mm)	平均 (N/mm)
B-N-1	0	9.5	9.3	0.84	0.80
B-N-2	0	9.0		0.75	
B-P1-1	1.0	21.0	24.0	4.09	5.43
B-P1-2	1.0	27.0		6.76	
B-P2-1	2.0	22.8	24.7	4.82	5.67
B-P2-2	2.0	26.5		6.51	
B-P3-1	3.0	27.3	27.8	6.91	7.38
B-P3-2	3.0	28.2		7.85	

P_{max} : 最大荷重, G_f : 界面はく離破壊エネルギー

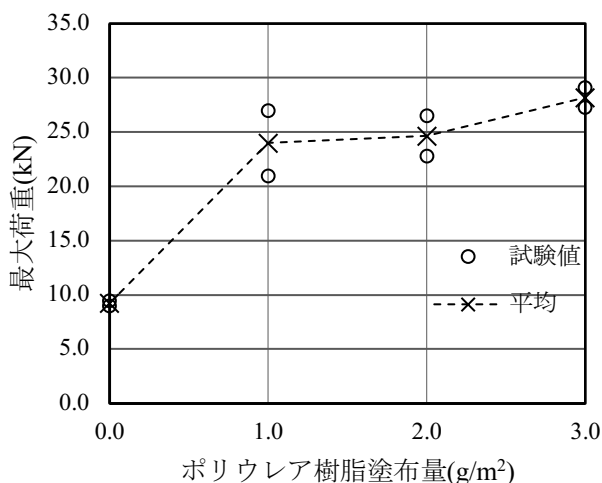


図 3.2.10 ポリウレア樹脂の塗布量と最大荷重

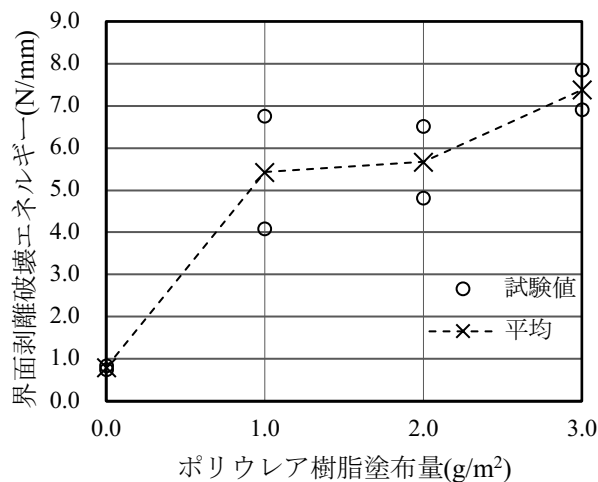


図 3.2.11 ポリウレア樹脂の塗布量と界面はく離破壊エネルギー

iii) CFRP スtrandシート のひずみおよび付着応力の分布

図 3.2.12 に、供試体の荷重ステップごとのひずみ分布をポリウレタ樹脂の塗布量ごとに代表例を示す。ポリウレタ樹脂を塗布していない図 3.2.12(a) の B-N-1 供試体では、上端側のひずみが 4000×10^{-6} 程度ではく離し、ひずみ分布が一定になるはく離領域と、それに続いてひずみが減少する有効付着領域が見られる。荷重ステップに従ってこのはく離領域と有効付着領域が下端側に移動していく。有効付着長は、概ね 120mm であった。吉澤ら³⁻¹²⁾は、繊維目付量 400g/m^2 の高強度型 CFRP シートで有効付着長が 50~75mm であり FRP シートの引張剛性が高くなると FRP シートの有効付着長が大きくなること、出雲ら³⁻¹¹⁾は一方向の繊維目付量 300g/m^2 までの高強度型 CFRP シートおよび AFRP シートで有効付着長が 100mm であること報告している。本実験結果の有効付着長 120mm は、これらの値より若干大きい、繊維目付量が 600g/m^2 と大きいことも影響していると考えられる。FRP シートの剛性を考慮した式(3.2.2)、式(3.3.3)より有効付着長 L_e を算定すると、それぞれ 178mm、143mm となり、実験値 120mm の方が若干小さいと近い値となった。

図 3.2.12(b)~(d)に見るように、ポリウレタ樹脂を塗布した B-P1-2、B-P2-2、B-P3-2 供試体では、塗布量によらず最大ひずみは 12000×10^{-6} 程度と、ポリウレタ樹脂を塗布しなかった B-N-2 供試体より格段に大きくなっている。またひずみが直線的に減少する有効付着領域がポリウレタ樹脂を塗布しなかったものに比べて長く、B-P1-2、B-P2-2 供試体では、有効付着長が 400mm であり、ポリウレタ樹脂の塗布量が 3.0kg/m^2 の B-P3-2 供試体では、下端側の 480mm 位置にも初期からひずみが発生しており、有効付着長がシートの貼り付け長さ 520mm を超えていた可能性もある。式(3.2.2)、式(3.2.3)から算定した有効付着長 L_e は、ポリウレタ樹脂の有無にかかわらず、それぞれ 178mm、143mm であり、ポリウレタ樹脂を塗布した場合の有効付着長の実験値はこれらの算定値の 2 倍以上と大きくなった。既往の算定式では、FRP シートとコンクリート界面の接着樹脂層の厚さや弾性係数などの特性を考慮しておらず、高伸度動弾性樹脂を用いた場合は、従来の FRP シートの有効付着長の算定式の適用範囲外となると考えられる。

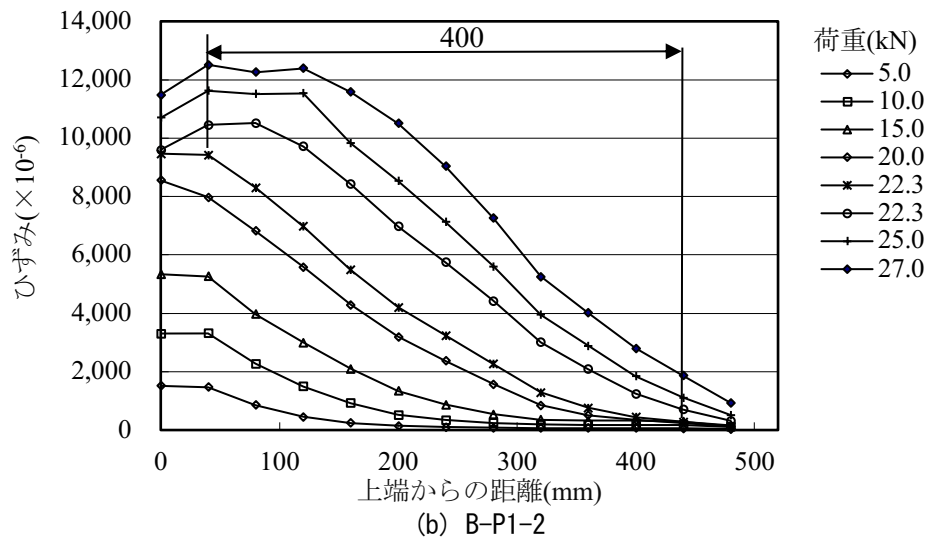
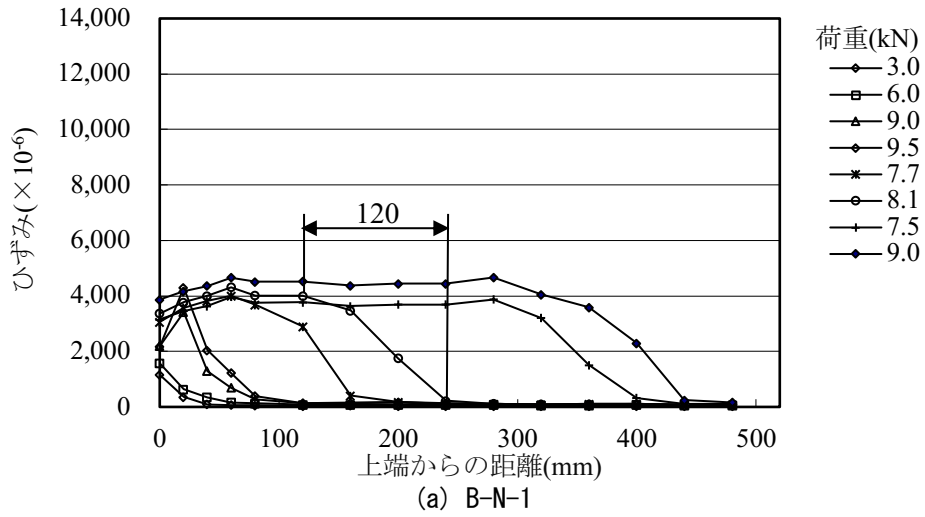


図 3. 2. 12 CFRP スtrandシート のひずみ分布

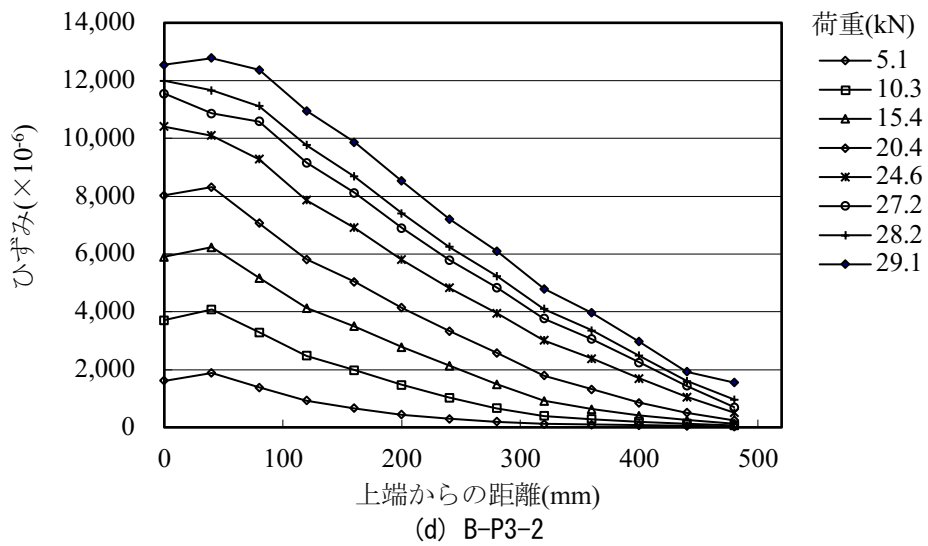
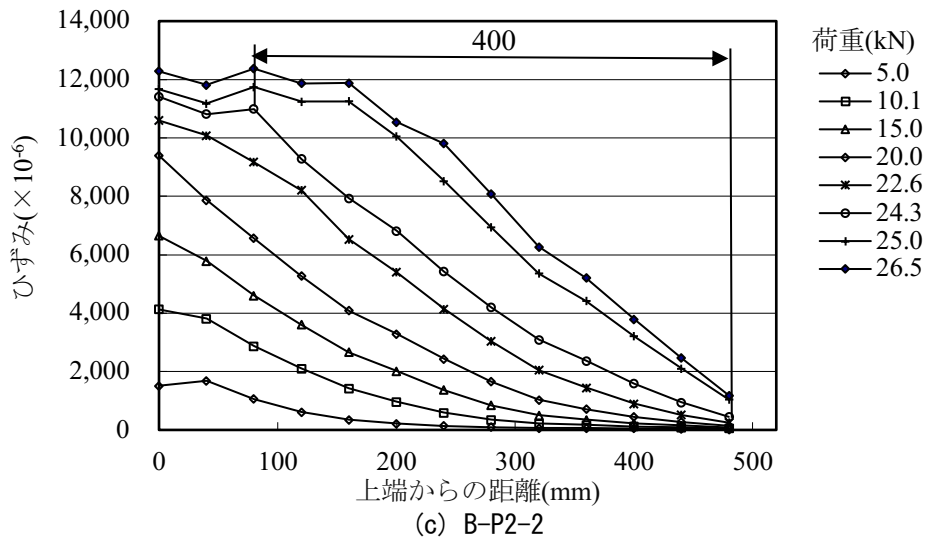


図 3.2.12 CFRP スtrandシート のひずみ分布 (続き)

図 3.2.13 に Type-B の各供試体の各荷重段階における CFRP スtrandシート のひずみから算定した 付着応力の軸方向の分布を示す。付着応力は、Type-A 供試体と同様に隣接する 2 点のひずみゲージの測定値を用いて、式(3.2.4)から算定した。ここで軸方向の位置は、上端から隣接するひずみゲージの中間位置までの距離とした。なお、最下端については、貼り付け範囲の終端となる最下端側のひずみゲージの位置は 480mm であり、シートの終端位置 520mm でのひずみを 0 とし、最下端のひずみゲージ位置とシート終端の中間点 500mm 位置での付着応力を算定した。

図 3.2.13(a) に示すポリウレタ樹脂を塗布していない B-N-1 供試体では、上端から 30mm の位置で初期はく離の発生直前の荷重 9.5kN 時に、 9.7N/mm^2 とポリウレタ樹脂を塗布した供試体に比べて高い付着応力を示している。はく離領域に続く有効付着領域で鋭い山形の付着応力分布を示し、この山形の付着応力分布が、はく離の進展に伴い下端側に移動している。

図 3.2.13(b)～(d) は、ポリウレタ樹脂の塗布量をそれぞれ 1.0, 2.0, 3.0kg/m^2 とした供試体の付着応力の分布を示したものである。ポリウレタ樹脂を塗布していない B-N-1 供試体のように鋭いピークを持つ 100mm 程度の狭い範囲の山形の応力分布がみられず、荷重ステップの初期段階では上端側に近い 60mm の位置をピークとし下端側に緩やかに付着応力が減少する分布を示し、広い範囲に付着応力が分布している。載荷ステップの進行に伴って付着応力のピークの位置が下端側に移動している。付着応力の最大値は、下端部の 500mm 位置を除くと B-P1-2, B-P2-2, B-P3-2 供試体でそれぞれ 4.3, 3.9, 3.1N/mm^2 であり、ポリウレタ樹脂の塗布量が多い方が最大付着応力が小さくなっている。下端側の 500mm 位置の付着応力は、ポリウレタ樹脂を塗布していない場合、最大で 0.4N/mm^2 程度と小さいが、ポリウレタ樹脂を塗布したものでは、荷重ステップが進むのに従って比較的大きな付着応力が発生し、終局前の最大荷重時に最大値を示し、B-P1-2, B-P2-2, B-P3-2 供試体でそれぞれ 2.0, 2.6, 3.3N/mm^2 と塗布量が多いほど終端部の付着応力が高くなっている。塗布量 3.0kg/m^2 の B-P3-2 供試体では、最大荷重時には、この終端側の付着応力が荷重側の付着応力の最大値よりも大きくなった。塗布量 3.0kg/m^2 の場合には、有効付着長が接着長 520mm よりも長く、シート終端近傍まで付着応力が発生していたと考えられる。

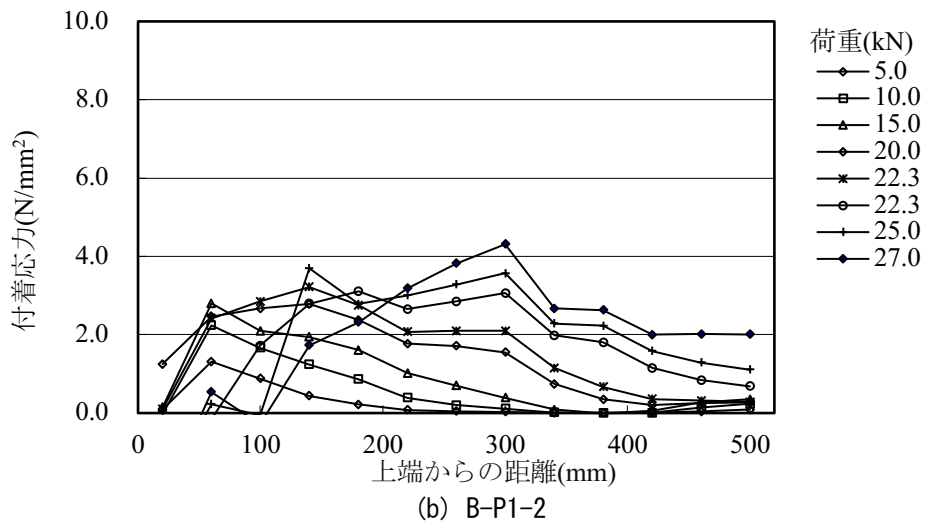
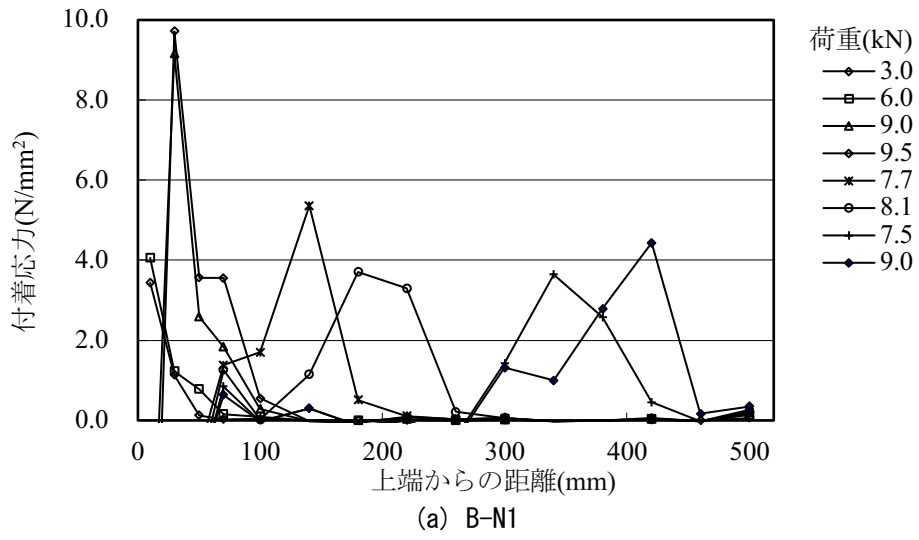


図 3.2.13 付着応力の軸方向の分布

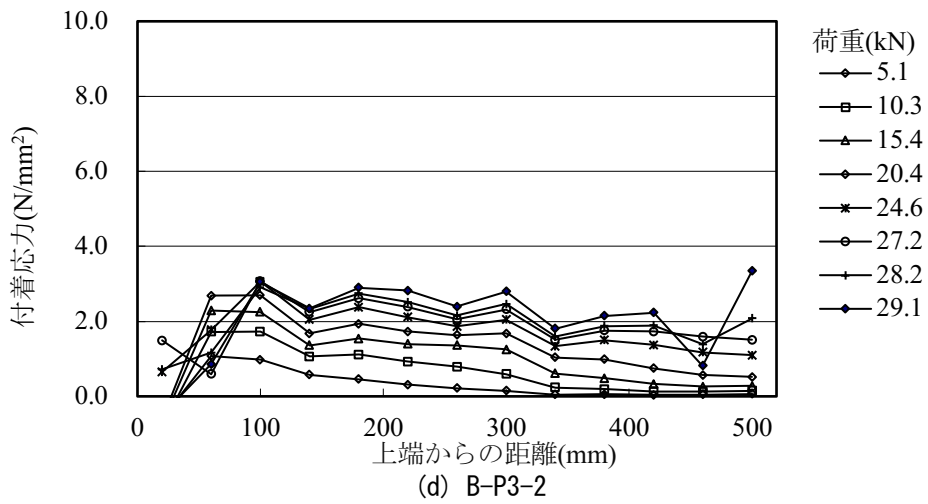
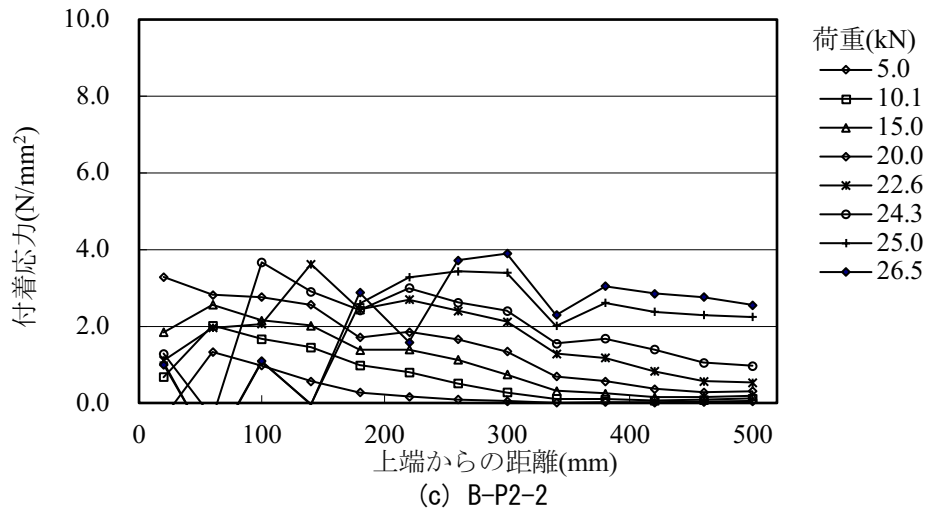


図 3.2.13 付着応力の軸方向の分布 (続き)

iv) 付着応力 - すべり関係

次に、付着応力とすべりの関係について検討した。ポリウレタ樹脂を塗布した場合、CFRP スtrandシート の端部まですべりが発生するため、クリップゲージで端部すべりを計測した。荷重と端部すべりの関係を図 3.2.14 に示す。ポリウレタ樹脂の塗布量が、1.0, 2.0kg/m² の B-P1 と B-P2 供試体は、荷重と端部すべりの初期の傾きは、ほぼ等しく、初期はく離発生後は、荷重が増加するのに従って傾きが低下している。ポリウレタ樹脂の塗布量が 3.0kg/m² の B-P3 供試体は、B-P1 と B-P2 供試体に比べて初期勾配が小さく、荷重が増加するのに従って徐々に軟化していった。

図 3.2.15 に付着応力 - すべり関係の概念図を示す。CFRP スtrandシート の貼り付け端部におけるすべりをクリップゲージによる端部すべりの計測値とし、これに付着応力の算定位置までの CFRP スtrandシート のひずみを積分して、すなわち各ひずみゲージのひずみにゲージ間隔を乗じた区間変位の総和を加えた値を付着応力算定位置におけるすべり s とした。付着応力とすべりの関係を付着応力の算定位置ごとのプロットしたものを図 3.2.16 に示す。なお、B-P1-1 供試体については、計測器の不具合のため端部すべりの測定が行えなかったため、すべりが正確に計算できていないため参考値として示している。

図 3.2.16 (a), (b) に示すポリウレタ樹脂を塗布していない B-N-1, B-N-2 供試体の付着応力 - すべり関係は、図 3.2.15 (a) に示すように付着応力のピークが明確な 3 角形分布を示している。付着応力のピーク値は、最初のはく離時に B-N-1, B-N-2 供試体ともに約 10N/mm² の高い値を示したが、その後のはく離進展時のピークは約 6N/mm² であり、この時のすべりは約 0.1mm であった。付着応力のピーク後に付着応力が低下する軟化域が見られ、軟化域を直線近似すると、付着応力が 0 となるすべり δ_u (以下、終局すべり) は、0.25~0.4mm 程度であった。

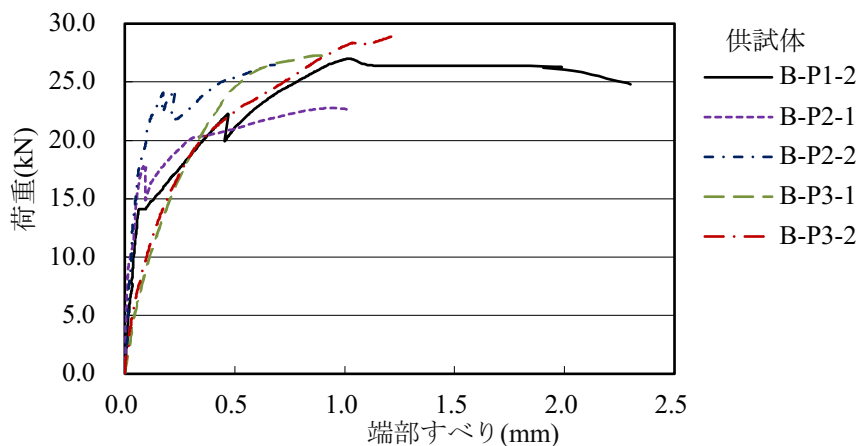


図3.2.14 荷重と端部すべりの関係

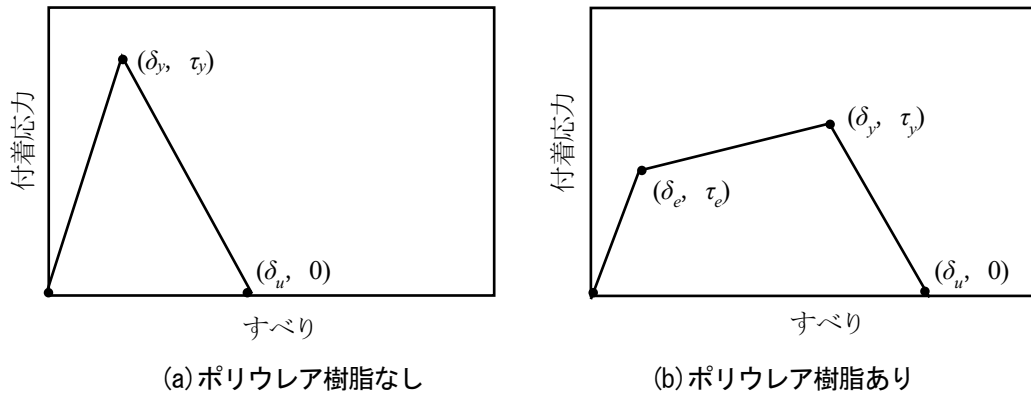


図 3.2.15 付着応力 - すべり関係の概念図

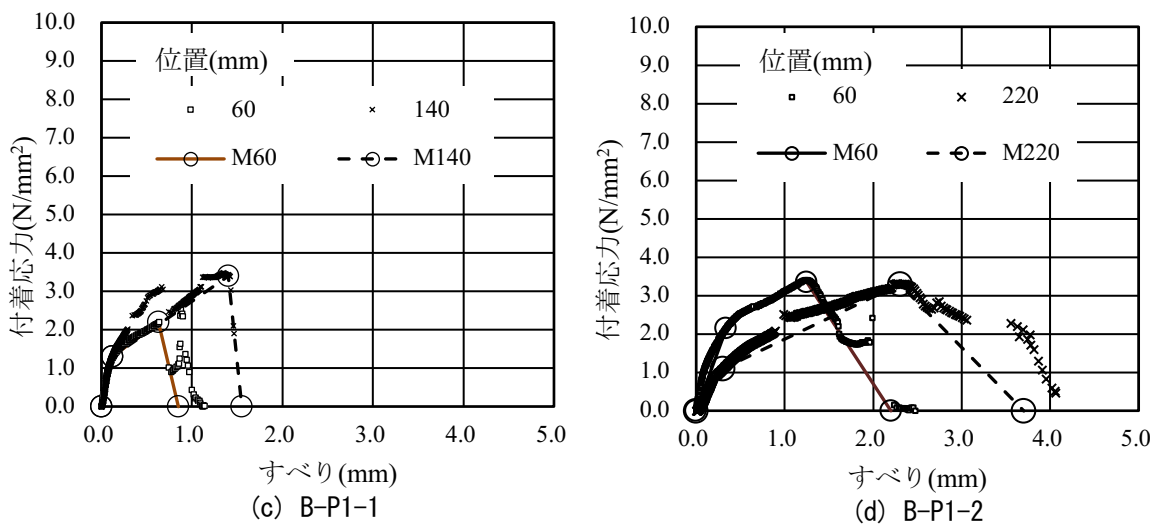
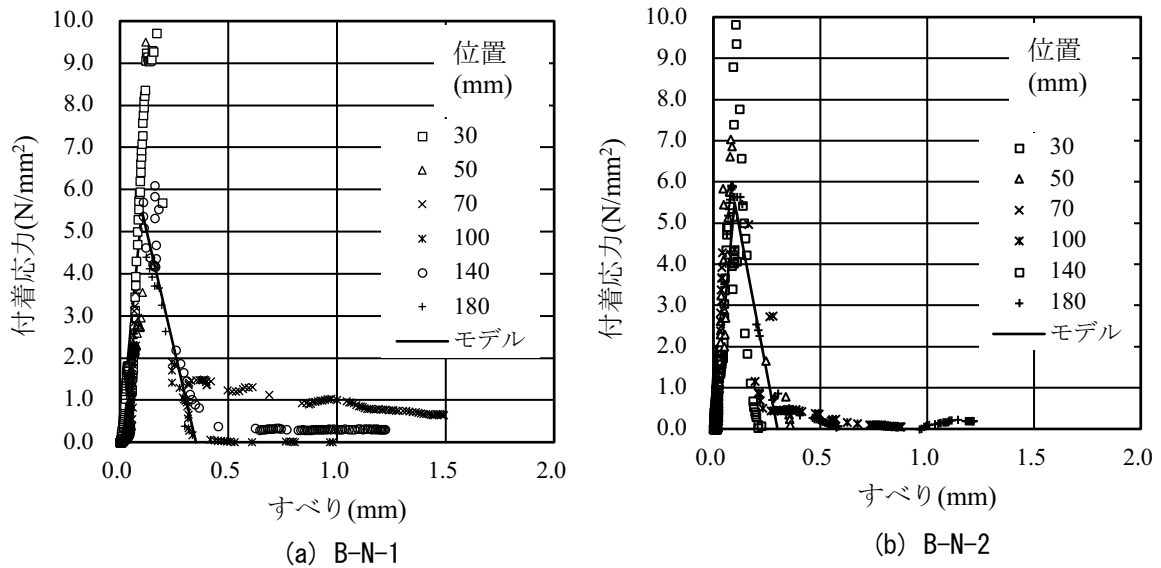


図 3.2.16 付着応力-すべり関係およびモデルの設定

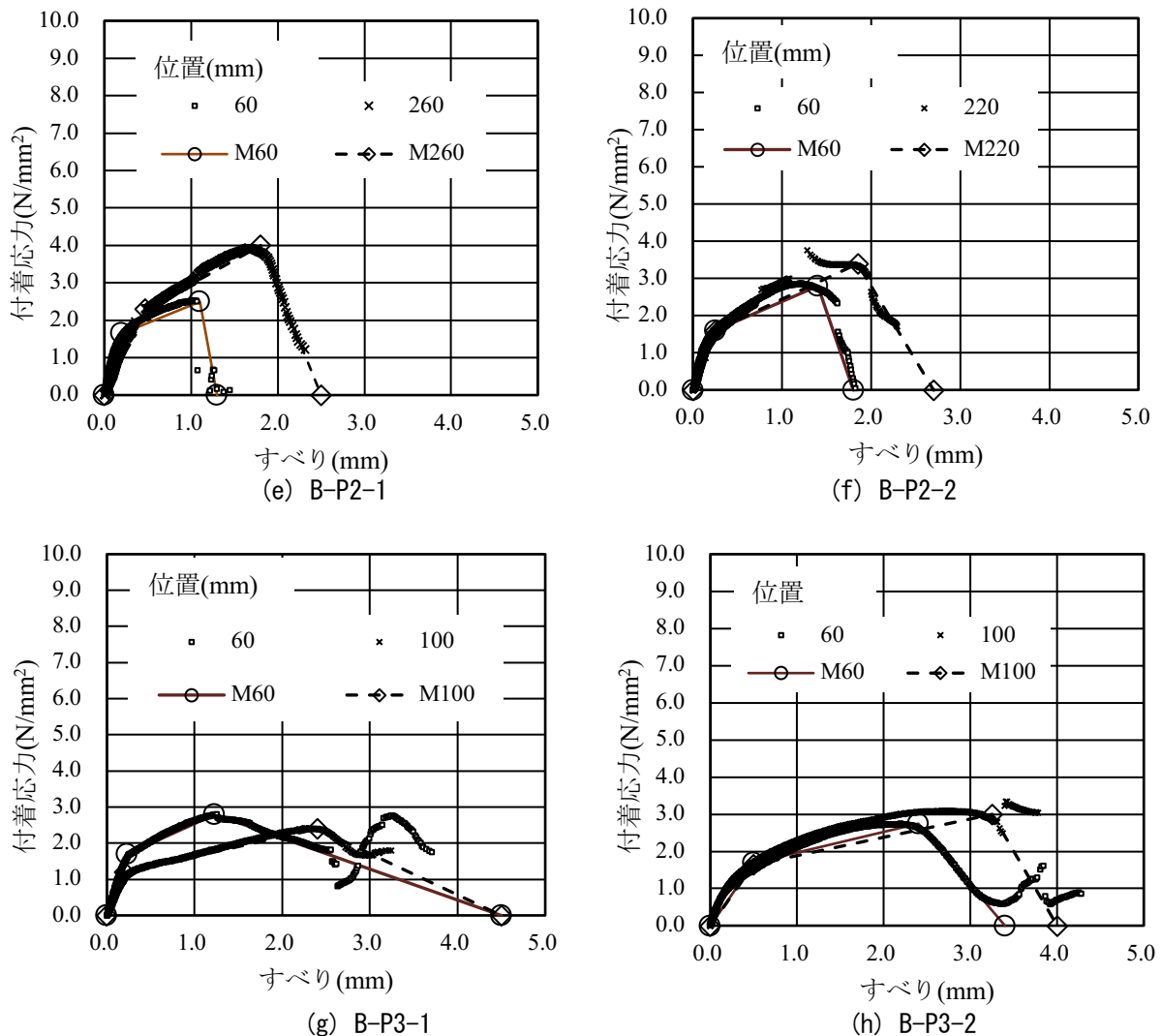


図 3.2.16 付着応力-すべり関係およびモデルの設定 (続き)

図 3.2.16(c) ~ (h) に示すポリウレタ樹脂を塗布した供試体では、付着応力 - すべり関係に前述の一般的な FRP シート接着で見られる明確なピークを持つ鋭い 3 角形分布は見られず、ポリウレタ樹脂を用いない場合に比べて付着応力の最大値は低く、また、すべりの広い範囲に分布している。測定位置によってばらつきがみられるものの、図 3.2.15(b) に示す不等辺 4 角形型の分布に近似できると考えた。すなわち、初期に高い剛性で付着応力が増加した後、図中の δ_c の点で剛性が低下した後も付着応力が増大し、すべり δ_y で最大付着応力となったのち付着応力が低下する軟化域を形成し、 δ_u 点で付着応力が 0 となる。

B-P1 と B-P2 供試体に顕著な差異はないが、ポリウレタ樹脂の塗布量が多い B-P3 供試体では、最大付着応力 τ_y は小さくなり、終局すべり δ_u が大きくなる傾向にあった。付着応力 - すべり関係の初期の立ち上がり部分には、付着応力の算定位置の影響は少ないが、最大付着応力 τ_y およびその時のすべり δ_y 、終局すべり δ_u は軸方向の測定位置によって異なる傾向がみられており、上端側に近い 60mm 位置での終局すべりが小さくなり、位置が下端側に移動すると付着応力の軟化域に入る δ_y が大きくなり、さらに下端側では軟化域を示す前に終局荷重に至った。軸方向の算定位置により付着応力 - すべり関係が異なるため、算定位置が上端側の 60mm 位置と、軟化域を示した付着応力 - すべり関係のうち最も算定位置が下端側の 2 カ所の付着応力 - すべり関係から、図 3.2.15 に示すモデルを図読により供試体ごとに設定し

た。ここで上端側の付着応力 - すべり関係をモデル1, 下端側をモデル2とした。各供試体の付着応力 - すべり関係に設定したパラメータ($\delta_e, \tau_e, \delta_y, \tau_y, \delta_u$)および付着応力 - すべり関係の面積から算定した界面はく離破壊エネルギーを表3.2.6に示す。上端側のモデル1に比べて下端側のモデル2の方が(δ_y, τ_y)および、終局すべり δ_u が大きく、またモデル1, モデル2ともにポリウレア樹脂の塗布量が多くなるほど δ_y および、 δ_u が大きくなる傾向にあった。界面はく離破壊エネルギーは、ポリウレア樹脂を用いることにより大幅に増大した。またポリウレア樹脂の塗布量が多くなるほど、界面はく離破壊エネルギーが大きくなった。このことが、ポリウレア樹脂を用いることにより、付着強度が大幅に向上する要因であると考えられる。上端側の付着応力 - すべり関係のモデル1から算定した界面はく離破壊エネルギーは、初期はく離荷重から算定した界面はく離破壊エネルギーの実験値に、また下端側の付着応力 - すべり関係のモデル2から算定した界面はく離破壊エネルギーは、最大荷重時の荷重から算定した界面はく離破壊エネルギーの実験値にそれぞれ近い値となった。

なお、付着応力ひずみ関係から算定した界面はく離破壊エネルギーと付着試験の最大荷重から算定した値には若干の乖離が見られること、付着応力の算定位置により異なった付着応力 - すべり関係となることから、ポリウレア樹脂を用いた場合の付着応力 - すべり関係の評価法は、今後の課題であるとする。

表 3.2.6 付着応力すべりモデルのパラメータおよび界面はく離破壊エネルギーの算定値

供試体	算定位置 (mm)	δ_e (mm)	τ_e (N/mm ²)	δ_y (mm)	τ_y (N/mm ²)	δ_u (mm)	G_f		備考
							算定値 (N/mm)	実験値 (N/mm)	
B-N-1	-			0.10	5.50	0.35	0.96	0.84	荷重： 終局時
B-N-2				0.10	5.50	0.30	0.83	0.75	
B-P1-1	60	(0.12)	(1.30)	(0.63)	(2.20)	(0.85)	(1.21)	2.09	モデル1： 上端側
B-P1-2	60	0.34	2.15	1.25	3.35	2.20	4.46	4.49	
B-P2-1	60	0.20	1.65	1.10	2.50	1.30	2.28	2.94	荷重： 初期はく離
B-P2-2	60	0.25	1.60	1.40	2.80	1.80	3.29	5.25	
B-P3-1	60	0.23	1.70	1.23	2.80	4.50	7.02	6.91	
B-P3-2	60	0.50	1.70	2.40	2.75	3.40	6.03	7.38	
B-P1-1	140	(0.12)	(1.30)	(1.40)	(3.40)	(1.55)	(3.34)	(4.09)	モデル2： 下端側
B-P1-2	220	0.30	1.10	2.30	3.30	3.70	6.88	6.76	
B-P2-1	260	0.47	2.30	1.80	4.00	2.50	6.13	4.82	荷重： 終局時
B-P2-2	220	0.25	1.60	1.85	3.40	2.70	5.65	6.51	
B-P3-1	100	0.20	1.20	2.40	2.40	4.50	6.60	6.91	
B-P3-2	100	0.50	1.65	3.25	3.00	4.00	7.93	7.85	

G_f : 界面はく離破壊エネルギー, $\delta_l, \delta_y, \delta_u, \tau_l, \tau_y$: 図 3.2.15 に示す付着応力すべりモデルのすべりおよび付着応力

B-P1-1 の付着応力すべりモデルのパラメータおよび界面はく離破壊エネルギーの算定値は、接着端部のすべりの測定が行えなかったため参考値。

3.2.3 解析による検討

(1) 解析方法

佐藤ら³⁹⁾の研究を参考に、接着界面の力のつり合いと CFRP ストランドシートの張力およびひずみの関係から図 3.2.17 に示す解析モデルを用いた数値解析により荷重 - すべり関係について検討した。付着応力 τ は、FRP シートのひずみ ε_f から式(3.2.8)により算定される。ここで FRP シートの厚さ t_f は、0.333mm、FRP シートのヤング係数 E_f は、259N/mm²とした。解析には、3.2.2 の付着試験の結果をモデル化した付着応力 - すべり関係を用いた。ポリウレア樹脂なしのケースでは図 3.2.15 (a) に示す 2 直線モデルとし、ポリウレア樹脂ありのケースでは図 3.2.15 (b) に示す 3 直線モデルとして式(3.2.9)により示されるものとし、表 3.2.6 の各ケースの平均値からパラメータを算定し、図 3.2.18 に示すモデルを設定した。

$$\tau = t_f \cdot E_f \frac{d\varepsilon_f}{dx} \quad (3.2.8)$$

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \alpha_1 \cdot s & (0 \leq s \leq \delta_e) \\ \tau &= \tau_e + \alpha_2 \cdot (s - \delta_e) & (\delta_e < s \leq \delta_y) \\ \tau &= \tau_y + \alpha_3 \cdot (s - \delta_y) & (\delta_y < s \leq \delta_u) \\ \tau &= 0 & (\delta_u < s) \end{aligned} \right\} \quad (3.2.9)$$

ここに、

$$\alpha_1 = \frac{\tau_e}{\delta_e}, \quad \alpha_2 = \frac{(\tau_y - \tau_e)}{(\delta_y - \delta_e)}, \quad \alpha_3 = \frac{-\tau_y}{(\delta_u - \delta_y)}$$

設定した付着応力 - すべり関係を用いて以下の手順により、荷重とすべり s の関係を計算した。

- 1) x_0 地点のすべり s_0 を与える。
- 2) x_0 地点のひずみ ε_0 を仮定する。
- 3) 区間 0-1 における付着応力 τ_1 を式(3.2.9)より求める。
- 4) x_1 地点のひずみ ε_1 を式(3.2.8)により求める。
- 5) x_1 地点のすべり s_1 を、すべり s_0 から区間 0-1 のひずみの積分値を差し引くことにより求める。
- 6) 4),5)で求めた s_1 およびにより区間 1-2 における付着応力 τ_2 を式(3.2.9)により求める。
- 7) $x=l$ までの区間に対して、4)から 6)に示した計算方法に従い各位置のすべり、ひずみ、付着応力を求める。
- 8) 式(3.2.10)により計算上の CFRP ストランドシートの引張力を求める。

$$P = b \cdot \int_0^l \tau_1 dx \quad (3.2.10)$$

- 9) x_0 地点のひずみ ε_0 から求めた引張力と 8)で求めた引張力を比較し、差が小さくなる（差が荷重に対して 0.1%未満になる）まで x_0 地点のひずみ ε_0 を仮定し直し計算を繰り返す。
- 10) 9)で 2 つの力が釣合い、与えた s_0 より各点のひずみを積分したすべりが小さければ、その差を、端部（位置 n ）でのすべりとする。
- 11) 1)で仮定したすべりに微小すべり(0.001mm)を加え、次のステップに進み、荷重の最大値が得られるまで計算を繰り返す。

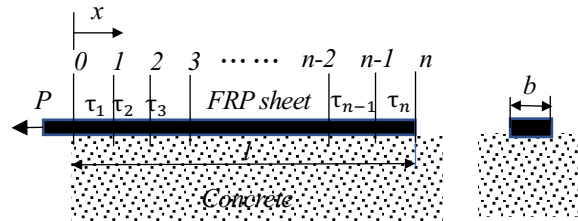


図 3.2.17 解析モデル

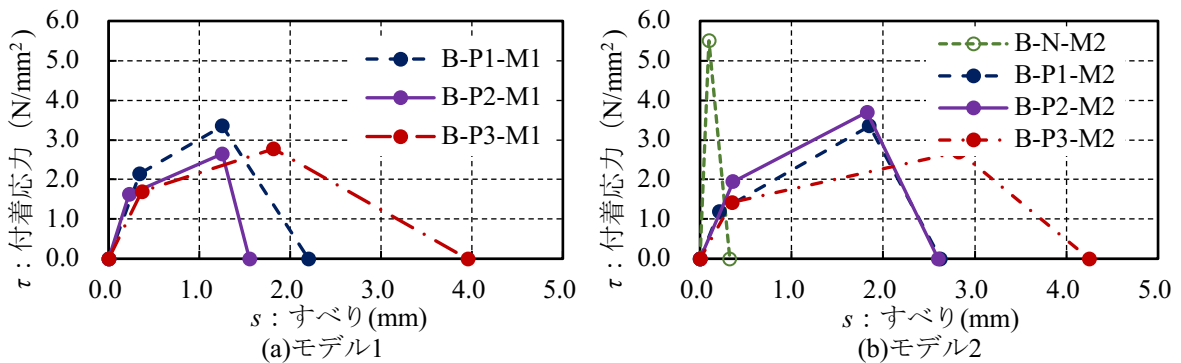


図 3.2.18 付着応力 - すべり関係のモデル化

(2) 解析結果と考察

図 3.2.19 に荷重端側のすべりと荷重の関係の実験値と解析値を示す。ここですべりの実験値は、CFRP スtrandシートのみずみの接着端部から荷重端部までの積分値に端部すべりを加えて算定した荷重端側の値である。ポリウレタ樹脂を用いていない B-N 供試体は、最大荷重に達するまでの荷重 - すべり関係は、概ね良い一致を示している。B-P1 供試体では、荷重-すべり関係の初期の勾配は実験値の方が大きい。B-P1-2 供試体の一次ピーク（初期はく離）の荷重およびすべりは、モデル 2 の解析結果と近い値となっている。

B-P2 供試体について見ると、解析における最大荷重と最大荷重に達した際のすべりは、モデル 1 では B-P2-1 供試体の初期はく離点に近く、モデル 2 では B-P2-2 供試体の初期はく離点に近い値となった。また、モデル 2 の最大すべりと実験値は、共に約 4.5mm と概ね等しい値となった。

B-P3 供試体では、荷重-すべり関係の初期の勾配は、実験値とモデル 1 の解析値がよく一致している。最大荷重および最大荷重時のすべりは、モデル 1、モデル 2 とともに解析値の方が小さくなった。

表 3.2.7 に、初期はく離荷重および最大荷重の実験値と解析値の比較を示す。ここで初期はく離荷重の解析値は、モデル 1 の付着応力 - すべり関係を用いた解析の最大値とし、最大荷重の解析値は、モデル 2 の付着応力-すべり関係を用いた解析の最大値とした。

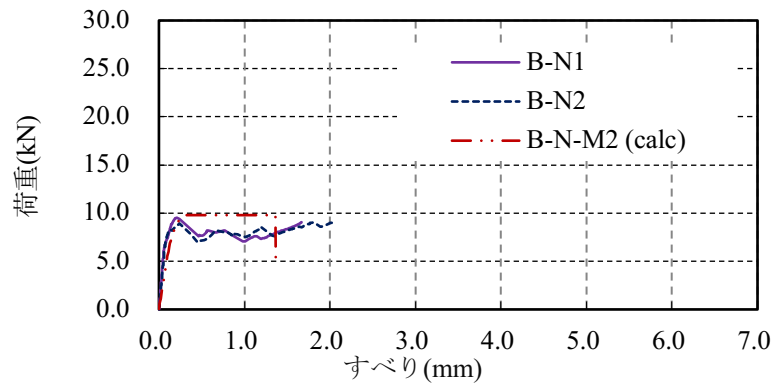
初期はく離荷重についてみると、実験値ではポリウレタ樹脂の塗布量が 2.0kg/m^2 の B-P2 供試体の方が、 1.0kg/m^2 の B-P1 供試体より高くなっているが、解析値はその逆に B-P1 の方が高くなっている。解析に用いた付着応力 - すべり関係では、B-P1 供試体の方が τ_y および δ_u がともに大きく、界面はく離破壊エネルギー G_f が高くなっていることによる。

最大荷重について見ると、実験値、解析値とも B-N, B-P1, B-P2, B-P3 供試体の順に大きくなってい

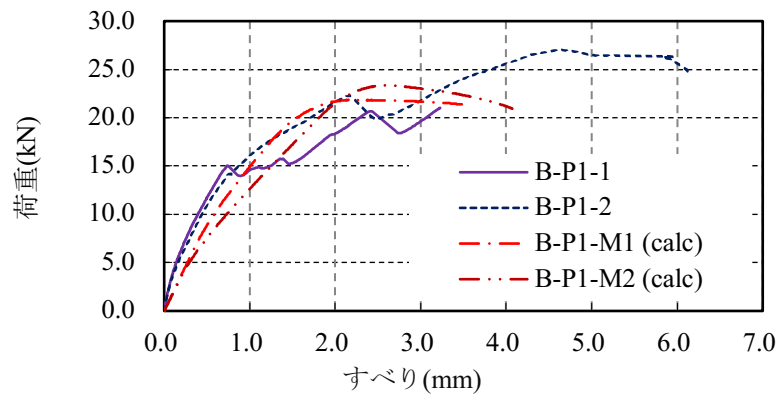
るが、ポリウレア樹脂を塗布していない B-N 供試体の最大値は、実験値、解析値ともに顕著に小さくなった。ポリウレア樹脂の塗布量が 1.0, 2.0kg/m² の B-P1 と B-P2 供試体の最大荷重は、実験値、解析値とも顕著な差異はなかった。ポリウレア樹脂の塗布量が 3.0kg/m² の B-P3 供試体は、最大荷重の実験値が B-P2 供試体に比べて約 13%高かったが、解析値では顕著な差異は認められなかった。この原因としては、設定した付着応力 - すべり関係において B-P3 供試体の最大付着応力 τ_p が B-P2 供試体より小さいなど付着応力 - すべり関係のモデル化の影響や、BP-3 では有効付着長が貼付長より長いことなどが考えられる。実験値の平均値と解析値の比は、初期はく離荷重に対し 0.85 から 1.21, 最大荷重に対して 0.94 から 1.08 と概ね良い一致を示している。以上のように、ポリウレア樹脂を用いた場合、付着試験で設定した 3 直線の付着応力 - すべり関係のモデルを使用することにより、本解析手法により付着特性をシミュレーションできることが明らかになった。

表 3.2.7 最大荷重の実験値と解析値

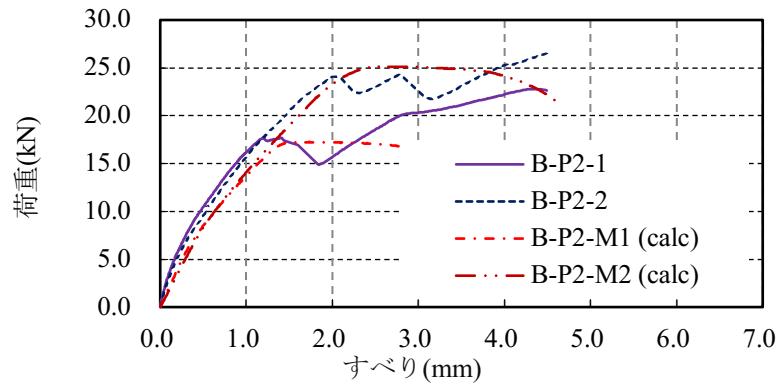
モデル	ケース	No.1 (kN)	No.2 (kN)	平均 (kN)	解析 (kN)	平均/ 解析
初期 はく離	B-P1	15.05	22.25	18.65	21.85	0.85
	B-P2	17.76	24.08	20.92	17.26	1.21
	B-P3	27.30	28.34	27.82	25.52	1.09
最大 荷重	B-N	9.50	9.00	9.25	9.79	0.94
	B-P1	21.00	27.00	24.00	23.35	1.03
	B-P2	22.80	26.50	24.65	25.16	0.98
	B-P3	27.30	28.20	27.75	25.61	1.08



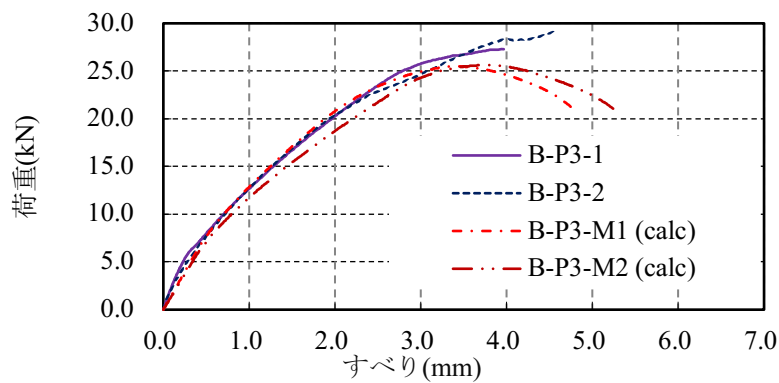
(a) B-N



(b) B-P1



(c) B-P2



(d) B-P3

図 3.2.19 荷重端すべりと荷重の関係

3.3 高伸度弾性樹脂を用いて CFRP スtrandシートを接着補強した RC はりの曲げ載荷試験

3.3.1 実験概要

3.2 の付着試験による検討により、高伸度弾性樹脂としてポリウレア樹脂を用いることにより、CFRP スtrandシートとコンクリートの付着特性が向上することが分かった。そこで高伸度弾性樹脂を用いた FRP 補強工法の鉄筋コンクリート部材の曲げ補強への適用性を確認するために、CFRP スtrandシートを、ポリウレア樹脂を介してエポキシ樹脂で接着して補強した RC はりの曲げ試験を行った。供試体は、2 章の曲げ供試体と同様に土木構造物で一般的な引張鉄筋比が約 1%の RC はりであり、曲げ破壊先行型となるようにせん断補強鉄筋を配置した。高伸度弾性樹脂を層間に用いることで CFRP スtrandシートの定着長が長くことを想定し接着長を 1540mm および 2540mm の 2 水準とし、せん断スパン比 a/d を 2.8 および 4.0 として図 3.3.1 に示す 3 種類の RC はりを製作した。RC はり供試体は、断面高さ $h=300\text{mm}$ 、せん断スパン比 $a/d=2.8$ で CFRP スtrandシートの接着長 $L=1540\text{mm}$ が Case1、 $h=300\text{mm}$ 、 $a/d=4.0$ 、 $L=2140\text{mm}$ の Case2、 $h=400\text{mm}$ 、 $a/d=2.86$ 、 $L=2140\text{mm}$ の Case3 に分かれている。供試体の要因は、表 3.3.1 に示すポリウレア樹脂の塗布の有無、CFRP スtrandシートの接着長、供試体のせん断スパン比とした。ここで供試体名の記号は順に、せん断スパン比 (3: $a/d=2.8$, 4: $a/d=4.0$)、CFRP スtrandシートの接着長 (L15 : 1540mm, L21 : 2140mm)、補強材の種類 (N : 無補強, HT1 : 高強度型 CFRP スtrandシート 1 層)、ポリウレア樹脂の塗布の有無 (N : 塗布無, PU1 : 塗布量 1.0kg/m^2) を示している。載荷試験時のコンクリート強度を表 3.3.1 中に示す。

使用した補強用 FRP は、繊維目付量 600g/m^2 の高強度型の CFRP スtrandシートであり、ポリウレア樹脂を使用しないものは、ディスクサンダーによる下地処理後、エポキシ樹脂接着剤を塗布 (3.0kg/m^2) して CFRP スtrandシートを接着した。ポリウレア樹脂を塗布した供試体は、下地処理後、ポリウレア樹脂用プライマーの塗布 (0.2kg/m^2)、ポリウレア樹脂の塗布 (1.0kg/m^2)、エポキシ樹脂接着剤の塗布 (3.0kg/m^2)、CFRP スtrandシート接着の手順により製作した。各樹脂材料の塗布工程の間には、12 時間以上の間隔をとり、塗布した樹脂材料の初期硬化を指触により確認した後に次工程に進んだ。CFRP スtrandシートの貼付け幅は、断面高さ 300mm (Case1, 2) の供試体で幅 170mm、断面高さ 400mm (Case3) の供試体で幅 270mm とした。CFRP スtrandシートの接着後、室温で 1 週間以上の養生した後に載荷試験を行った。使用材料の材料特性を表 3.3.2～表 3.3.5 に示す。曲げ載荷試験は、1 点ピン支持、1 点ローラー支持、2 点中央載荷の 4 点曲げ試験とし、破壊まで単調に載荷した。

表 3.3.1 供試体の一覧

Case	供試体名	a/d	接着長さ (mm)	補強材 種類	n_f (層)	ポリウレア 樹脂	E_f (kN/mm^2)	σ_f (N/mm^2)	F_c (N/mm^2)
1	3N	2.8	—	—	—	—	—	—	43.4
	3L15HT1N	2.8	1540	HT	1	無	260	4540	42.7
	3L15HT1PU1	2.8	1540	HT	1	有	260	4540	45.9
2	4N	4.0	—	—	—	—	—	—	43.4
	4L21HT1N	4.0	2140	HT	1	無	257	4030	42.7
	4L21HT1PU1	4.0	2140	HT	1	有	257	4030	45.9
3	3L21HT1N	2.86	2140	HT	1	無	266	4250	44.8
	3L21HT1PU1	2.86	2140	HT	1	有	266	4250	46.7

a/d : せん断スパン比, n_f , E_f , σ_f : CFRP スtrandシートの積層数, ヤング係数, 引張強度
 f_c : コンクリートの圧縮強度

表 3.3.2 CFRP ストランドシートの材料特性

項目	Case1,	Case2	Case3
繊維目付量(g/m ²)	600	600	600
厚さ(mm)	0333	0.333	0.333
引張強度(N/mm ²)	4540	4030	4250
ヤング係数(kN/mm ²)	260	257	266

表 3.3.3 ポリウレア樹脂の材料特性

項目	Case1,	Case2	Case3
引張弾性率(N/mm ²)	68	60	70
引張伸び(%)	452	430	432

表 3.3.4 エポキシ樹脂接着剤の材料特性

項目	Case1,	Case2	Case3
圧縮強度(N/mm ²)	75	74	79
引張せん断強度(N/mm ²)	24	20	23
圧縮弾性係数(N/mm ²)	4.7	3.1	3.3
コンクリート接着強度(N/mm ²)	4030	3880	7792

表 3.3.5 軸方向鉄筋の材料特性

項目	Case1,	Case2	Case3
種類および呼び径	SD345-D22		
降伏強度(N/mm ²)	398		411
引張強度(N/mm ²)	576		589

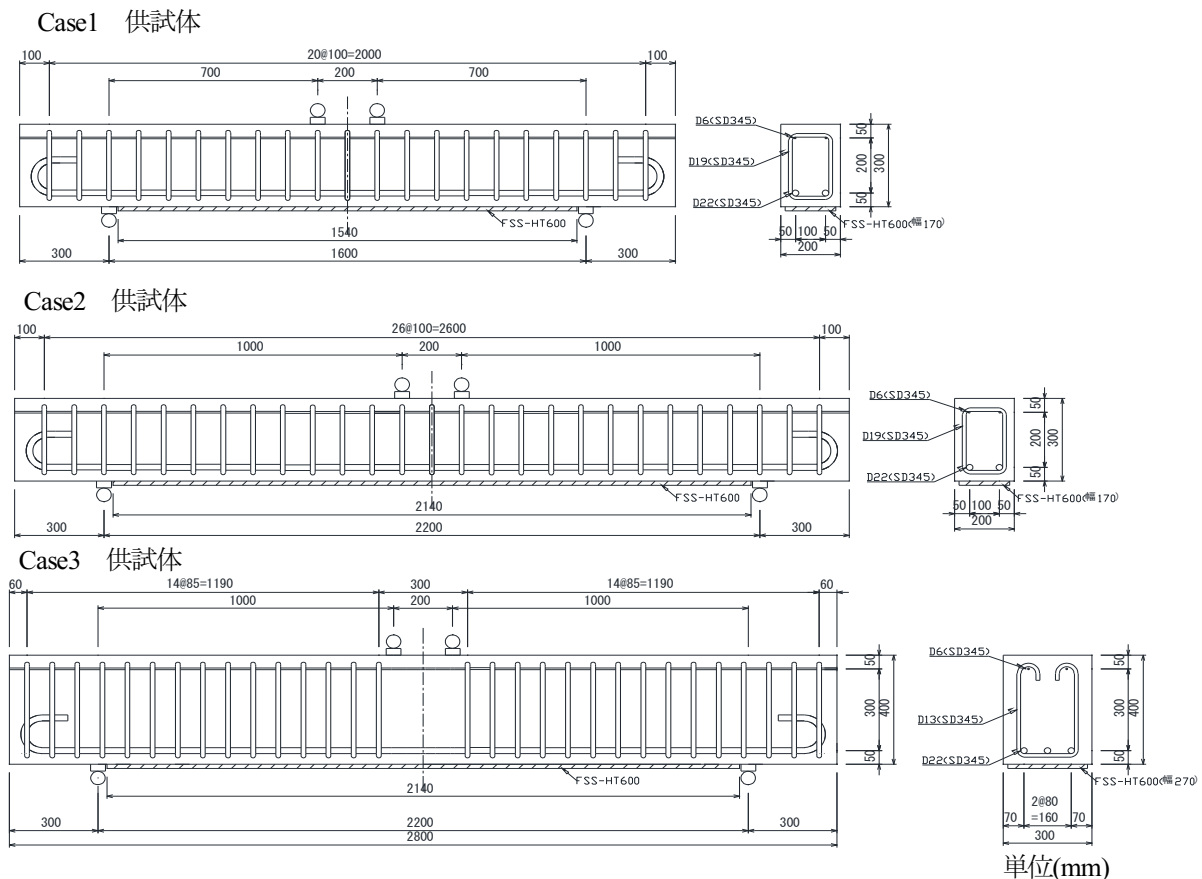


図 3.3.1 曲げ試験供試体

3.3.2 実験結果と考察

(1) 荷重と変位の関係

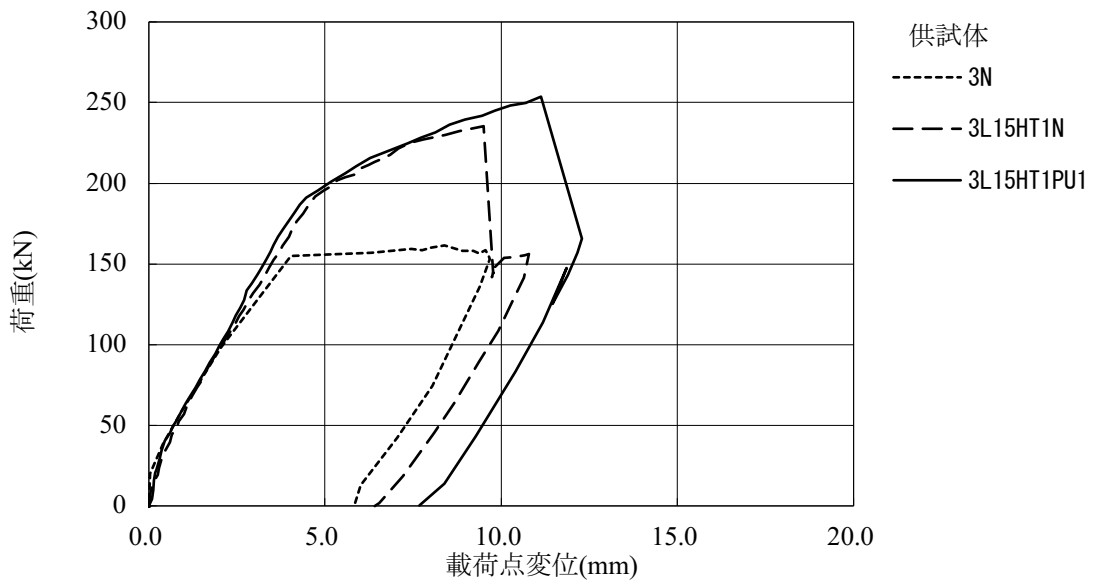
実験で得られた荷重－変位関係を図 3.3.2 に、最大荷重および最大荷重時の変位を表 3.3.6 に示す。また、CFRP ストランドシートのせん断スパンにおける接着長を定着長として表 3.3.6 中に示した。各 Case とも CFRP ストランドシートで補強した供試体の引張側軸方向鉄筋の降伏までの荷重－変位関係は、ポリウレア樹脂の塗布の有無によらずほぼ等しく、ポリウレア樹脂塗布による補強はりの曲げ剛性の顕著な低下は無かった。Case1, Case2, Case3 とも、ポリウレア樹脂を塗布していない供試体に比べて、ポリウレア樹脂を塗布した供試体の方が最大荷重が大きくなった。Case1, Case2 に於いて、ポリウレア樹脂を塗布していない供試体の最大荷重時の変位は、無補強に比べてほぼ同等、もしくはわずかな増加にとどまった。一方でポリウレア樹脂を塗布した供試体では、無補強供試体およびポリウレア樹脂を塗布していない供試体に比べて最大荷重時の変位が増加した。

ポリウレア樹脂を塗布していない供試体を基準として、ポリウレア樹脂を塗布した供試体の最大荷重および最大荷重時の変位の比算定したものそれぞれ、最大荷重比、最大変位比として表 3.3.6 中に示す。その結果、接着長 $L=2140\text{mm}$ (定着長 970mm) とした Case2 の 4L21HT1PU1 供試体では、最大荷重比で 1.19 倍、最大変位比で 2.02 倍であった。また、Case3 の 3L21HT1PU1 供試体では、最大荷重比が 1.21 倍、最大変位比は 2.46 倍であった。荷重の増加および最大荷重時の変位の増加から、ポリウレア樹脂を用いることにより、はく離を防止し、耐荷性能および変形性能が向上していると考えられる。

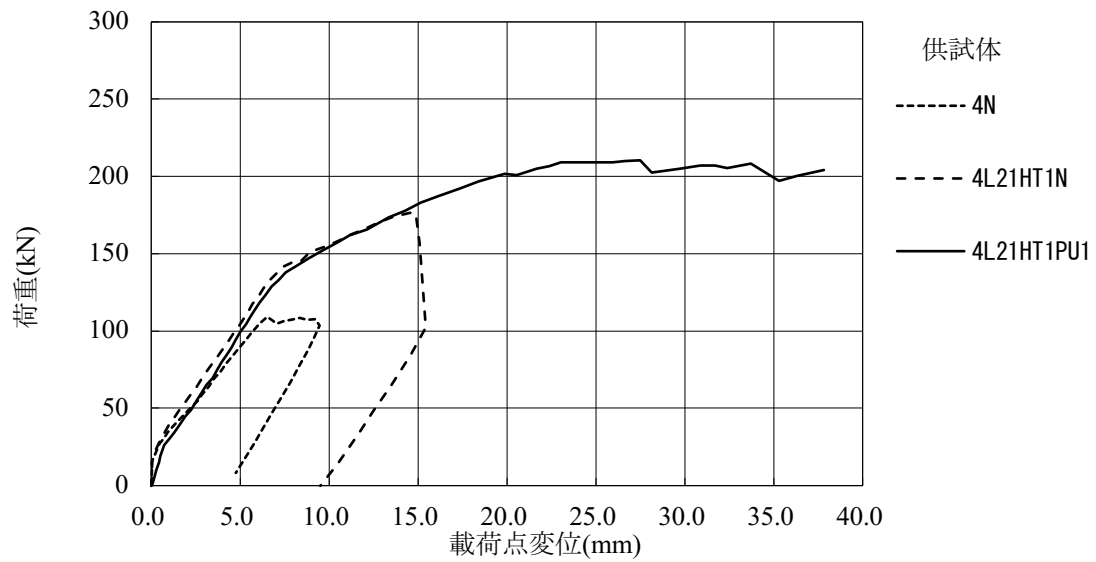
一方で、接着長 $L=1540\text{mm}$ (定着長 670mm) とした 3L15HTPU1 供試体ではポリウレア樹脂を塗布していない 3L15HTN 供試体に比べ最大荷重比 1.08 倍、最大変位比 1.18 倍に留まっており、高伸度弾性樹脂層のポリウレア樹脂により CFRP ストランドシートの定着長が伸び、耐荷性能および変形性能の評価においてより長い定着長が必要であることが示唆された。

表 3.3.6 最大荷重および最大荷重時変位

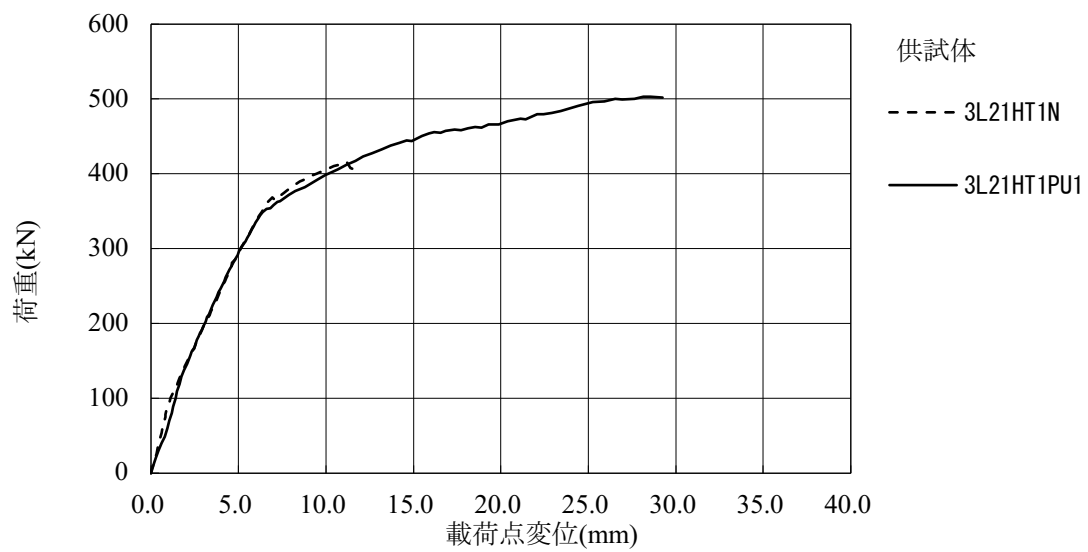
Case	供試体名	ポリウレア樹脂	接着長 (mm)	定着長 (mm)	最大荷重 (kN)	最大荷重時変位 (mm)	最大荷重比	最大変位比
1	3N	—	—		162.4	8.5	—	—
	3L15HT1N	無	1540	670	235.7	9.4	—	—
	3L15HT1PU1	有	1540	670	254.7	11.25	1.08	1.20
2	4N	—	—		108.5	8.2	—	—
	4L21HT1N	無	2140	970	177.6	14.1	—	—
	4L21HT1PU1	有	2140	970	210.5	28.5	1.19	2.02
3	3L21HT1N	無	2140	970	416.2	11.7	—	—
	3L21HT1PU1	有	2140	970	503.1	28.9	1.21	2.46



(a) Case1 $a/d=2.8$, $L=1540\text{mm}$



(b) Case2 $a/d=4.0$, $L=2140\text{mm}$



(c) Case3 $a/d=2.86$, $L=2140\text{mm}$

図 3.3.2 荷重と変位の関係

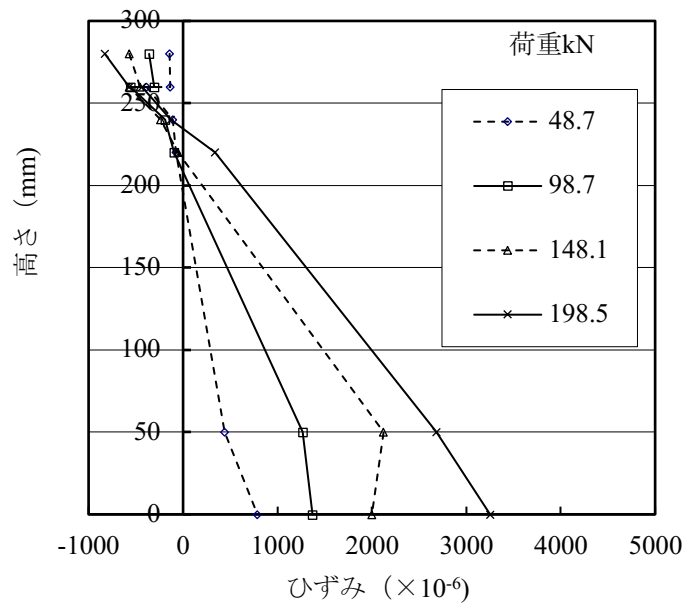
(2) ひずみおよび付着応力の分布

図 3.3.3 に Case1 のポリウレア樹脂を塗布していない 3L15HT1N 供試体とポリウレア樹脂を塗布した 3L15HT1PU1 供試体の CFRP ストランドシート、引張鉄筋、コンクリートのひずみのはりの断面高さ方向の分布を示す。3L15HT1N 供試体の 148.1kN 時に高さ 50mm の下側鉄筋のひずみが降伏ひずみを超えて直線分布が崩れているが、3L15HT1PU1 供試体では断面高さ方向のひずみの分布は、概ね直線を維持しており、ポリウレア樹脂を塗布した場合でも平面保持が成り立っていると考えられる。

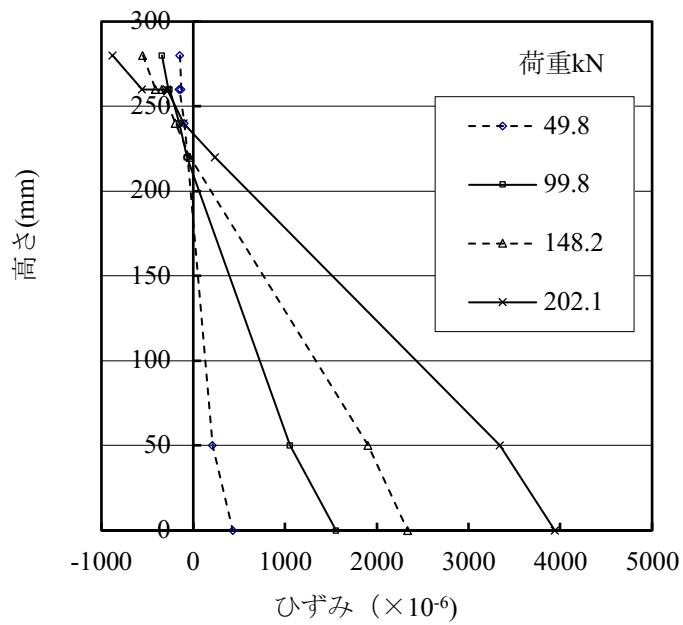
図 3.3.4 に各供試体のはり軸方向の CFRP ストランドシートのひずみ分布を荷重ステップごとに示す。いずれの Case でも、ポリウレア樹脂を塗布した供試体の最大ひずみが、ポリウレア樹脂を塗布しない場合より大きくなっており、ポリウレア樹脂によるはく離抑制効果が見られた。ポリウレア樹脂を塗布していない供試体の最大ひずみは、接着長およびせん断スパン比にかかわらず、 $7000\sim 8000\times 10^{-6}$ 程度であり、接着長およびせん断スパン比の違いによる影響は少なかった。ポリウレア樹脂を塗布した供試体の最大ひずみは、定着長 670mm とした Case1 の 3L15HT1PU1 供試体の 10655×10^{-6} に比べて、定着長を 970mm とした Case2 の 4L21HT1PU 供試体が 12962×10^{-6} 、Case3 の 3L21HT1PU1 供試体が 14660×10^{-6} となり、定着長が長い方が、最大ひずみが有意に大きくなっている。

CFRP ストランドシートのひずみ分布は、軸方向鉄筋の降伏ひずみ相当の 2000×10^{-6} 程度までは、概ねモーメントの分布に従った中央が凸のなだらかな山形の分布を示しているが、荷重が大きくなるのに従ってせん断スパンに発生したコンクリートのひび割れの影響を受け、ひび割れ近傍でピークを持つ分布を示し、破壊直前の段階ではその影響が顕著であり、ポリウレア樹脂を塗布した供試体の方が図 3.3.4 (d) 中の位置-400mm、図 3.3.4 (e) 中の位置-600mm に見られるようにせん断スパン内により明確な山型のひずみのピークを示していた。

隣り合うひずみゲージのひずみの測定値からその区間の付着応力を 3.2 の付着試験と同様に式(3.2.4)により算定した。付着応力のはり軸方向分布を図 3.3.5 に示す。ここで CFRP ストランドシートが供試体中央側に引張られる方向を正の付着応力、供試体端部側にシートが引張られる場合を負の付着応力とした。ひび割れ位置でひずみが急激に変化する区間で付着応力の絶対値が大きくなる。CFRP ストランドシートの接着長さにかかわらず、ポリウレア樹脂を塗布した供試体の方が付着応力のピークが高くなっている。これは、ゲージ間隔が 100mm と大きいことからポリウレア樹脂を塗布していない場合には、有効付着長とゲージ間隔がほぼ等しく局所付着応力を測定できず、平均的な付着応力として算定されていること、ポリウレア樹脂を塗布した供試体の方がはく離発生荷重は高く、はく離発生時のシートの最大ひずみが大きくなっているためであり、ひび割れ周辺の付着応力の最大値がポリウレア樹脂の無い場合よりも大きいことは、より大きな付着強度を有していることを示していると考えられる。

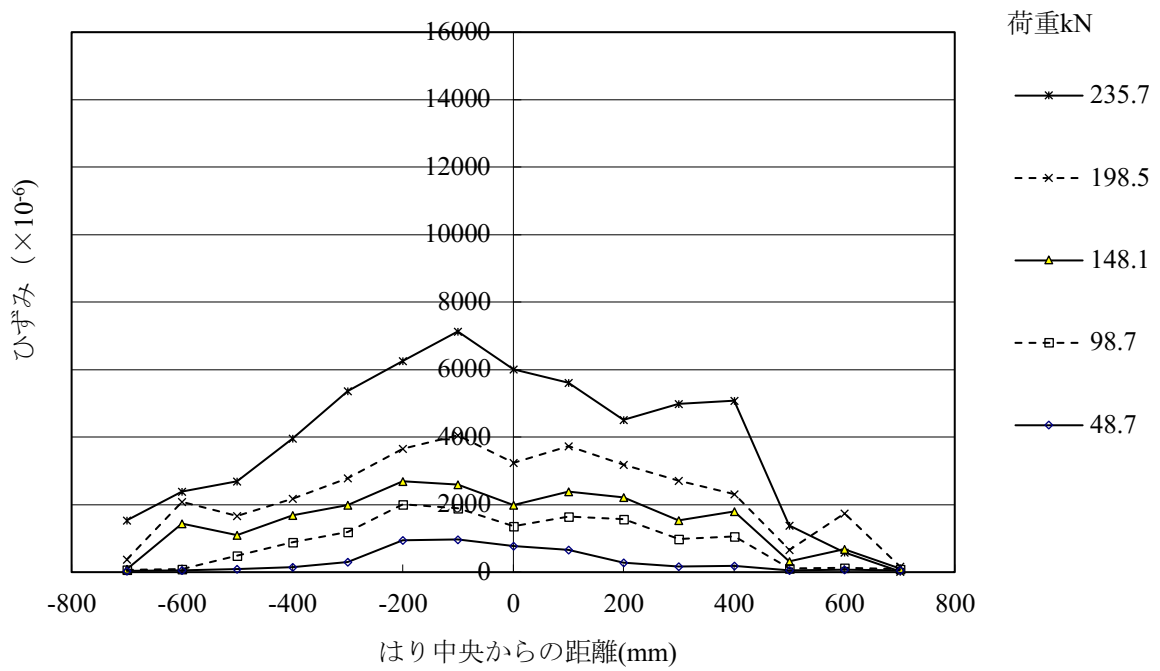


(a) 3L15HT1N

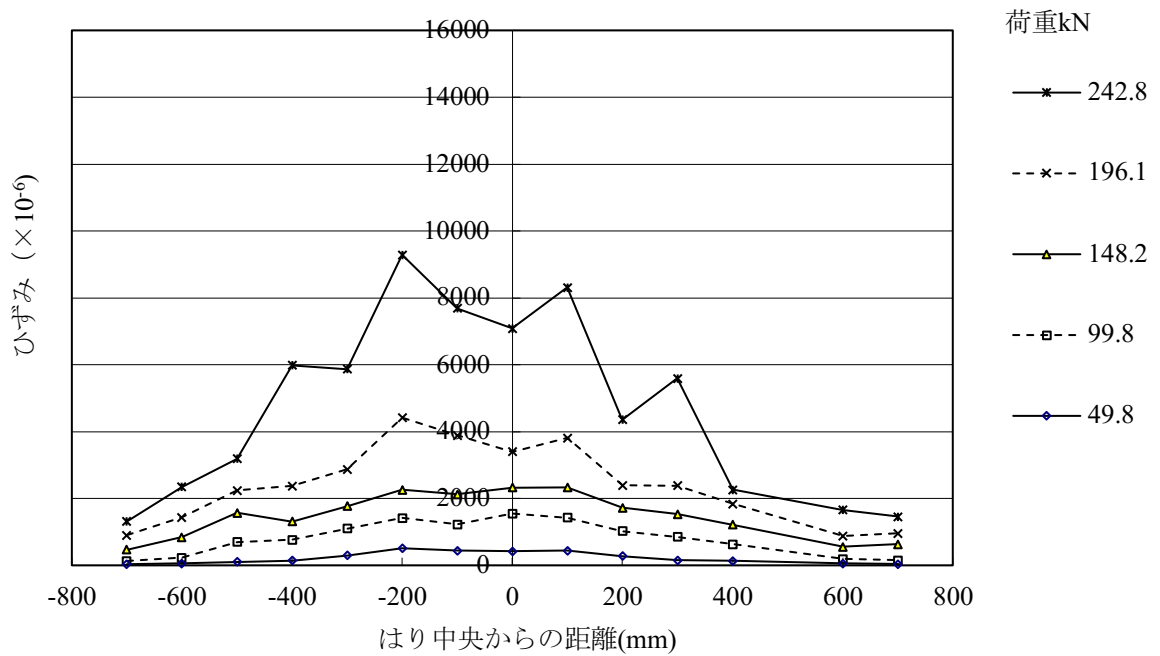


(b) 3L15HT1PU1

図 3.3.3 はり中央断面の高さ方向のひずみ分布

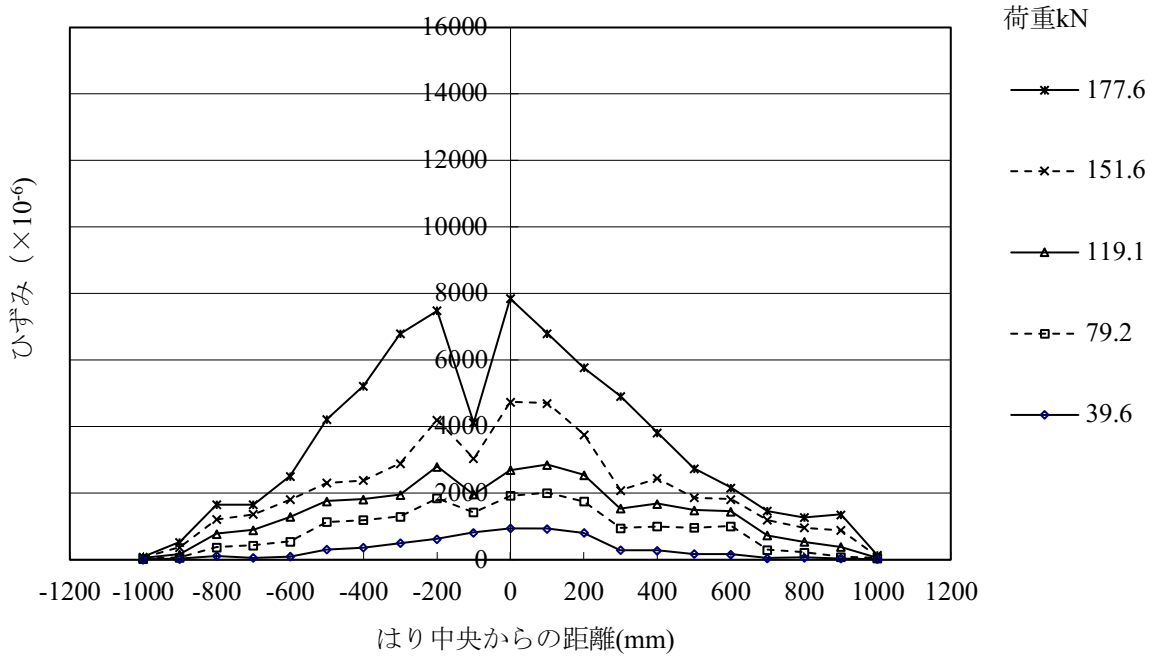


(a) 3L15HT1N

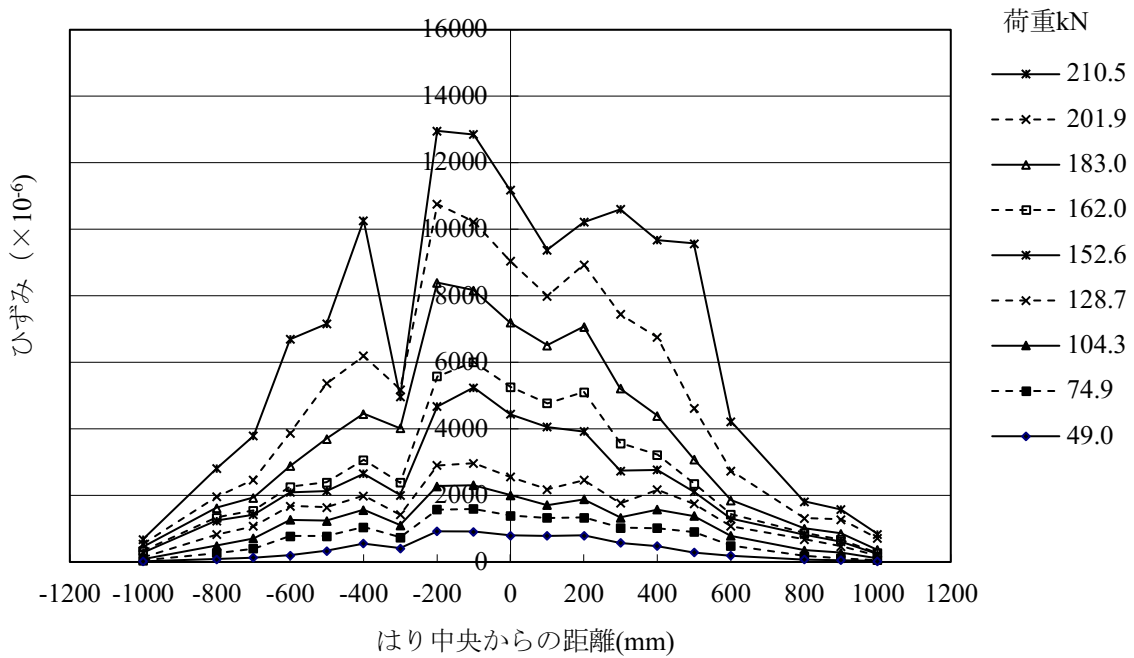


(b) 3L15HT1PU1

図 3.3.4 スtrandシートの軸方向のひずみ分布 (その1 Case1)

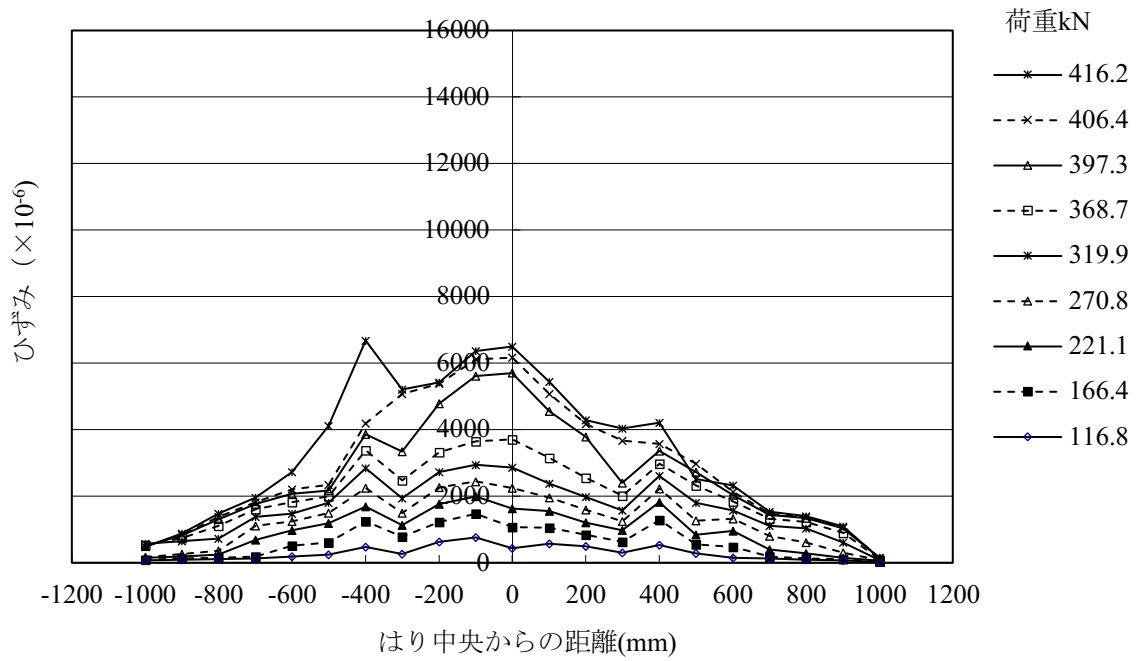


(c) 4L21HT1N

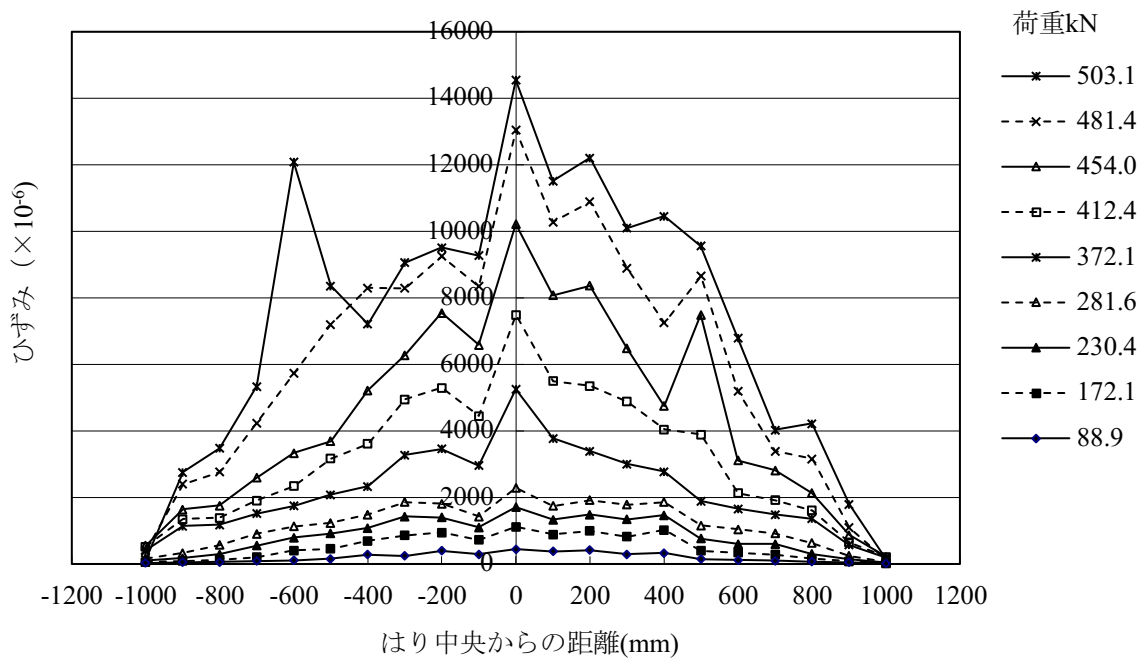


(d) 4L21HT1PU1

図 3.3.4 スtrandシート の軸方向のひずみ分布 (その2 Case2)

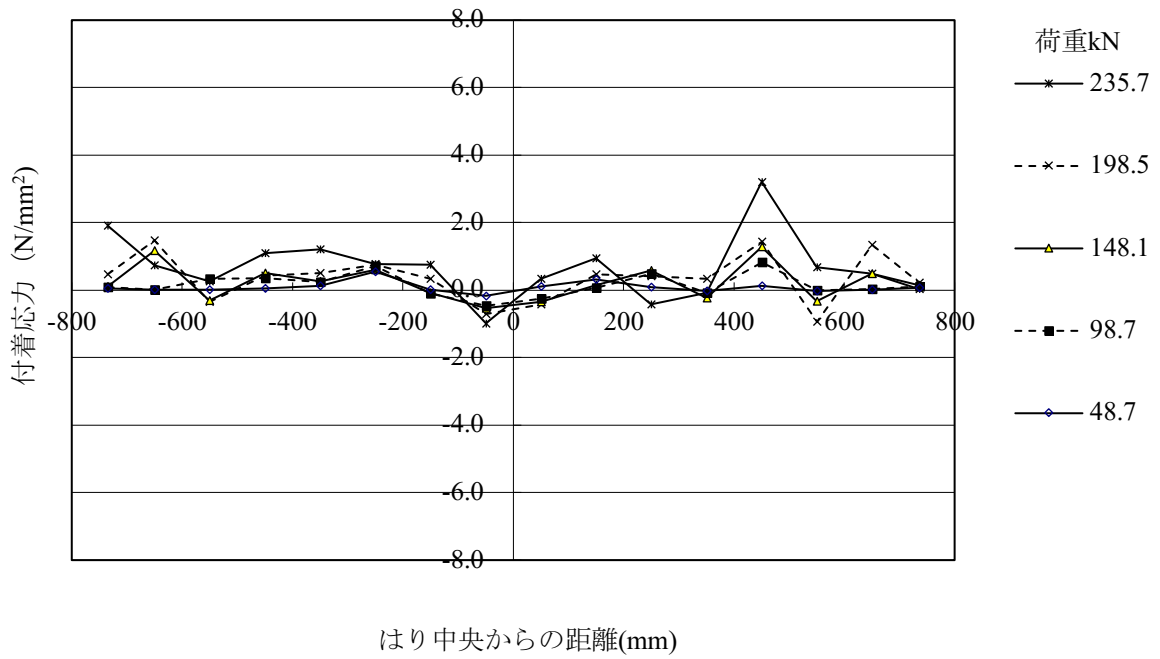


(e) 3L21HT1N

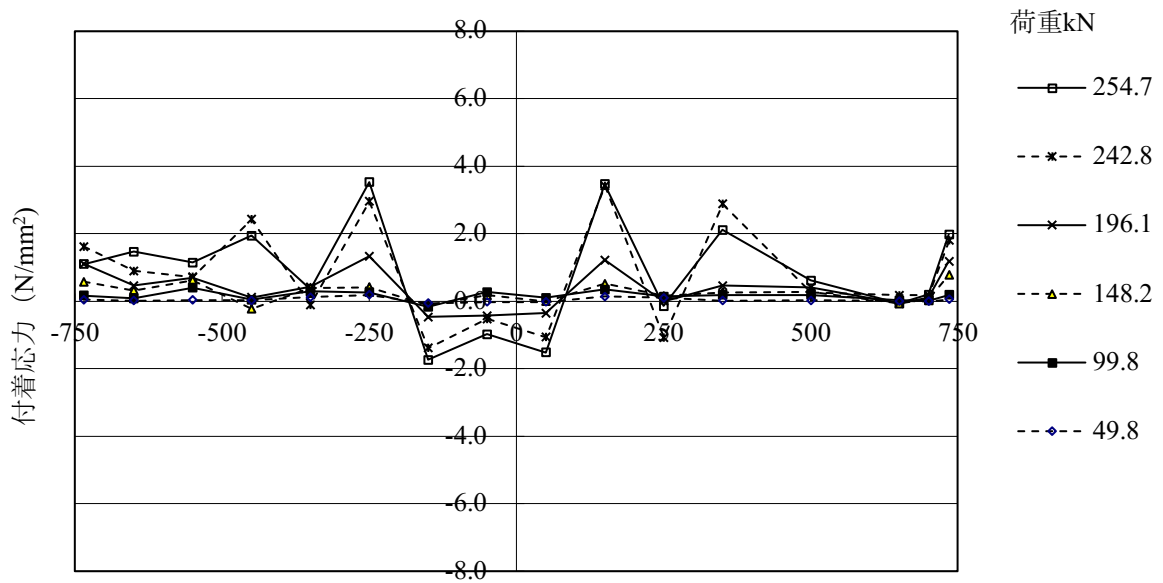


(f) 3L21HT1PU1

図 3.3.4 スtrandシートの軸方向のひずみ分布 (その3 Case3)

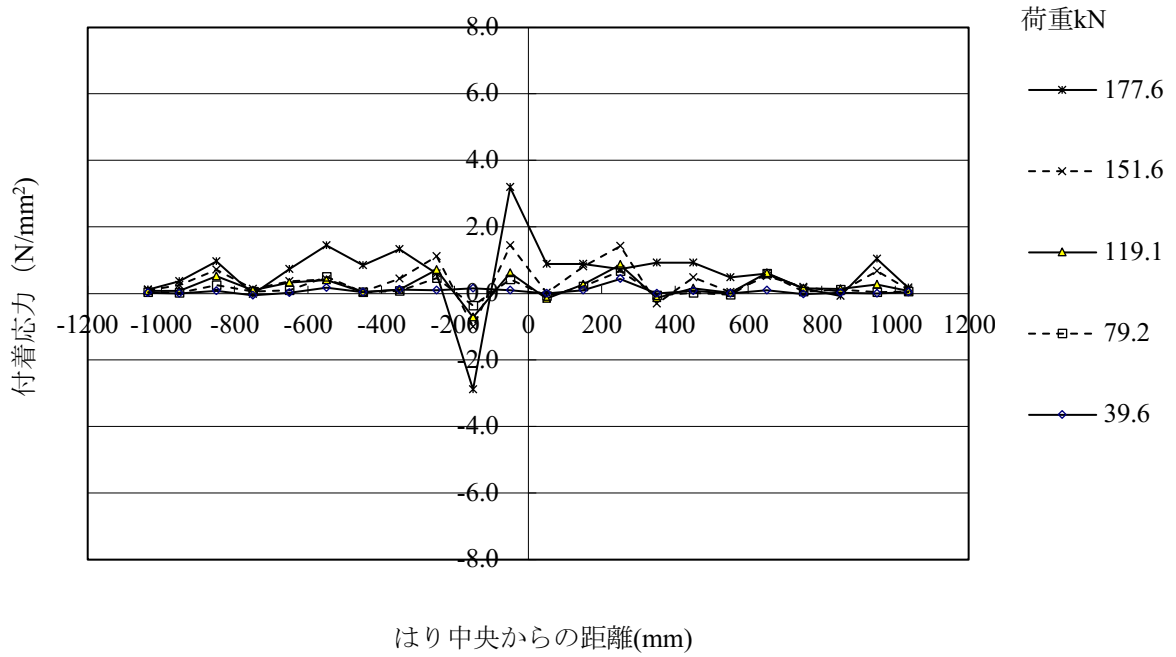


(a) 3L15HT1N

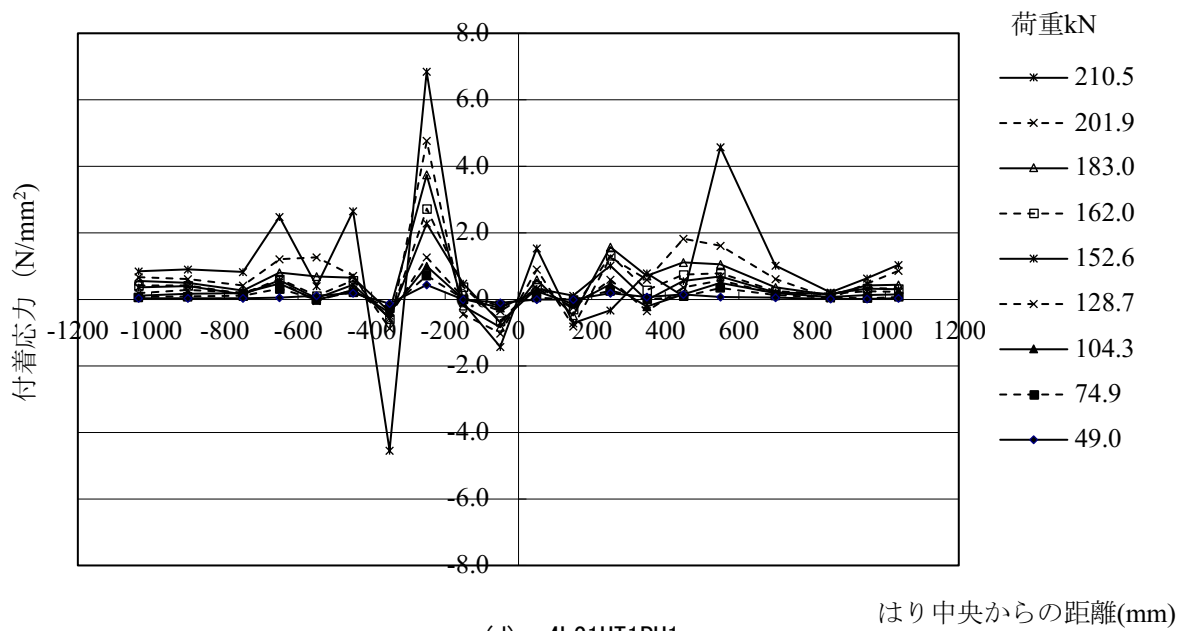


(b) 3L15HT1PU1

図 3.3.5 付着応力の軸方向分布 (その1 Case1)

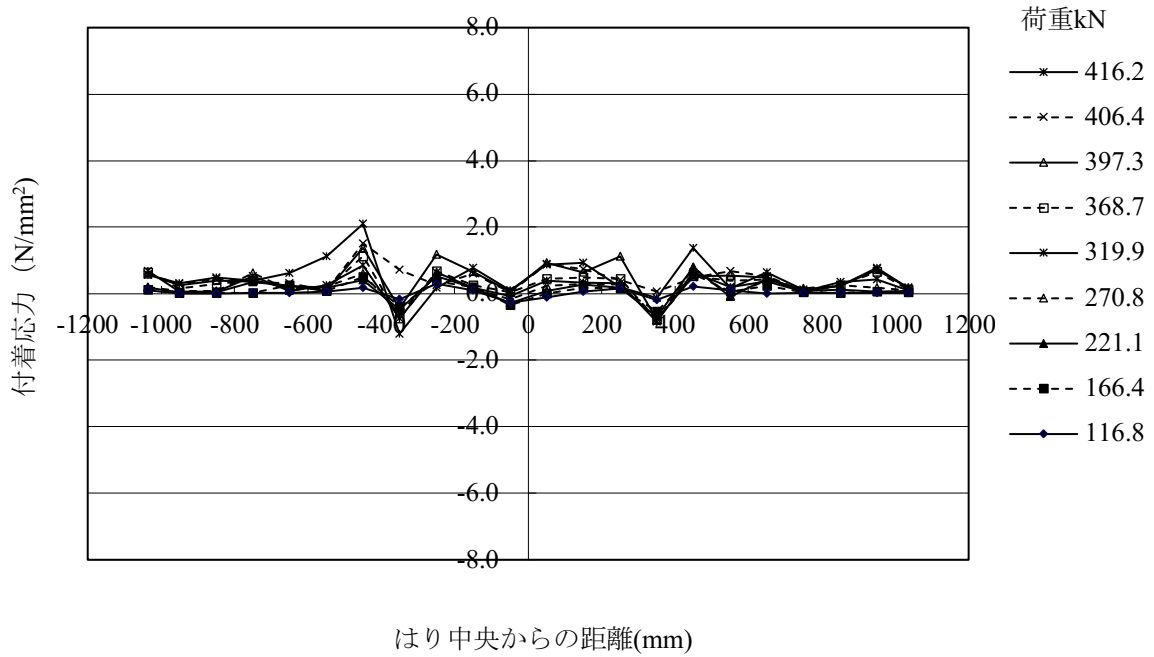


(c) 4L21HT1N

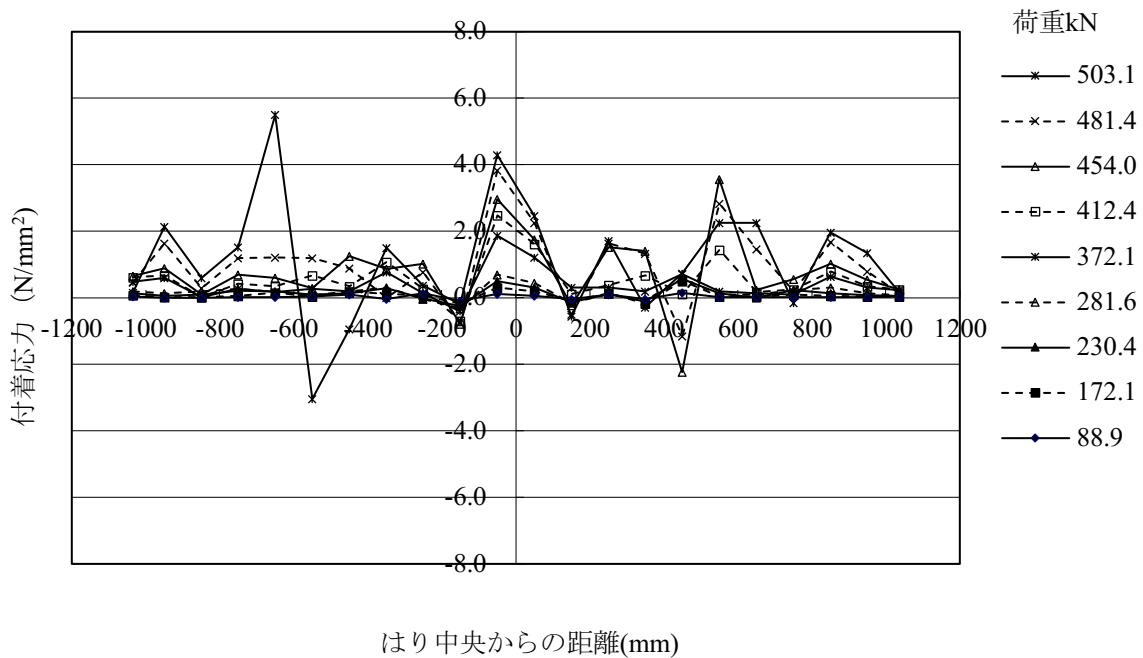


(d) 4L21HT1PU1

図 3.3.5 付着応力の軸方向分布 (その2 Case2)



(e) 3L21HT1N



(f) 3L21HT1PU1

図 3.3.5 付着応力の軸方向分布 (その3 Case3)

(3) 破壊状況

各供試体の破壊状況を表 3.3.7 に、破壊状況の写真を図 3.3.6 (a)～(h) に示す。Case1 についてみると、無補強の 3N 供試体は、100～150mm の間隔で曲げひび割れが発生している (図 3.3.6 (a))。ポリウレア樹脂を塗布していない 3L15HT1N 供試体は、3N 供試体と同様に 100～150mm の間隔で曲げひび割れが発生し、荷重の増加に従って曲げひび割れが載荷点方向へ向かう斜めひび割れに進展し、荷重 236.3kN でスパン中央側から支点側に CFRP スtrandシートがはく離した。はく離した CFRP スtrandシートにコンクリートのモルタルが薄く付着した状態であり、軸方向鉄筋下からのかぶりコンクリートの破壊は発生しなかった (図 3.3.6 (b))。ポリウレア樹脂を塗布した 3L15HT1PU1 供試体は、曲げひび割れが 50～100mm 間隔で発生し、無補強供試体よりひび割れ間隔が狭く、ひび割れ本数が多くなっており、ひび割れの分散性が改善されている。せん断スパンに発生した曲げひび割れは、荷重の増加に伴って載荷点側に向かう斜めひび割れへと進展した。破壊前には、はり下縁の載荷点近傍の CFRP スtrandシート端部に斜めひび割れが発生し、荷重 255.0kN で CFRP スtrandシート端部から軸方向鉄筋下部に沿ってかぶりコンクリートの破壊が発生した。

3L15HT1N および 3L15HT1PU1 供試体のはく離側スパンに於ける、はく離前後の 3 荷重ステップの付着応力の分布を図 3.3.7 に示す。図中で右側にポリウレア樹脂を塗布していない 3L15HT1N 供試体を、左側にポリウレア樹脂を塗布した 3L15HT1PU1 供試体を示している。3L15HT1N 供試体では、せん断スパン中央側 450mm 位置の付着応力が、はく離直前に大きくなっているが、シート端部側 735mm の付着応力は低く、はり中央側からはく離が発生している。これに対して 3L15HT1PU1 供試体では、はく離前 3Step の時点で 450mm の位置から外側の範囲で端部まで付着応力が高く、端部側の 650～550mm 位置の付着応力がはく離直前に増加し、その後、端部側でかぶりコンクリートが軸方向鉄筋下に沿って破壊した。ポリウレア樹脂を塗布して CFRP スtrandシートを接着した場合、定着長が短いとシート端部まで引張力が伝達され、端部にも広い範囲で付着応力が生じ、シート端部のかぶりコンクリートにスパン中央側に向かって引き剥がす引張力が作用するため、かぶりコンクリートの破壊に至ったと考えられる。

次に図 3.3.6 (d)～(f) に示す、はり高さを等しくし CFRP スtrandシートの接着長さおよび支持点間隔を広くした Case2 について見る。無補強の 4N 供試体は、3N 供試体と同様に 100～150mm の間隔で曲げひび割れが発生し、ほとんど斜め方向に進展することがなく上縁コンクリートの圧壊で破壊に至り、最大荷重は 108.0kN であった。CFRP スtrandシートの接着長さを 2140mm(定着長 970mm) とし、ポリウレア樹脂を塗布していない 4L21HT1N 供試体は、曲げひび割れが 100～150mm 間隔で発生した後、荷重 177.5kN で載荷点側から支点側に向けて CFRP スtrandシートがコンクリートの表層からはく離し、シートに薄くモルタルが付着していた。載荷点直下から支点側に 250mm の範囲では、かぶりコンクリート破壊が発生していた。ポリウレア樹脂を塗布した 4L21HT1PU1 供試体は、曲げひび割れが 50～100mm 間隔で発生した後、ひび割れが載荷点側に斜めに上昇し、荷重 209.9kN 時に、はり中央の載荷点間の上縁のコンクリートが圧縮破壊しはじめ、その後荷重を続けると荷重の増加を伴わずに変位が増大し、最終的に下縁の CFRP スtrandシートが載荷点側から一部でかぶりコンクリートのはく離を伴ってはく離した。CFRP スtrandシートを完全弾性体として、平面保持を仮定し、はく離が無いものとし、コンクリートの終局圧縮ひずみを 3500×10^{-6} として算定した曲げ耐力は 210.9kN であり、実験の最大荷重とほぼ一致した。CFRP スtrandシートの最大ひずみは 12962×10^{-6} であり、定着長 670mm の 3L15HTPU1

供試体の 10655×10^{-6} より増加しており、コンクリートの圧壊が発生しなければさらに最大ひずみが増加した可能性もあり、定着長 970mm と長くすることで、はく離が抑制されたと考えられる。

次に図 3.3.6 (g)～(h)に示す、接着長を 2140mm とし、はり高さを 400mm と大きくしせん断スパン比 a/d を Case1 とほぼ等しい 2.86 とした Case3 について見る。ポリウレア樹脂を塗布していない 3L21HT1N 供試体は、荷重 415.8kN でモルタルが薄く付着した状態で CFRP ストランドシートがはり中央部から端部に向けて、かぶりコンクリートの破壊を伴わずにはく離した。計測された CFRP ストランドシートの最大ひずみは 6885×10^{-6} であり、Case1 のポリウレア樹脂を塗布していない 3L15HT1N 供試体の 7137×10^{-6} より若干低い値となった。ポリウレア樹脂を塗布していない場合、繊維目付量 600g/m^2 の高強度型 CFRP ストランドシート 1 層の場合、定着長は 700mm 程度で十分であり、それより定着長を長くしてもはく離時の CFRP ストランドシートのひずみは増加しないものと考えられる。ポリウレア樹脂を塗布した 3L21HT1PU1 供試体は、荷重 506.0kN 時にかぶりコンクリートの破壊を伴って CFRP ストランドシートがスパン片側で全面的にはく離した。CFRP ストランドシートの最大ひずみは、 14660×10^{-6} と全供試体の中で最大となり、CFRP ストランドシートのヤング係数と引張強度から算定した破断ひずみ 15980×10^{-6} に近い値となったが、破断は生じなかった。接着長を長くすることで定着長が確保され、また Case2 よりもはり高さを大きくしたことでコンクリートの圧縮破壊が生じなかったため、最も大きなひずみではく離に至ったと考えられる。

表 3.3.7 破壊状況

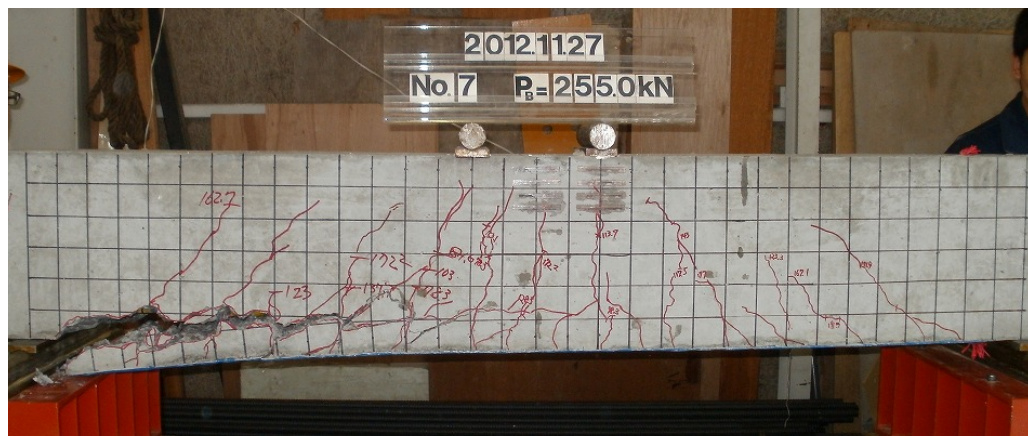
供試体名	ポリウレア樹脂	接着長さ (mm)	破壊状況
3L15HT1N	無	1540	FRP はく離, 一部かぶり破壊
3L15HT1PU1	有	1540	かぶり破壊
4L21HT1N	無	2140	FRP はく離
4L21HT1PU1	有	2140	コンクリート圧壊, FRP はく離, 一部かぶり破壊
3L21HT1N	無	2140	FRP はく離
3L21HT1PU1	有	2140	FRP はく離, かぶり破壊



(a) 3N



(b) 3L15HT1N



(c) 3L15HT1PU1

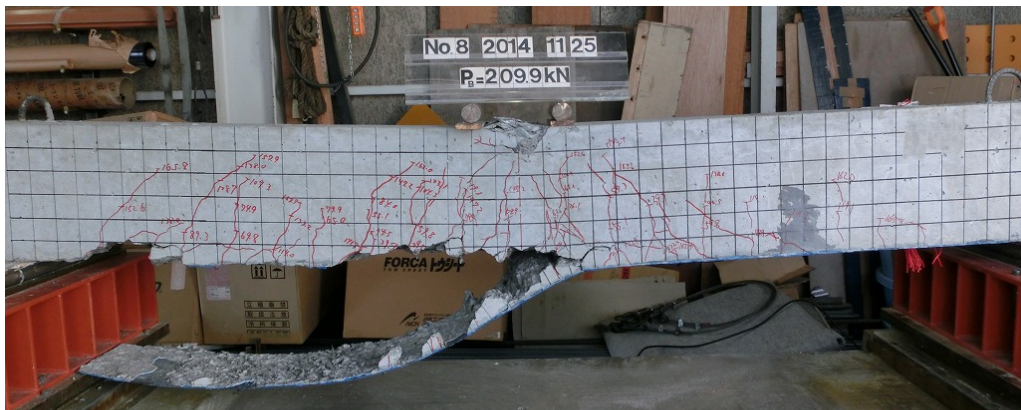
図 3.3.6 破壊状況 (その1 Case1)



(d) 4N



(e) 4L21HT1N



(f) 4L21HT1PU1

図 3.3.6 破壊状況 (その 2 Case2)

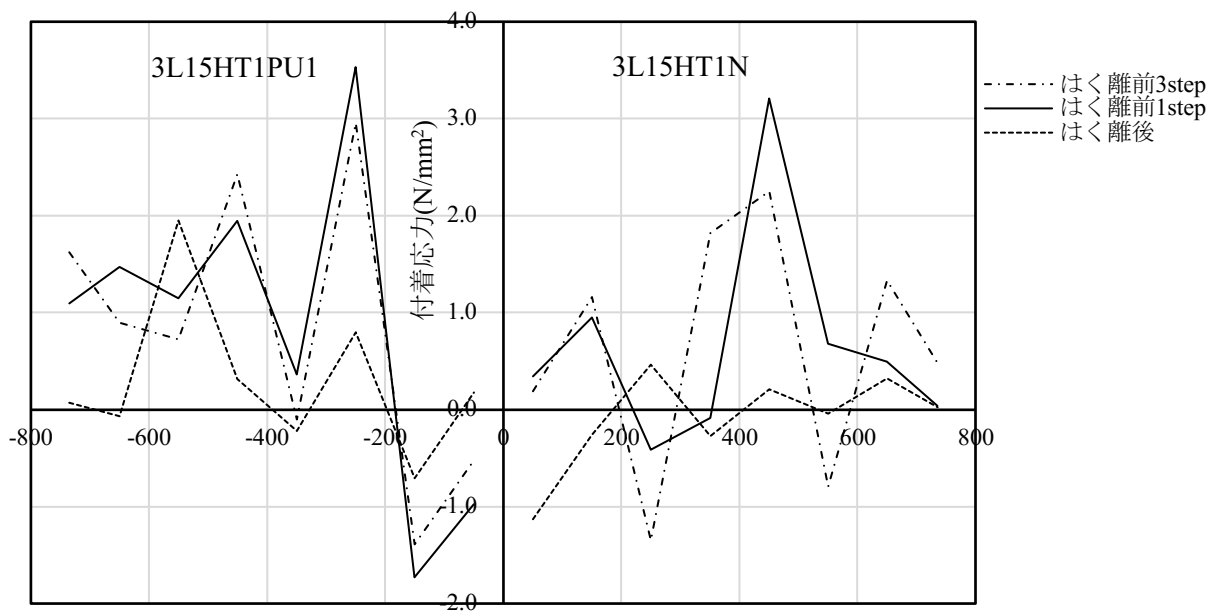


(g) 3L21HT1N



(h) 3L21HT1PU1

図 3.3.6 破壊状況 (その 3 Case3)



はり中央からの距離(mm)

図3.3.7 はく離前後の付着応力の分布

(4) ポリウレア樹脂がCFRP スtrandシート補強はりの曲げ耐力およびはく離に及ぼす影響

ポリウレア樹脂の塗布が、はりの曲げ耐力に及ぼす影響について比較する。表 3.3.8 に、各供試体の最大荷重、最大モーメントを示す。ここで、最大モーメントの計算値 M_{ucal} は、CFRP スtrandシートを完全弾性体として、平面保持を仮定し、はく離がないものとし、コンクリートの終局圧縮ひずみを 3500×10^{-6} として算定した曲げ耐力である。 $a/d = 2.8$ 、定着長 670mm の Case1 の最大曲げモーメントは、無補強の 3N 供試体を基準とすると、ポリウレア樹脂を塗布していない 3L15HT1N 供試体は 1.46 倍、ポリウレア樹脂を塗布した 3L15HT1PU1 供試体は 1.58 倍となった。ポリウレア樹脂を塗布していない 3L15HT1N 供試体を基準とすると、ポリウレア樹脂を塗布した 3L15HT1PU1 供試体の最大曲げモーメントは 1.08 倍となった。同じ断面の RC はりを用い、 a/d を 4.0 とし、定着長を 970mm と長くした Case2 の最大曲げモーメントは、無補強の 4N 供試体を基準とすると、ポリウレア樹脂を塗布していない 4L21HT1N 供試体は 1.64 倍、ポリウレア樹脂を塗布した 4L21HT1PU1 供試体は 1.94 倍となり、ポリウレア樹脂を塗布していない 4L21HT1N 供試体を基準とすると、ポリウレア樹脂を塗布した 4L21HT1PU1 供試体は 1.18 倍となった。はり高さを大きくし a/d を 2.86、定着長を 970mm と長くした Case3 の最大曲げモーメントは、ポリウレア樹脂を塗布していない 3L21HT1N 供試体を基準とするとポリウレア樹脂を塗布した 3L21HT1PU1 供試体は 1.22 倍となった。

いずれのケースでもポリウレア樹脂を塗布することにより、CFRP スtrandシートのはく離が抑制され、ポリウレア樹脂を塗布していない場合に比べて曲げ耐力が増加するが、定着長が短い場合には、その増加率は小さいものとなった。定着長を 970mm と長くした場合には、ポリウレア樹脂を塗布していない場合に比べて Case2 で 1.18 倍、Case3 で 1.22 倍の増加率が得られ、Case2 の 4L21HT1PU1 供試体では、無補強供試体の約 2 倍の曲げ耐力となった。4L21HT1PU1 供試体は、先に述べたように CFRP スtrandシートのはく離前に、圧縮縁のコンクリートの圧壊が生じており、そのため 3L21HT1PU 供試体に比べてポリウレア樹脂の塗布による曲げ耐力の増加率 r_{mp} が若干低下したが、本実験の範囲ではせん断スパン比かわかわらず、定着長を 970mm とすればポリウレア樹脂の塗布により無塗布に比べて約 20% の曲げ耐力の増加見込める結果となった。

次に、ポリウレア樹脂によるはく離抑制効果について、はり曲げ試験で計測された CFRP スtrand

表 3.3.8 はり曲げ試験体の耐荷力の比較

	供試体名	w (kg/m ²)	L_s (mm)	L_b (mm)	P_{max} (kN)	M_{max} (kN・m)	r_{nr}	r_{mp}	M_{ucal} (kN・m)	M_{max}/M_{ucal}
Case1	3N	-	-	-	161.5	56.5	-	-	53.58	1.05
	3L15HT1N	無	1540	670	236.3	82.7	1.46	-	99.23	0.83
	3L15HT1PU1	1.0	1540	670	255.0	89.3	1.58	1.08	103.33	0.86
Case2	4N	-	-	-	108.0	54.0	-	-	54.10	1.00
	4L21HT1N	無	2140	970	177.5	88.8	1.64	-	105.27	0.84
	4L21HT1PU1	1.0	2140	970	209.9	105.0	1.94	1.18	105.45	1.00
Case3	3L21HT1N	無	2140	970	415.8	207.9	-	-	265.43	0.78
	3L21HT1PU1	1.0	2140	970	506.0	253.0	-	1.22	270.11	0.94

a/d : せん断スパン比, n_f : シートの積層数, w : ポリウレア樹脂の塗布量, L_s : シートの接着長, L_b : シートの定着長, P_{max} : 最大荷重の実験値, M_{max} : 最大曲げモーメントの実験値, r_{nr} : 無補強供試体を基準とした M_{max} の比, r_{mp} : ポリウレア無の供試体を基準とした M_{max} の比, M_{ucal} : 最大モーメントの計算値

シートの最大ひずみから検討する。土木学会の「FRP 接着による構造物の補修・補強指針（案）」³⁻¹⁵⁾で

$$\sigma_f = \sqrt{\frac{2G_f \cdot E_f}{n_f \cdot t_f}} \quad (3.3.1)$$

は、曲げモーメントと軸力を受ける FRP 接着により補強されたコンクリート棒部材の補強用 FRP のはく離破壊時の補強用 FRP の引張応力度 σ_f と補強用 FRP とコンクリートの界面はく離破壊エネルギー G_f の間に式(3.3.1)の関係があるとしている。

ここに、 E_f :補強用 FRP のヤング係数、 n_f :補強用 FRP の積層数、 t_f :補強用 FRP の厚さである。

図 3.3.8 に示す曲げ載荷試験によりはく離時に計測された CFRP スtrandシート の最大ひずみ ε_{fmax} を用いて、 $\sigma_f = E_f \cdot \varepsilon_{fmax}$ として、界面はく離破壊エネルギー G_f を算定した結果を表 3.3.9 および図 3.3.9 に示す。ポリウレア樹脂を塗布していない供試体の CFRP スtrandシート の最大ひずみは、Case1, Case2, Case3 でそれぞれ 7137×10^{-6} , 7853×10^{-6} , 6685×10^{-6} であり定着長の影響は少ないものと考えられる。ポリウレア樹脂を塗布した供試体の CFRP スtrandシート の最大ひずみは、Case1, Case2, Case3 に対してそれぞれ 10655×10^{-6} , 12962×10^{-6} , 14660×10^{-6} であり、ポリウレア樹脂を塗布することで最大ひずみが増大し、定着長が 970mm の場合の方が定着長 670mm の場合に比べて最大ひずみおよびポリウレア樹脂無塗布の最大ひずみに対する比率 r_{sp} が大きくなった。

ポリウレア樹脂を塗布していない供試体に対して算定した界面はく離破壊エネルギー G_f は、1.98～2.64N/mm²と 3.2 の付着試験から得られた 0.8 N/mm² の 2 倍以上の値となった。曲げ試験では、モーメントの分布により、一軸引張による付着試験よりシート の引張力の伝達が緩やかになることが影響していると考えられる。ポリウレア樹脂を塗布した場合の界面はく離破壊エネルギーは、Case1, Case2, Case3 に対して、それぞれ 4.91, 7.19, 9.52 N/mm² となり、ポリウレア樹脂を塗布していない場合に比べて大幅に増加している。特に定着長を 970mm とした Case2 および Case3 で顕著に増加しており、3.2 の Type-B 付着試験のポリウレア樹脂の塗布量 1.0kg/m² の供試体の界面はく離破壊エネルギーの平均値 5.43 N/mm² よりも大きな値を示した。なお Case2 については、はく離前にコンクリートの圧壊が生じていたことが、Case3 に比べて ε_{fmax} , r_{sp} , および G_f が小さくなった原因の一つと考えられる。ポリウレア樹脂を塗布した場合でも、従来の FRP シート接着補強はりに対する界面はく離破壊エネルギーを用いたはく離照査式により、CFRP スtrandシートが接着補強された RC はりはく離発生時の CFRP スtrandシート の張力およびはりの曲げ耐力を安全側に評価できると考えられる。ただし、部材寸法が小さく CFRP スtrandシート の定着長が短い場合には、CFRP スtrandシート 端部からかぶりコンクリートが破壊する可能性があり注意を要する。

以上のように、高伸度弾性樹脂としてポリウレア樹脂を用いて CFRP スtrandシート を接着して曲げ補強した場合、CFRP スtrandシート のはく離が抑制され、高伸度弾性樹脂を用いない通常の FRP シート補強工法より高い補強効果を得られること、ポリウレア樹脂を用いる場合には定着長が短いと CFRP スtrandシート の張力が接着端部まで伝達され、接着端部の付着応力が高くなりかぶりコンクリートの破壊モードとなることから、本実験の範囲では、繊維目付量 600g/m² の高強度型 CFRP スtrandシート 1 層の場合では、少なくとも 1m 程度の定着長を確保することが必要であることが分かった。CFRP スtrandシート 端部からのかぶり破壊の予測手法および、はく離を考慮した精度の高い曲げ耐力の算定手法は、今後の課題である。

表 3.3.9 最大ひずみと界面はく離破壊エネルギー

	供試体名	a/d	n_f (層)	w (kg/m ²)	L_s (mm)	L_b (mm)	ε_{fmax} ($\times 10^{-6}$)	r_{sp}	G_f (N/mm)
Case1	3L15HT1N	2.80	1	無	1540	670	7137	1.49	2.21
	3L15HT1PU1	2.80	1	1.0	1540	670	10655		4.91
Case2	4L21HT1N	4.00	1	無	2140	970	7853	1.65	2.64
	4L21HT1PU1	4.00	1	1.0	2140	970	12962		7.19
Case3	3L21HT1N	2.86	1	無	2140	970	6685	2.19	1.98
	3L21HT1PU1	2.86	1	1.0	2140	970	14660		9.52

ε_{fmax} : シートの最大ひずみ, r_{sp} : ポリウレア無しの場合を基準とした最大ひずみの比

G_f : 界面はく離破壊エネルギー

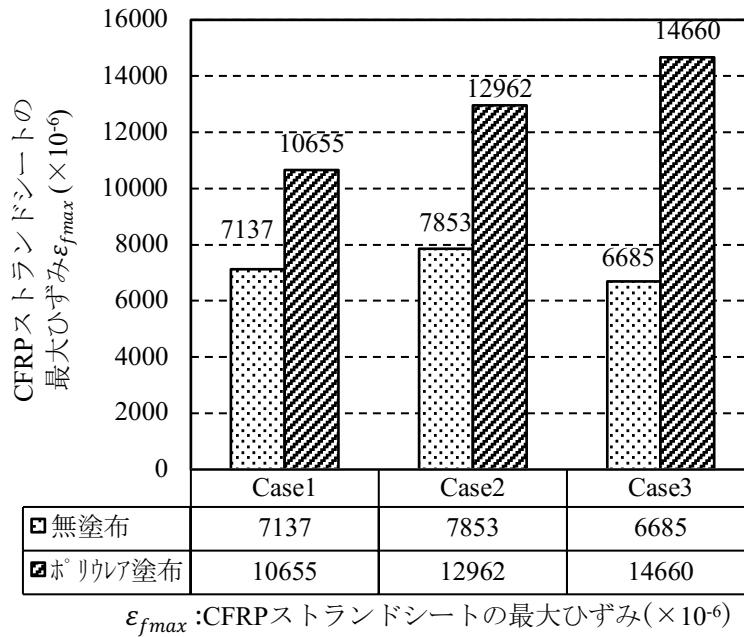
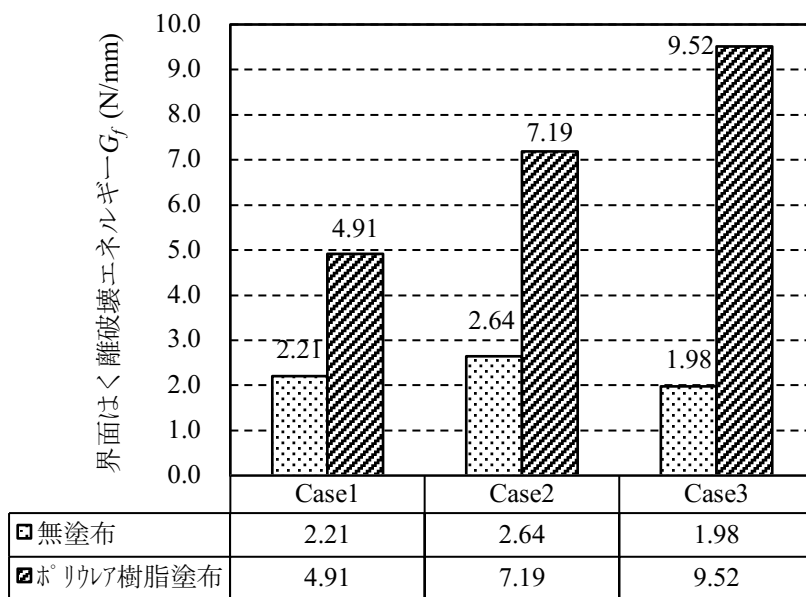


図3.3.8 CFRPストランドシートの最大ひずみの比較



G_f : 界面はく離破壊エネルギー (N/mm)

図3.3.9 界面はく離破壊エネルギーの比較

3.4 まとめ

3章の高伸度弾性樹脂を活用した RC 部材の FRP 接着補強法の実験的な評価により得られた知見を以下に示す。

- (1) FRP 接着工法の課題である、補強用 FRP とコンクリート部材との離れ抑制を目的として、コンクリート表面に、高伸度弾性樹脂として弾性係数が低く、破断伸度の大きなポリウレア樹脂を塗布したのち、エポキシ樹脂で FRP スtrandシートを接着する補強工法を考案した。
- (2) ポリウレア樹脂を介してコンクリートに接着された CFRP スtrandシートの付着性状を評価するため、土木学会基準で示されているコンクリート角柱を用いた一軸引張型の二面せん断試験を行ったところ、ポリウレア樹脂の塗布により大幅に付着強度が向上したが、ポリウレア樹脂を用いた場合には有効付着長が長くなりコンクリートブロック長 300mm の標準型の供試体では、接着長が不足すること、付着強度が高いために試験体中央の加力用の鋼棒の周辺からコンクリートブロックの割裂破壊が生じ、その付着性状を正確に評価することができないことが分かった。
- (3) 接着長を 500mm と長くし、割裂破壊の原因となるコンクリート内に埋め込まれる加力用鋼棒を用いない一面せん断型の供試体を用いて、ポリウレア樹脂の塗布量をパラメータとして付着試験を行った。その結果、ポリウレア樹脂の塗布量を 1.0kg/m^2 以上とすれば、最大はく離荷重が無塗布のものに比べて2倍以上向上すること、ポリウレア樹脂の塗布量が 1.0kg/m^2 と 2.0kg/m^2 では、最大はく離荷重および界面はく離破壊エネルギーに大きな差はないが、塗布量を 3.0kg/m^2 とした場合に最大はく離荷重及び界面はく離破壊エネルギーが最も高くなった。
- (4) 付着試験時の CFRP スtrandシートのひずみ分布から、ポリウレア樹脂を塗布しない場合の有効付着長が 120mm 程度であるのに対して、ポリウレア樹脂の塗布量が $1.0\sim 2.0\text{kg/m}^2$ では有効付着長が 400mm 程度、塗布量が 3.0kg/m^2 の場合は 500mm を超え、ポリウレア樹脂を塗布することにより有効付着長が長くなり、付着応力が低減されることが確認された。
- (5) 付着応力 - すべり関係は、ポリウレア樹脂を塗布しない場合は、一般的な FRP 接着工法で見られる鋭いピークとそれに続く軟化域を持つ山型の 2 直線近似が可能であるが、ポリウレア樹脂を塗布した場合には、付着応力の最大値が小さく、また付着応力が 0 となる終局すべりが大きく、付着応力の分布が広がる。付着応力 - すべり関係を、剛性の高い第 1 領域、剛性が低下するが付着応力がすべりとともに増加する第 2 領域、付着応力の最大値からすべりの増加とともに付着応力が低下する軟化領域の 3 直線にモデル化し、この付着応力 - すべり関係の面積から算定した界面はく離破壊エネルギーは、ポリウレア樹脂を塗布しない場合よりも大きくなり、最大荷重から算定した値に近い値となった。ポリウレア樹脂を塗布することで、接着界面の破壊エネルギーが高くなり付着強度が向上することが分かった。
- (6) 数値解析の結果から、ポリウレア樹脂を用いた場合、ポリウレア樹脂のない場合に比べて最大荷重および最大荷重時のすべりが顕著に増大することが確認された。ポリウレア樹脂を用いない場合、付着応力 - すべり関係を 2 直線モデルとした解析の最大荷重は、実験値とほぼ等しくなった。ポリウレア樹脂を用いた場合は、3 直線の付着応力 - すべり関係を用いて初期はく離荷重に対しては、上端側のモデル 1 の付着応力 - すべり関係を、最大荷重に対しては、下端側のモデル 2 の付着応力 - すべり関係を用いることで、はく離荷重を概ね算定できることがわかった。
- (7) ポリウレア樹脂による付着特性の改善が、CFRP スtrandシートが接着補強された RC はりの耐荷性状に及ぼす影響を評価するために、ポリウレア樹脂の塗布の有無、CFRP スtrandシート

の接着長さおよびせん断スパン比をパラメータとして、RC はりの曲げ載荷試験を行った。その結果、ポリウレア樹脂を塗布した場合でも平面保持が成り立ち、補強はりの軸方向鉄筋降伏前の剛性への影響はほとんど無いこと、ポリウレア樹脂の塗布により、最大荷重および最大荷重時の変位が増加することが明らかとなった。

- (8) ポリウレア樹脂を塗布した場合、FRP スtrandシート^①の定着長が670mm のケースでは、CFRP スtrandシート^②の接着端部から軸方向鉄筋に沿ったかぶりコンクリートの割裂破壊が生じ、ポリウレア樹脂を用いないケースに対する耐荷力の増加が少ないこと、定着長を970mm と長くすることで耐荷力の増加が大きくなり、CFRP スtrandシート^②の最大ひずみが大きくなり、より有効に補強用FRPを活用できることが分かった。またポリウレア樹脂を用いる場合は、定着長が短い場合、CFRP スtrandシート^②接着端部からのかぶりコンクリートの破壊が発生する恐れがあるため、繊維目付量600g/m²の高強度型CFRP スtrandシート^②1層の場合で、少なくとも定着長を1m程度確保する必要がある。
- (9) ポリウレア樹脂を塗布した場合でも、従来のFRPシート^①接着補強はりに対する界面はく離破壊エネルギーを用いたはく離照査式により、はく離発生時のCFRP スtrandシート^②の張力およびはりの曲げ耐力を安全側に評価できると考えられる。ただし、部材寸法が小さくCFRP スtrandシート^②の定着長が短い場合には、CFRP スtrandシート^②端部からのかぶりコンクリートが破壊する可能性があり注意を要する。CFRP スtrandシート^②端部からのかぶり破壊の予測手法および、はく離を考慮した精度の高い曲げ耐力の算定手法は、今後の課題である。

【3章の参考文献】

- 3-1) 水越睦視, 明星徹, 真鍋隆, 小林哲也: 炭素繊維シート補強 RC はりの曲げ性状に及ぼすシートの接着状態の影響, 土木学会第 50 回年次学術講演概要集, V-200, pp.400-401, 1992.9
- 3-2) 高橋義裕, 佐藤靖彦, 上田多門, 前田敏也: 炭素繊維シートにより曲げ補強した鉄筋コンクリートはりの耐力及び変形, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.1611-1616, 1997
- 3-3) 原田哲夫, 永藤政敏, 久保田慶太, 岳尾弘洋: 端部増貼り補強による炭素繊維シートの定着耐力向上に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.22, No.1, pp.469-474, 2000
- 3-4) Ceroni, F. and Pecce, M. "Evaluation of bond strength in concrete elements externally reinforced with CFRP sheets and anchoring devices." ASCE Journal of Composites for Construction, 14(5), pp.521-530, 2010.
- 3-5) 前田敏也, 牧秀之, 坪内賢太郎, 村上かおり: 緩衝材を用いた炭素繊維シート接着工法の補強効果, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.1, pp.817-822, 2001
- 3-6) 佐藤靖彦, 小牧秀之, 前田敏也, 伊藤智之: 緩衝材を用いた炭素繊維シート補強 RC はりの曲げ挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.1, pp.1375-1380, 2002.7
- 3-7) 三井雅一, 福澤公夫, 斉藤誠, 舟川勲: 緩衝材を用いた FRPシート・コンクリート間のせん断付着特性の温度依存性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.26, No.1, pp.351-356, 2004
- 3-8) 公開特許公報: コンクリート構造物の補強方法及び補強構造体, 並びに, コンクリート構造物補強用弾性層形成材, 特開 2013-68065, 出願日 2012.2.28
- 3-9) 佐藤靖彦, 浅野靖幸, 上田多門: 炭素繊維シートの付着機構に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.648/V47, pp.71-87, 2000.5
- 3-10) 金久保利之, 古田智基, 福山洋: 等価付着ストレスブロックによる連続繊維シートとコンクリートの付着強度算定式, コンクリート工学論文集, Vol.12, No.3, pp.27-37, 2001
- 3-11) 出雲 健司, 佐伯 昇, 大沼 博志: 連続繊維シートとコンクリートの付着強さの算定, 土木学会論文集, No.641/V-46, pp.167-178, 2000.2
- 3-12) 吉澤弘之, 呉智深, 袁鴻, 金久保利之: 連続繊維シートとコンクリートの付着挙動に関する検討, 土木学会論文集, No.662/V-49, pp.105-119, 2000.11
- 3-13) Dai, J., Ueda, T. and Sato, Y. "Development of the nonlinear bond stress-slip model of fiber reinforced plastics sheet-concrete interfaces with a simple method." ASCE Journal of Composites for Construction, 9(1), pp.52-62, 2005.
- 3-14) Toutanji, H., Saxena, P., Zhao, L. and Ooi, T. "Prediction of interfacial bond failure of FRP-concrete surface." ASCE Journal of Composites for Construction, 11(4), pp.427-436, 2007.
- 3-15) FRP 接着による構造物の補修補・強指針 (案), 土木学会, 複合構造シリーズ 09, 2018.7

4章 あと施工差込型 FRP 補強材によるコンクリート部材のせん断補強

4.1 はじめに

近年の大規模震災では、地下鉄や上下水道施設などの地下構造物に対しても大きな地震力が作用し、損傷、破壊が生じる可能性があることが示された。1995年に発生した兵庫県南部地震では、地下鉄駅構内のボックスカルバートの中壁がせん断破壊するといった大規模な地震被害が発生している^{41,42,43}。地下構造物に地震による損傷が発生すると、地下の鉄道施設や道路では人的被害の危険性が極めて高いこと、また上下水道や電力施設など重要なライフラインに損傷が発生すると復旧までに多大のコスト、期間を要することから地下構造物の耐震性の確保が重要な課題となった。このような地震被害を受けて、上下水道施設などの地下構造物に対しても、地震動を考慮して構造物が所要の耐震性能を確保できるように設計基準が改定され、新設の構造物では、せん断補強鉄筋を増やすなどの対策によりせん断耐力やじん性の向上が図られている^{44,45}。

一方、兵庫県南部地震以前の設計基準で建設された、RCボックスカルバートなどの既設構造物では、静的な土圧に対して部材を設計していたため、曲げモーメントに対する照査は行なわれていたが、壁の面外せん断力に対する照査は行なわれてこなかった。そのため、側壁や中壁などの壁部材に対して面外方向のせん断力が作用することを想定しておらず、壁の厚さ方向のせん断補強鉄筋がほとんど配置されていなかった。

既設の地下構造物の面部材の耐震補強工法としては、増厚工法やアンカー孔を削孔し、せん断補強鉄筋を埋め込む補強方法が検討され実用化されている^{46~410}。壁の内側にコンクリートを増厚した場合、下水道施設などのボックスカルバートなどでは、内空断面が著しく減少し、所要の流路が確保できないなどの問題が生じることも多い。また、下水道施設等では、硫化水素などの影響で非常に厳しい腐食環境にあり、補強筋には優れた耐食性を有していることが求められる。

FRPを用いた既設コンクリート構造物の耐震補強工法として、FRPシート巻立て工法が広く利用されるようになっている。FRPシート巻立て工法は、RC柱などの棒部材の外表面にFRPシートを巻き立て、エポキシ樹脂などの接着剤で一体化する工法であり、せん断補強を行なう場合には、帯鉄筋方向に繊維を配向させて部材の全周に閉鎖型に巻き立てる。一方、ボックスカルバートの側壁などの面部材では、FRPシートを壁の外側全体に閉鎖型に巻き立てることが不可能であり、面部材の面外せん断補強工法と

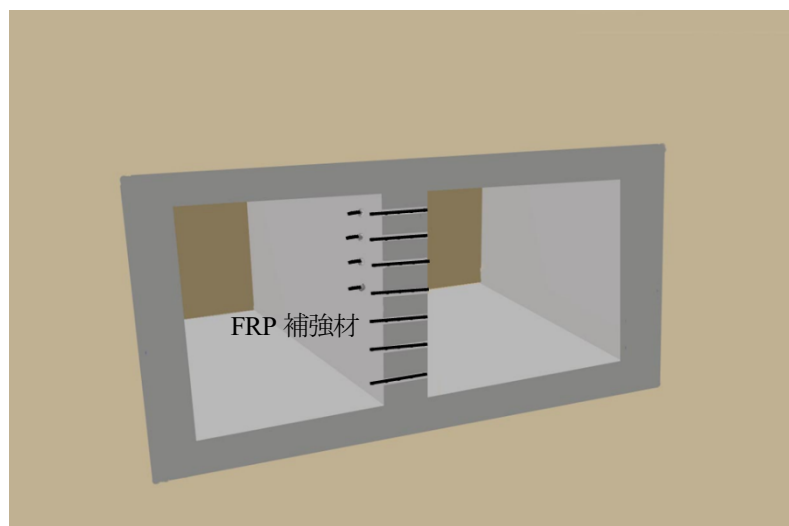


図 4.1.1 あと施工差込型 FRP 補強材による壁部材のせん断補強の模式図

しては利用されていない。そこで耐食性に優れた FRP 補強材をあと施工差込型補強材として既設コンクリート面部材のアンカー孔に差し込んだ後、充填材を注入して FRP 補強材を既設コンクリートに定着する、面部材の面外せん断力に対する補強工法を検討することとした。

地下施設では、壁の外側が地盤に囲まれており、補強材の配置作業が施設の内側の一面からのみしか行なえない場合が多い。この場合、施設の内側には補強材に機械的な定着部を設けることができるが、差込孔先端の地盤側には機械的な定着を設けることが困難であり、アンカー孔内で確実にあと施工差込型 FRP 補強材を定着する必要がある。そのため、補強材の定着に影響を及ぼす、補強材の形状や充填材の付着性状が重要な検討課題となる。

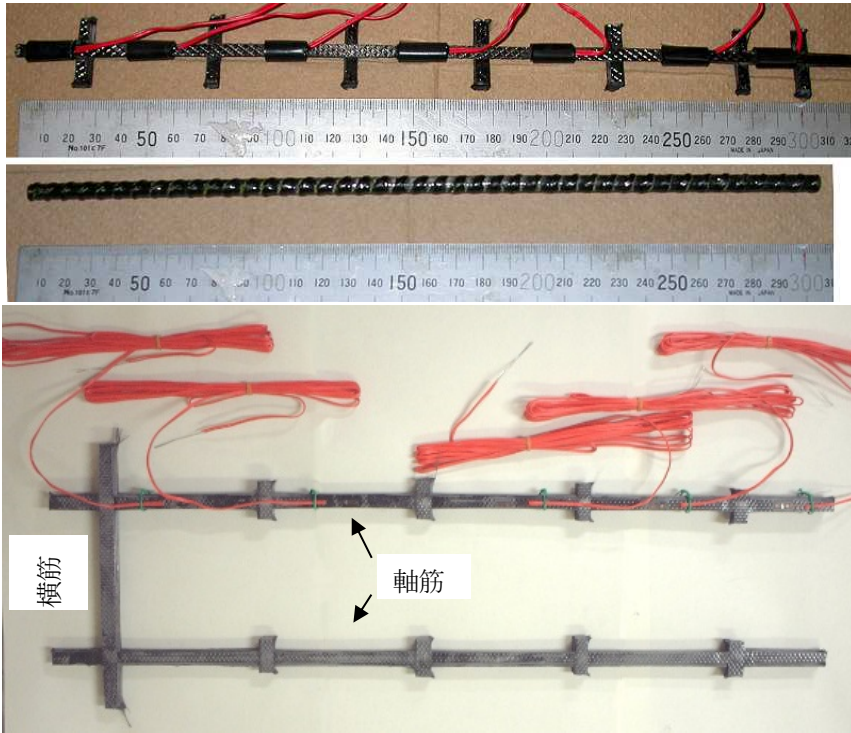
あと施工差込型 FRP 補強材の定着に用いる充填材としては、セメントモルタルなどの無機系充填材とエポキシ樹脂などの樹脂系充填材がある。セメントモルタルなど無機系充填材は、施工時にアンカー孔内のコンクリート表面の湿潤状態の影響を受けにくく施工性に優れるが、FRP 補強材の表面への接着力は低く、FRP 補強材の表面の摩擦や突起によるアンカー効果に期待することになる。エポキシ樹脂などの樹脂系充填材の場合、FRP 補強材表面およびアンカー孔内のコンクリート表面と化学的な接着力が期待できるが、一般に施工時に接着面を乾燥させておく必要があり地下構造物では施工性が課題となることもある。

本研究では、図 4.1.2 に示す付着機構の異なる次の 3 種類の形状の FRP 補強材を対象とすることとした。

- ① 軸筋と横筋が交点で接合されている FRP 格子筋
- ② コンクリートの内部補強筋として用いられる節つきの FRP ロッド
- ③ 2 本の格子筋を連結する横筋で構成される U 字型 FRP 筋

①の FRP 格子筋は、軸筋に接合された横筋の突出部で機械的な定着が期待できるが、突出部があるため削孔径が大きくなる。②の節つきの FRP ロッドは、削孔径が小さくなる利点があるが、軸筋の外側に炭素繊維がらせん状に巻き付けられているため異形鉄筋と同様のコンクリートとの付着は期待できるが、機械的な定着効果は期待できない。③の U 字型 FRP 筋は、2 本の格子筋を連結する横筋が部材表面に接する側では確実な機械的定着が得られるが、地中構造物では開口側からしか差し込むことができず、差し込み方向が限定される。

この章では、まず FRP 格子筋をあと施工差込型 FRP 補強材として使用することを想定して、アンカー孔内にモルタル充填材で定着した FRP 格子筋の引抜き試験を行い、その付着性能を確認した。次に U 字型 FRP 筋とモルタル充填材を用いて補強したはりのせん断試験を行いその補強効果を検討した。最後に FRP 格子筋および FRP ロッドをあと施工差込み補強材とし、充填材としてモルタル充填材およびエポキシ樹脂充填材の 2 種類を用いて補強した RC はりの載荷試験を行い、補強後のせん断耐力を評価した。



① FRP 格子筋

② FRP ロッド

③ U字型 FRP 筋

図 4.1.2 FRP 補強材

4.2 FRP 格子筋の引抜特性

4.2.1 概要

あと施工差込型 FRP 補強材による RC 面部材のせん断補強では、FRP 補強材の付着・定着挙動がせん断耐荷性状に大きな影響を与える。ここでは、モルタルで定着した FRP 格子筋の引抜き試験を行い、付着特性を確認した。実験に用いた FRP 格子筋は、面状の FRP 格子筋を棒状に加工したもので、軸筋と横筋の交差部（格子点）を有するものである。FRP 格子筋の定着は、接着剤による付着がないため、格子点の機械的定着と FRP 格子筋とモルタルとの表面付着によることになる。通常のコンクリート中に埋め込まれた FRP 格子筋では、表面付着の影響は小さく格子点の機械的定着により定着され、格子点強度は 1 交点で軸筋の引張耐力の 1/2 程度⁴⁾¹⁾であり 2 交点以上の定着部が必要である。本研究では、石灰エトリンガイト系膨張材を配合したセメントモルタルを充填材（以下、モルタル充填材）として用いた。膨張材を配合することで、硬化収縮を低減しモルタルのひび割れや FRP 格子筋およびアンカー孔との間に空隙が生じないようにした。引抜試験では、埋め込み部の格子点の有無および格子点数に着目した。

4.2.2 試験方法

CFRP 格子筋を棒状に切断加工した FRP 格子筋の一端を設計圧縮強度 30N/mm^2 のコンクリートブロックに予め設けた $\phi 33\text{mm}$ のアンカー孔内に埋め込み、モルタル充填材で定着し、もう一端を鋼管内に静的破砕材で定着し、この定着鋼管を把持して変位制御により引張荷重を与えた(図 4.2.1)。FRP 格子筋の材料特性およびモルタル充填材の配合をそれぞれ表 4.2.1、表 4.2.2 に示す。FRP 格子筋の軸筋と横筋の交差部で横筋を切断して図 4.2.1 に示すように、埋め込み部の格子点数を 0 個(GP0)、1 個(GP1)、2 個(GP2)の 3 種類とした。FRP 格子筋の埋め込み定着部 300mm の間に等間隔で 9 箇所にはずみゲージを接着し FRP 格子筋のひずみを計測した。

表 4.2.1 FRP 格子筋の材料特性

公称断面積 (mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	引張耐力 (kN)	ヤング係数 (N/mm^2)	筋ピッチ (mm)
17.5	1795	31.4	105400	100

表 4.2.2 モルタル充填材の配合 (kg/m^3)

水セメント比	水	セメント	細骨材	膨張材
$W/C=52\%$	329	614	1267	20

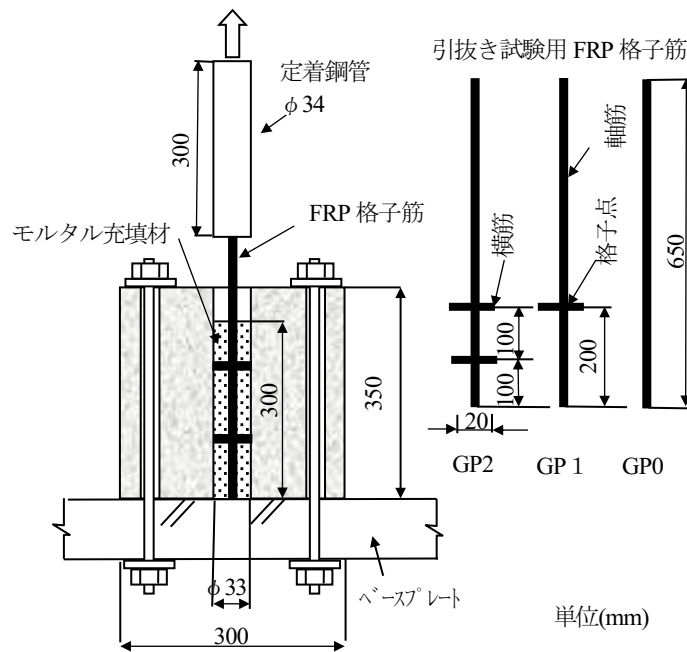


図 4.2.1 FRP 格子筋の引抜き試験体

4.2.3 試験結果と考察

図 4.2.2 に各供試体の荷重と載荷点変位の関係、最大荷重と破壊モードを示す。格子点のない GP0 供試体は、最大荷重に達した後、FRP 格子筋が定着部のモルタルから抜け出し、徐々に変位が増大しながら荷重が低下し、破断には至らなかった。定着部に格子点を 1 点以上設けた GP1、GP2 供試体は、軸筋が破断した。

格子点が 1 点の GP1 供試体の荷重-変位関係は、はじめに変位とともに荷重が単調に増加した後、20kN で最初のピーク（以下、1 次ピークという）を示し、FRP 格子筋とモルタル充填材の間にすべりが生じ、FRP 格子筋が抜け出して変位が 2.9mm まで急増し、荷重が 10kN 程度まで急激に低下したが、その後、荷重は再び増加し 21.5kN で軸筋が破断した。格子点数が 2 点の GP2 供試体は、1 次ピークの 20.5kN まで荷重が変位とともに増加し、荷重が一度低下した後、再び増加し 24.8kN で軸筋が破断した。GP1 に比べて 1 次ピーク後の荷重の低下、変位の増大とも小さく、破断時の変位も小さかった。破断時の荷重 24.8kN は、FRP 格子筋の引張耐力 31.4kN より低い値となった。FRP 格子筋の破断位置は、軸筋と横筋の格子点であり、1 次ピーク時にすべりが生じた際に格子点部に損傷が生じ、破断荷重が低下したものと考えられる。

図 4.2.3 に FRP 格子筋のひずみ分布を、左側に 1 次ピーク前、右側に 1 次ピーク後の載荷時に分けて示す。ひずみゲージ③-④間、⑥-⑦間に横筋または横筋の切断部の突起があるが、この区間でひずみの変化が小さくなる傾向が見られる。横筋をすべて切断した GP0 供試体では、荷重 10kN 以降では、全域にひずみが発生しており、荷重端側の①から自由端側の⑨に向けてひずみが減少している。

格子点が 1 点(③-④間)の GP1 供試体は、1 次ピーク直後は②-③間と③-④間でのひずみの変化が最も大きく、荷重端から格子点までの間で FRP 格子筋からモルタル充填材への荷重伝達が大いことが示唆

されている。1次ピーク 20kN の直後に、荷重は急激に低下したのち再び増加するが、この段階では格子点直後の④のひずみが低下し自由端側⑧のひずみが高くなり、この区間でのひずみの変化が少なくなっている。これは1次ピーク時までは、軸筋の表面付着・摩擦により荷重伝達がなされていたが、1次ピーク時にすべりが生じ、一旦、横筋による機械的定着が機能し、格子点以降の軸筋の応力が再分配されたためと考えられる。

格子点が2点のGP2 供試体は、1次ピークまでは格子点が1点のGP1 供試体とほぼ同様なひずみ分布を示し、1次ピーク後②-③間のひずみの差が大きく、格子点以降は自由端側に向けてほぼ線形に減少する分布を示し、ピーク時とほぼ同じ分布を維持している。これは、1次ピークですべりが生じても、すべりの生じる範囲が2つ目の格子点までの範囲であり、2つめの格子点があることでGP1 供試体のように全域にすべりが生じないことを示している。

FRP 格子筋の引抜試験により、初期は軸筋の表面付着・摩擦により荷重伝達が行われ、すべり発生後は表面付着・摩擦と格子点の横筋による機械的定着の双方により荷重伝達が行われること、格子点が1点以上あれば、軸筋が引張破断し、格子点が2点ある場合には、すべりは2つめの格子点の前までの範囲で生じ定着部全長には進展しないことが分かった。

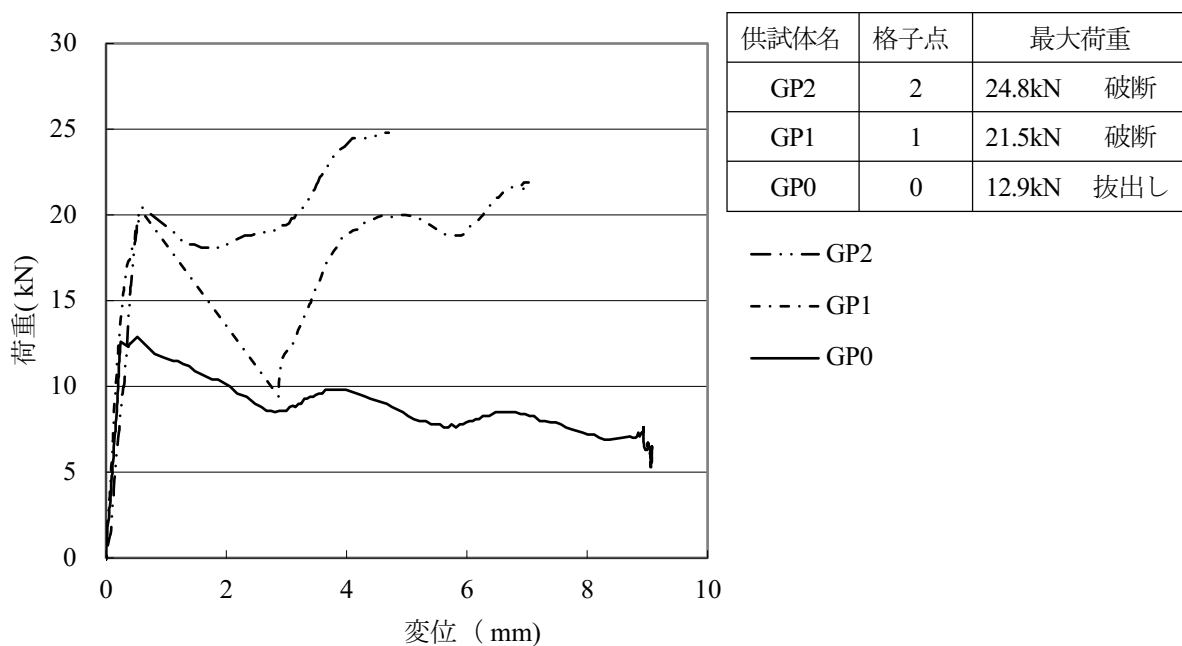


図 4.2.2 引き抜き試験の載荷点変位と荷重の関係

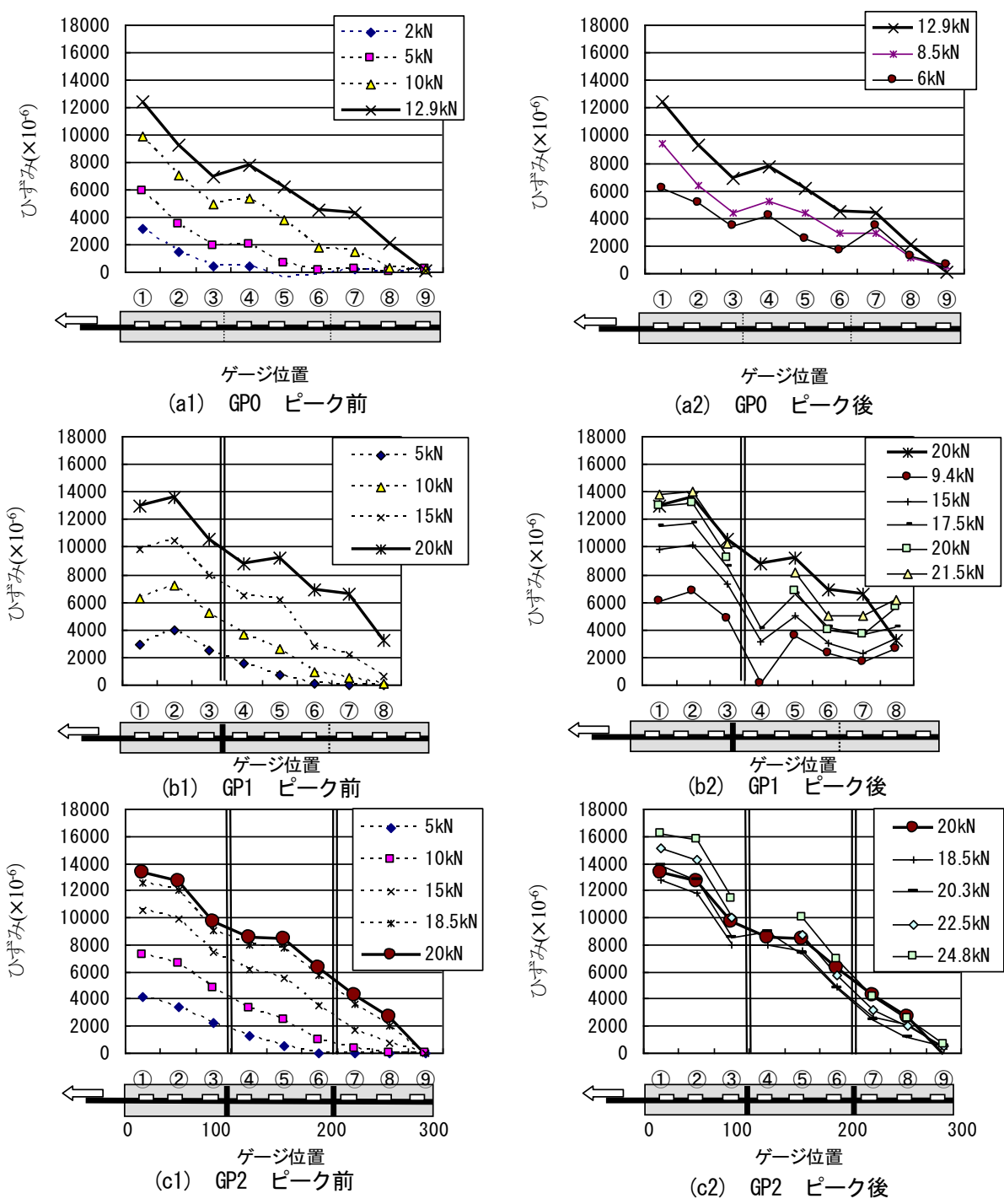


図 4. 2. 3 引抜試験時のFRP 格子筋のひずみ分布

4.3 U字型FRP筋を用いてあと施工差込補強したコンクリートはりのせん断試験

4.3.1 概要

U字型FRP筋を用いてせん断補強したはりの載荷試験によりせん断補強効果を検討した。地下施設では、壁の外側が地盤に囲まれており、補強材の配置作業が施設の内側の一面からのみしか行なえない場合が多い。そこで片側のみ作業可能な場合を想定し、その差込方向とU字型FRP筋の本数をパラメータとして実験を行った。接合材としては、4.2で用いた膨張材を配合したモルタル充填材を使用した。

4.3.2 試験方法

実験には、図4.3.1に示すRCはり供試体を用いた。支持スパン1300mm、中央1点載荷とし、単調加力した。コンクリートは、早強ポルトランドセメントを用いて目標圧縮強度を30N/mm²として打設した。鉄筋の材料特性を表4.3.1に示す。4.2の引抜き試験で使用したものと同ロットのFRP格子筋（ピッチ100mm）を加工し、図4.3.2に示すU字型FRP筋をあと施工差込型補強筋として用いた。横筋側の端部の格子点では、交点強度を確保するために20mmの突き出しを設けた。横筋のない端部の軸筋は、突き出し部を含めた格子点をアンカー孔内に配置することが出来ないこと、表面付着のみの定着効果を検討するために、格子点から80mmの位置で横筋の手前で切断して端部に格子点のないU字型とした。RC

表 4.3.1 鉄筋の材料特性

部位	径	降伏点 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
引張軸方向鉄筋	D22	361	179000
圧縮軸方向鉄筋	D10	355	187000
せん断補強筋			

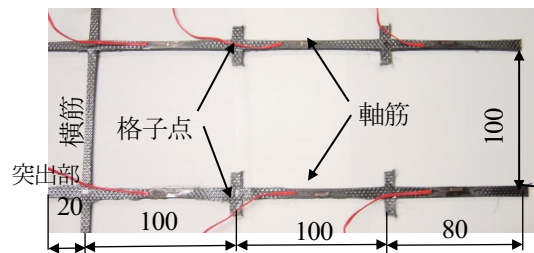


図 4.3.2 U字型FRP筋

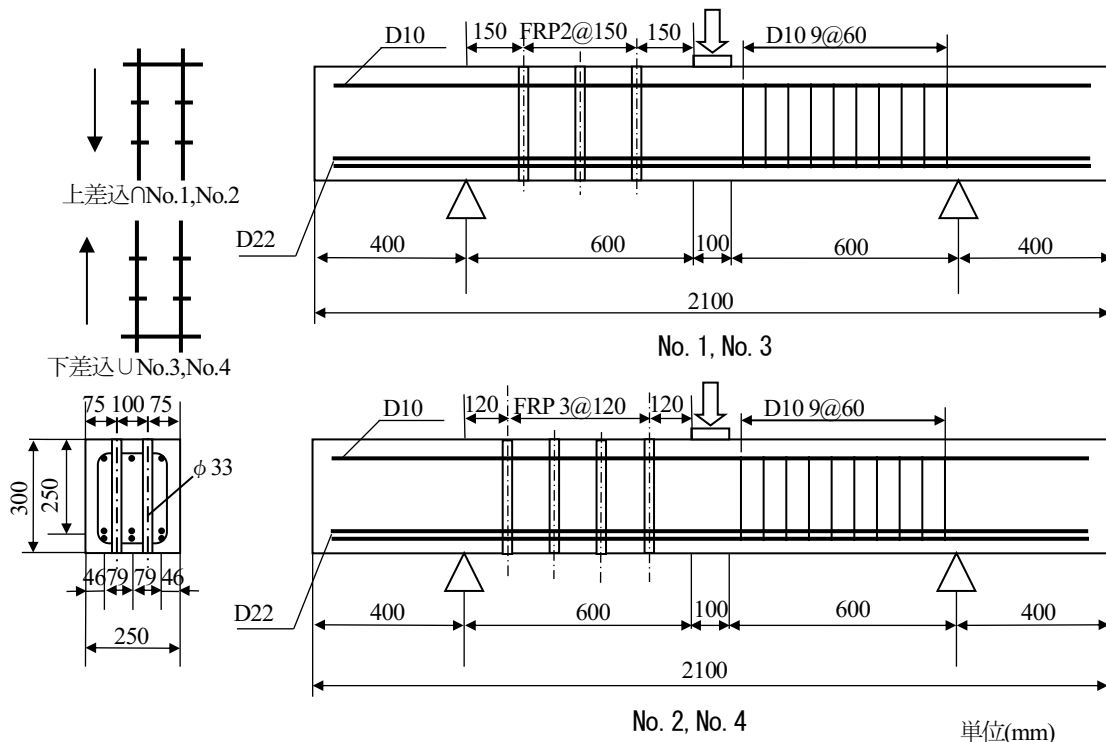


図 4.3.1 はり供試体

はりには、打設時に予め $\phi 33\text{mm}$ の貫通孔を設け、このアンカー孔にU字型FRP筋を差込んだ後、引抜き試験と同様に表4.2.2に示すモルタル充填材を充填して定着した。表4.3.2に示す4体の供試体を準備した。U字型FRP筋の2本の軸筋を、はりの上側からそれぞれアンカー孔に差込み、U字型FRP筋の横筋がはりの上面で2つのアンカー孔を跨いでコンクリート面に接触して機械的に定着されているものを上側差込み（記号 \cap ）、同様に下側から差込みU字型FRP筋の横筋がはりの下面で2つのアンカー孔を跨いでコンクリート面に接触しているものを下側差込み（記号 \cup ）として示す。No.1FRP3 \cap 供試体およびNo.2FRP4 \cap は、片側のせん断スパンに設けたアンカー孔にU字型FRP筋をはりの上から、それぞれ150mm間隔で3組、120mm間隔で4組のFRP筋を差し込み、No.3FRP3 \cup 供試体およびNo.4FRP4 \cup 供試体には、はりの下から同様にそれぞれ3組、4組のU字型FRP筋を差込み定着した。

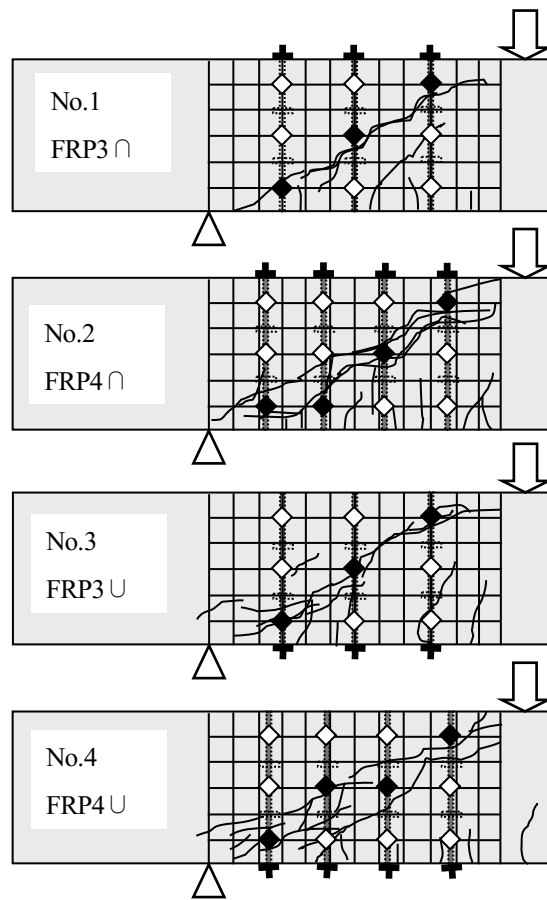
U字型FRP筋を配置しない片側のせん断スパンには、はりがせん断破壊しないようにD10のせん断補強鉄筋を60mm間隔で配置した。FRP筋には、軸筋上の各格子点の間にひずみゲージを接着し、載荷中のひずみを計測した。4.2の引抜き試験の結果では、モルタル充填材とFRP筋の表面付着では定着長を300mmとした場合でも引抜けが生じること、格子点を有する場合でも1交点では抜け出しが生じることが確認された。そこでFRP筋の抜け出し変位を横筋のない自由端側（上差込みの場合はり下面、下差込みの場合はり上面）でダイヤルゲージにより測定した。

4.3.3 試験結果と考察

(1) 破壊状況とせん断耐力

いずれの供試体も、荷重約230kNで斜めひび割れ発生が発生し、最終的にはせん断圧縮破壊した。図4.3.3に各供試体の破壊時のひび割れの発生状況を示す。図4.3.4に、はり中央の変位と載荷荷重の関係を示す。4つの供試体は、斜めひび割れ発生までは、ほぼ同じ挙動を示していた。斜めひび割れ発生後は、U字型FRP筋の本数によって異なる挙動を示し、U字型FRP筋が3組のNo.1FRP3 \cap 供試体およびNo.3FRP3 \cup 供試体は、荷重が一旦200kN近くまで低下し、その後の剛性低下がU字型FRP筋4組のNo.2FRP4 \cap 供試体、No.4FRP4 \cup 供試体より顕著であった。せん断スパンのU字型FRP筋を3組とした場合、No.1FRP3 \cap 供試体が312.8kN、No.3FRP3 \cup 供試体が313.8kNと差込方向によるせん断耐力の違いは認められなかったが、最大荷重時のたわみは下側からU字型FRP筋を差込んだNo.3FRP3 \cup の方が大きかった。U字型FRP筋を4組とした場合、No.2FRP4 \cap 供試体が361.5kN、No.4FRP4 \cup 供試体が423.4kNといずれもU字型FRP筋が3組の場合に比べてせん断耐力が高く、U字型FRP筋を下側から差込んではりの引張面に横筋で機械的に定着されているNo.4FRP4 \cup の方がNo.2FRP4 \cap 供試体よりせん断耐力、最大荷重時のたわみが大きくなった。No.2FRP4 \cap では、上側からU字型FRP筋を差込み、はり下面の引張側コンクリートに横筋のない直線状の軸筋が定着されているため、支点側で抜け出しが生じており、このため補強後のせん断耐力が低減されたものと考えられる。

表4.3.2に各供試体の最大荷重、せん断耐力の計算値を示す。ここで、せん断耐力の算定は趙ら⁴⁾¹²⁾の連続繊維補強コンクリートはりのせん断耐力式を用いた。いずれの供試体も、せん断補強筋を考慮しないコンクリートはりのせん断耐力を上回り、あと施工で埋め込んだU字型FRP筋の軸筋がせん断補強筋として有効に機能していたことが分かる。しかしながら、FRP筋を考慮したせん断耐力の計算値を下回った。これは、趙らのせん断耐力式は、あらかじめFRP補強材がスターラップとして軸方向鉄筋を取り囲んで配置して定着されたはりに対するものであり、今回のU字型FRP筋の差込補強では、端部で抜け出しが生じて完全に定着されていないことが原因と考えられる。



- ◇ ひずみゲージ位置
- ◆ FRP 筋の負担せん断力の算定に使用したゲージ位置

図 4.3.3 ひび割れの状況とひずみゲージ位置

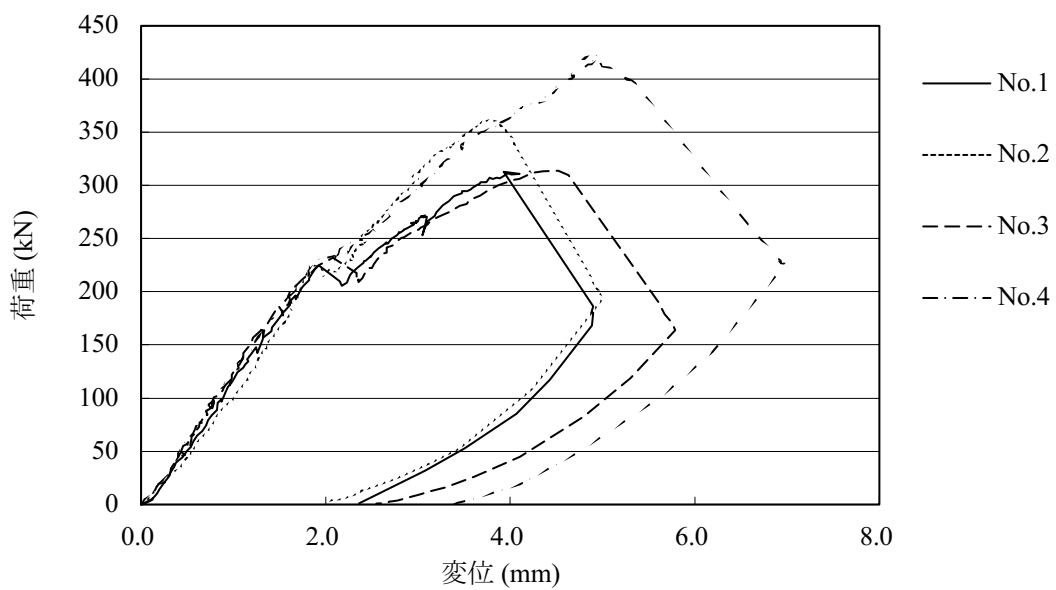


図 4.3.4 荷重と変位の関係

表 4.3.2 供試体の種類と最大荷重

供試体名	FRP 筋の配置	差込方向	コンクリートの圧縮強度 (N/mm ²)	モルタル充填材の圧縮強度 (N/mm ²)	最大荷重 (kN)	計算耐力* (kN)
No.1FRP3⊃	3 組@150	上⊃	25.9	42.3	312.8	447(249)
No.2FRP4⊃	4 組@120		26.3	39.5	361.5	477(250)
No.3FRP3⊂	3 組@150	下⊂	25.3	40.1	313.8	445(246)
No.4FRP4⊂	4 組@120		26.5	36.0	423.4	478(251)

* () 内は、せん断補強筋を考慮しないはりのせん断耐力

(2) FRP 筋の負担せん断力と付着特性

U 字型 FRP 筋の軸筋 1 本ごとに図 4.3.3 に示す 3 ヶ所のひずみゲージによりひずみを測定した。この測定値のうち、斜めひび割れ近傍の最も大きな値を示した位置 (図 4.3.3 中の◆の位置) のひずみを供試体ごとに平均 (3 本または 4 本) した平均ひずみと作用せん断力の関係を図 4.3.5 に示す。いずれの供試体でも斜めひび割れの発生した作用せん断力約 115kN (載荷荷重 230kN) から軸筋にひずみが生じた。U 字型 FRP 筋が 3 組の No.1FRP3⊃供試体および No.3FRP3⊂では、斜めひび割れ発生直後に作用せん断力の増加を伴わずにひずみが急激に 3000×10^{-6} 近くまで増大し、その後ひずみの増加とともに作用せん断力が再び増加した。No.1FRP3⊃供試体では 4600×10^{-6} 、No.3FRP3⊂供試体では 4000×10^{-6} をピークとして、その後 FRP 筋のひずみが減少しながら作用せん断力が増加してせん断破壊に至った。U 字型 FRP 筋が 4 組の No.2FRP4⊃供試体、No.4FRP4⊂供試体では、U 字型 FRP 筋が 3 組の場合に比べて同じ作用せん断力での軸筋のひずみが概ね 1/2 以下と軸筋の断面積比 3/4 より小さくなっている。斜めひび割れ発生直後のひずみの急増も少なく、特に下差込みの No.4FRP4⊂供試体でその傾向が顕著である。終局時まで作用せん断力の増加に伴いひずみが単調に増加しており、U 字型 FRP 筋が 3 組の場合のようにピークを示しその後低下することはなかった。

図 4.3.6 には、各 FRP 筋のひずみ (図 4.3.3 中の◆の位置) から算定した軸筋の負担せん断力 V_{fp} およびコンクリートの負担せん断力 V_c と作用せん断力の関係を示す。U 字型 FRP 筋が 3 組の No.1FRP3⊃供試体、No.3FRP3⊂供試体は斜めひび割れ発生直後にコンクリートの負担せん断力が急激に低下し軸筋にせん断力の負担が移っている。その後の軸筋の負担せん断力の増加は少なく、再びコンクリートの負担せん断力が増加して破壊に至った。U 字型 FRP 筋が 4 組の No.2FRP4⊃供試体、No.4FRP4⊂供試体は、斜めひび割れ発生時のコンクリートの負担せん断力の低下が少なく、その後、軸筋とコンクリートの負担せん断力がともに徐々に増加してせん断破壊に至っている。下側差込みの No.4FRP4⊂供試体は、斜めひび割れ発生時のコンクリートの負担せん断力の低下が少なく、終局時の軸筋およびコンクリートの負担せん断力が大きくなっている。

U 字型 FRP 筋の軸筋の自由端の抜け出し変位を図 4.3.7 に示す。なお No.2FRP4⊃供試体は、計測上の問題でデータが得られなかった。No.1FRP3⊃供試体は、斜めひび割れ発生(230kN)直後から 3 組の U 字型 FRP 筋全てで抜け出しが生じ、荷重の増加とともに抜け出し変位が増加している。No.3FRP3⊂供試体は、斜めひび割れが自由端近くを横切る載荷点側の軸筋①、中央②の 2 本で抜け出しが生じ、荷重とともに抜け出し変位が増加している。No.4FRP4⊂供試体は、斜めひび割れが自由端に近い載荷点側の①のみで抜け出しが生じ、他の 3 組の FRP 筋では終局まで抜け出しが生じていない。U 字型 FRP 筋の本数が多いほど、軸筋の自由端が斜めひび割れから遠いほど抜け出しが生じにくくなっている。U 字型 FRP 筋の差込方向に着目すると、自由端がコンクリートの圧縮縁にある下側差込みの方が抜け出しの発生荷

重が高く、抜け出し後の変位も小さくなっている。これは、自由端が引張縁にあると、モルタル充填材と軸筋の表面付着力が低下するためと考えられる。また軸筋の格子点とひび割れの位置関係も抜け出し特性に影響を与えているようである。この軸筋の自由端側での抜け出し状況の違いが、軸筋およびコンクリートの負担せん断力などのはりのせん断耐荷特性に大きな影響を与えていることが示唆された。

FRP 筋の引抜き試験とはりのせん断載荷試験から、U 字型 FRP 筋を用いたあと施工差込補強埋込み型補強では、充填材としてモルタルを用いる場合には、機械的定着を併用しない表面付着のみでは十分な定着強度が得られず補強後のせん断耐力が低減されること、格子点の機械的定着は定着効果が高いが、斜めひび割れに対する位置およびコンクリートの応力状態（引張と圧縮）の影響が大きいことがわかった。

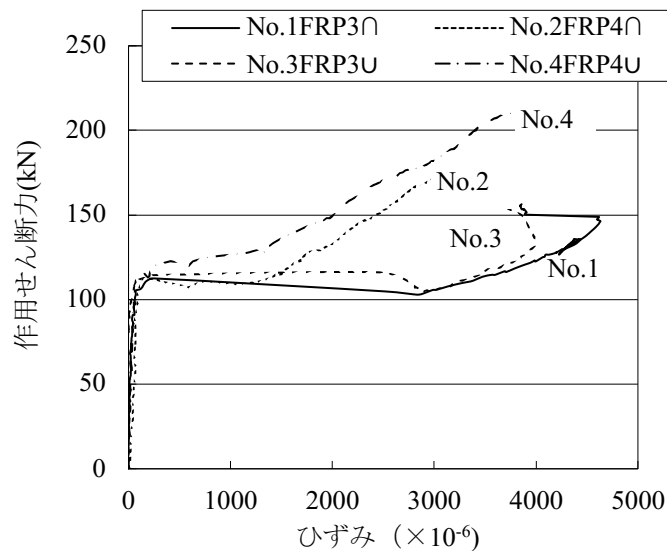


図 4.3.5 作用せん断力と軸筋の平均ひずみ

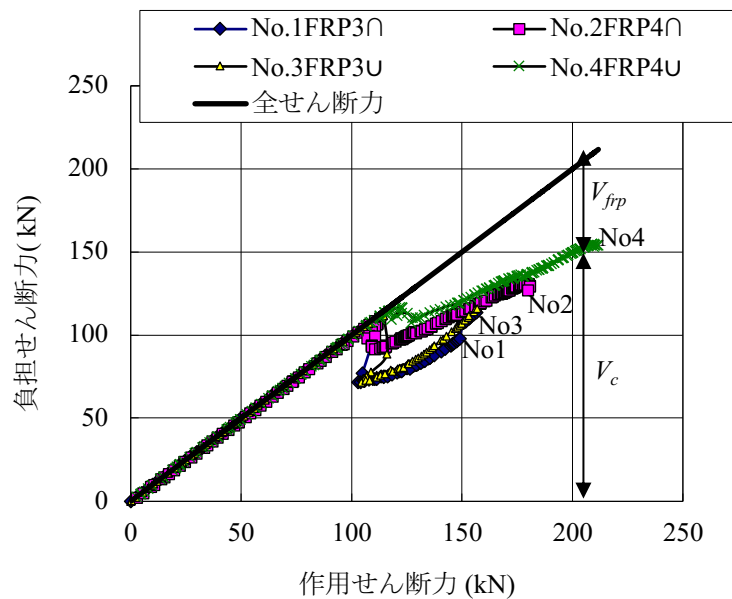
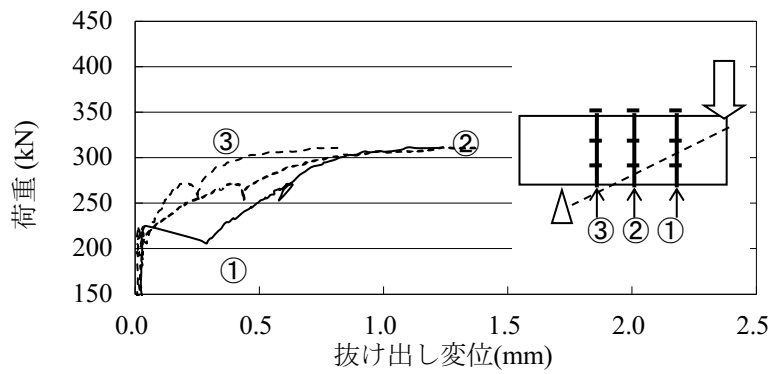
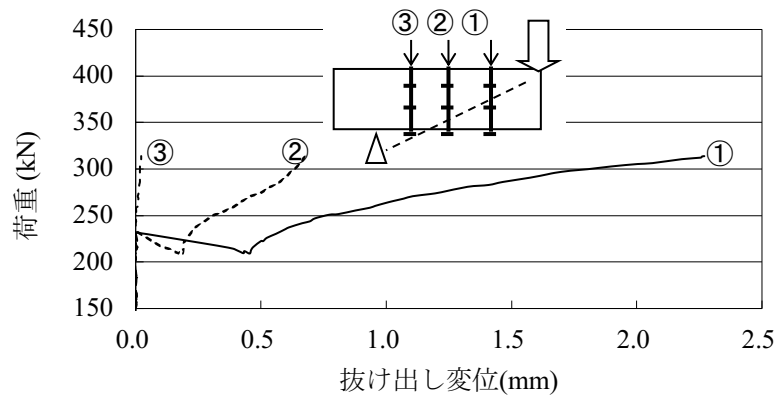


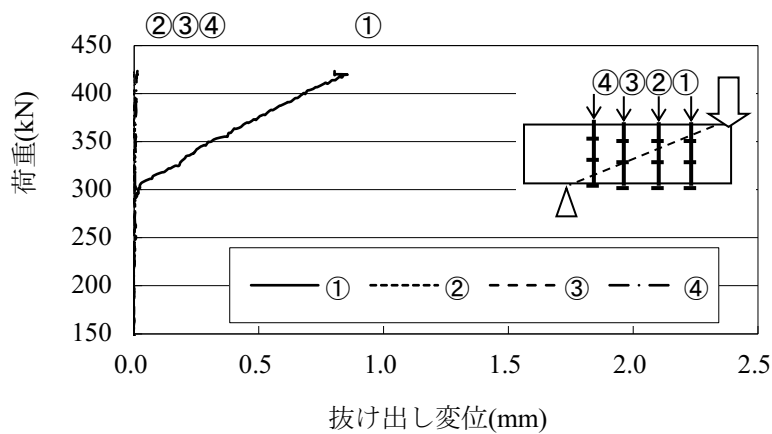
図 4.3.6 軸筋の負担せん断力



(a) No. 1FRP3



(b) No. 3FRP3U



(c) No. 4FRP4U

図 4.3.7 軸筋の自由端の抜け出し変位

4.4 FRP 格子筋および FRP ロッドを用いてあと施工差込補強したはりのせん断試験

4.4.1 概要

4.3 の検討の結果、U 字型 FRP 補強筋を用いた場合、図 4.4.1 に示すように横筋が配置される面では機械的定着が得られるが、横筋のない端部では軸筋の表面付着による定着しか期待できないため、引き抜けが発生しやすいことが分かった。地下施設では、壁の外側が地盤に囲まれており補強材の配置作業が施設の内側の一面からのみしか行えず荷重の作用方向によっては、横筋による定着が有効に作用しない場合がある。また補強材の形状が複雑であるのでコスト高となる。そこでこの節では、差込方向の影響のない、直線状の FRP 補強材を用いてその補強効果について検討した。FRP 格子筋の横筋を、節部を残して切断して加工したものと円形断面の FRP ロッドの 2 種類の FRP 補強材を用いた。FRP ロッドは、軸方向の FRP 補強材の外周に炭素繊維を巻きつけて異形鉄筋のように節つきの補強材としたコンクリート構造物用 FRP ロッドである。エポキシ樹脂と、モルタル充填材の 2 種類の充填材について検討した。

4.4.2 試験方法

(1) 使用材料

FRP 格子筋は、格子間隔 50mm の FRP 格子筋の横筋を節部の 25mm を残して切断して棒状に加工したものを使用した (図 4.1.2①)。FRP ロッドは、高強度型炭素繊維を用いた CFRP ロッドであり、 $\phi 4, 8, 12.5\text{mm}$ の 3 種類とした (図 4.1.2②)。実験で用いた FRP 補強材および鉄筋の材料特性を表 4.4.1 に示す。モルタル充填材は、4.2 および 4.3 と同じ石灰エトリンガイト系構造用膨張材を用いた表 4.2.2 に示す配合とした。充填材に用いた樹脂は、2 液混合常温硬化型のパテ状エポキシ樹脂であり圧縮強度 71N/mm^2 、引張せん断強度 12.7N/mm^2 、圧縮弾性係数 3000N/mm^2 であった。

(2) 供試体の概要と補強方法

実験には、図 4.4.2 に示す RC はり試験体を用いた。せん断破壊先行となるように軸方向鉄筋比を 3.7% と大きくし、かつ、せん断スパン比 a/d を 2.4 とした。コンクリートの目標圧縮強度は 30N/mm^2 とした。せん断スパン内の FRP 補強材の差込位置には、 $\phi 33\text{mm}$ の貫通孔を設け、この貫通孔にせん断補強筋として FRP 格子筋および FRP ロッドを差込み、モルタル充填材またはエポキシ樹脂を充填して硬化させて定着した (図 4.4.3)。せん断補強筋は、はりの横断面に 2 本を一組として片側のせん断スパンに 2~5 組み設置した。せん断補強筋の種類、直径、本数および充填材の種類をパラメータとした、その一覧を表 4.4.2 に示す。表中の供試体の記号は、せん断補強筋の組数・種類 (G:格子筋, R:ロッド)・サイズ (タイプ)・充填材の種類 (Mo:モルタル充填材, Ep:エポキシ樹脂) である。なお、4G6-1Mo 供試体は FRP 格子筋の軸筋全体に横筋を 50mm 間隔で残したものを差込み (図 4.4.2, Type-1)、4G6-2Mo 供試体は FRP 格子筋の軸筋の上・下端部のみで定着用の横筋を残して中間部の横筋を切断したものを差込み、モルタル充填材で定着した (図 4.4.2, Type-2)。モルタル充填材および樹脂を充填後、7 日以上養生した後、中央 1 点載荷により破壊まで単調載荷した。格子筋には、横筋との交点間の中間位置に 50mm 間隔でひずみゲージを取り付けた。FRP ロッドについても同じ位置に 50mm 間隔でひずみゲージを接着した。

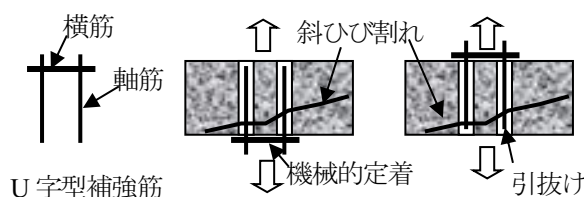


図 4.4.1 U 字型補強筋と差込方向の影響

表 4.4.1 補強筋の種類と材料特性

種類	呼径	公称断面積	強度*1	弾性係数
		(mm ²)	(N/mm ²)	(kN/mm ²)
FRP 格子筋	C6	17.5	1795	105
FRP ロッド	φ4	12.6	1746	159
	φ8	50.3	2123	127
	φ12.5	122.7	2375	130
鉄筋	D22	387.1	361	187
	D10	71.3	355	179

*1:FRP 補強材は引張強度, 鉄筋は降伏強度

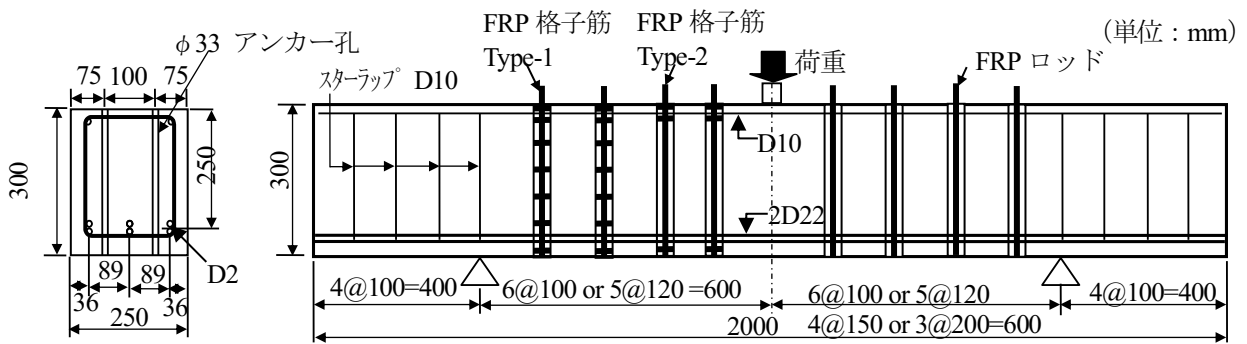


図 4.4.2 供試体の寸法と FRP 補強材の配置

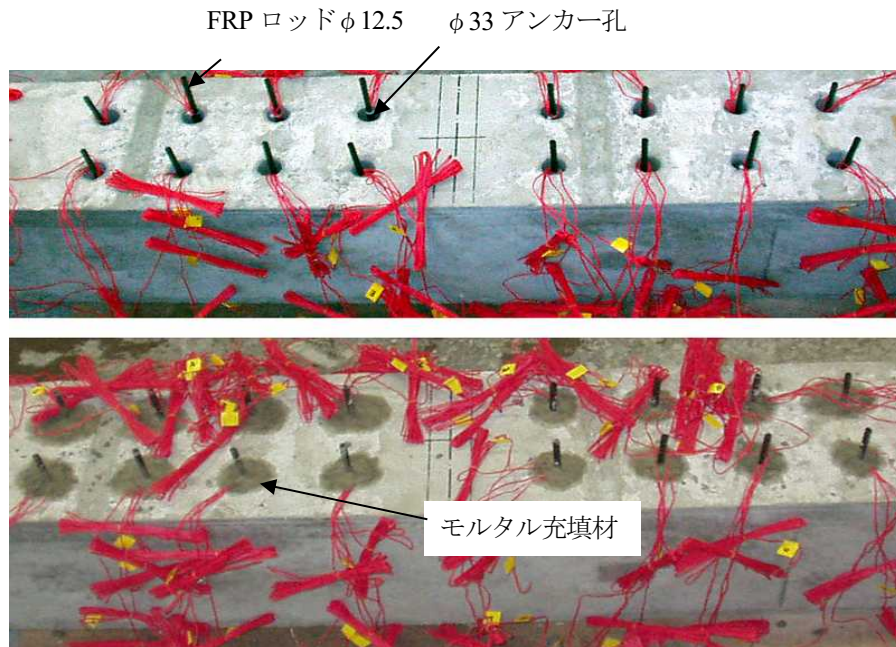


図 4.4.3 FRP ロッドのあと施工差込補強

4.4.3 試験結果と考察

全ての供試体が、斜めひび割れ発生後、軸方向鉄筋の降伏前にせん断破壊した。最大荷重、試験時のコンクリート強度を表 4.4.2 中に示す。4R8Mo 供試体を除いて、無補強の N-FRP 供試体の最大荷重 279kN を大きく上回る最大荷重となり、FRP 格子筋または FRP ロッドを使用したあと施工差込型補強が、せん断耐力の向上に有効であることが示された。図 4.4.4 に FRP 格子筋をモルタル充填材で定着した供試体の載荷点の荷重—変位関係を示す。N-FRP 供試体とほぼ等しい 230kN 付近で斜めひび割れが発生し、変位が一時的に急増したのち、再び荷重が増加し、いずれの供試体も約 400kN で載荷点付近のはり上縁コンクリートの圧壊を伴ってせん断圧縮破壊により終局に至った。このとき FRP 格子筋の破断は発生しなかった。補強量が同じで、FRP 格子筋全体に横筋を 50mm 間隔で残した 4G6-1Mo 供試体と、上下端の格子点のみ横筋を残して中間部の横筋を切断・除去した 4G6-2Mo 供試体は、ほぼ同じ最大耐力を示しており、軸方向鉄筋外側の横筋との格子点で定着が得られれば十分な補強効果が得られるといえる。補強筋を 1 組増やし 5 組とした 5G6Mo 供試体の最大荷重は、4 組の 4G6-1Mo や 4G6-2Mo 供試体とほとんど差異はなかった。一方、斜めひび割れ発生後の剛性低下に着目すると、FRP 格子筋の本数の多い 5G6Mo 供試体が斜めひび割れ発生直後の変位の増加が少なかった。中間部の格子点の横筋を除去した 4G6-2Mo 供試体は、横筋を残した 4G6-1Mo 供試体よりも斜めひび割れ発生後の変位の増分が大きくなっており、中間部での定着がないためひび割れが分散せず、筋全体が伸び、斜めひび割れ幅が拡がり剛性低下が大きくなったものと考えられる。

FRP ロッドをモルタル充填材で定着した供試体の荷重-変位関係を図 4.4.5 に示す。最大荷重は、最もせん断補強筋比の小さい 3R8Mo 供試体（せん断補強筋比 $p_w=0.279\%$ ）が 457kN であったのに対して、4R8Mo 供試体（ $p_w=0.349\%$ ）が 310kN、2R12.5Mo 供試体（ $p_w=0.49\%$ ）が 403kN と 3R8Mo 供試体より小さい荷重でせん断破壊した。4R8Mo 供試体は、3R8Mo 供試体より FRP ロッドの数は多いが、荷重点および支点に最も近い 2 本のロッドのそれぞれ上端・下端付近を斜めひび割れが通過したため定着が取れず、有効に機能した補強筋はせん断スパン中央の 2 組 4 本となったためと考えられる。230kN で斜めひび割れが発生した後、いずれの供試体も一旦変位が急増した後、剛性低下を伴いながら荷重が増大しているが、3R8Mo 供試体は変位の増分が比較的小さくその後の剛性低下も小さいのに対して、4R8Mo 供試体は変位急増後の剛性低下が大きく、2R12.5Mo 供試体は斜めひび割れ発生時の変位の増分が非常に大きい。載荷終了後 FRP ロッドの引き抜けが観察されており、格子筋のように機械的定着のない FRP ロッドを

表 4.4.2 供試体の補強使用および最大荷重

供試体名	補強筋	サイズ	本数* (本)	充填材	せん断補強筋比 p_w (%)	コンクリート 強度 f_c (N/mm ²)	最大荷重 P_{max} (kN)
N-FRP	なし		0		0.000	32.1	279
4G6-1Mo	FRP 格子筋	C6	4	モルタル	0.117	38.7	389
4G6-2Mo	FRP 格子筋	C6	4	モルタル	0.117	29.2	395
5G6Mo	FRP 格子筋	C6	5	モルタル	0.141	33.4	373
4R4Ep	FRP ロッド	Φ4	4	樹脂	0.084	34.3	412
5R4Ep	FRP ロッド	Φ4	5	樹脂	0.100	34.3	405
3R8Mo	FRP ロッド	Φ8	3	モルタル	0.279	39.5	457
3R8Ep	FRP ロッド	Φ8	3	樹脂	0.279	45.8	482
4R8Mo	FRP ロッド	Φ8	4	モルタル	0.349	47.9	310
4R8Ep	FRP ロッド	Φ8	4	樹脂	0.349	37.0	476
2R12.5Mo	FRP ロッド	Φ12.5	2	モルタル	0.490	52.0	403

*補強筋本数は、片面の本数、せん断スパン内総本数はその 2 倍

モルタル充填材で定着した場合には、十分な付着強度が得られず、アンカー孔内での FRP ロッドの引抜けによりせん断補強効果が低減するものと考えられる。

FRP ロッドをエポキシ樹脂で定着した供試体の荷重-変位関係を図 4.4.6 に示す。FRP 格子筋をモルタル充填材で定着した場合 (図 4.4.4)、FRP ロッドをモルタル充填材で定着した場合 (図 4.4.5) と比べると、斜めひび割れ発生直後の変位の急増がほとんどなく、剛性低下も小さい。本実験の範囲では FRP ロッドをエポキシ樹脂で定着した場合が最も付着性状が良いと考えられる。

最大荷重は、4R4Ep 供試体が 412kN であったのに対して、FRP ロッドを 5 組に増やした 5R4Ep 供試体が 405kN となりせん断補強筋の本数を増やしてもせん断耐力に増加は見られなかった。FRP ロッドの直径を $\phi 8\text{mm}$ と太くした 3R8Ep 供試体が 482kN、4R8Ep 供試体が 476kN の最大荷重となり、FRP ロッドの大径化によるせん断耐力の増加が確認されたが、FRP ロッドの本数の影響は見られなかった。

図 4.4.7 に 3R8Ep と 4R8Ep 供試体の破壊時のひび割れ状況を示し、破壊直前の 470kN 載荷時の各 FRP ロッドのひずみゲージのうち最大値を示したゲージから得た FRP ロッドの歪分布を図 4.4.8 に示す。FRP ロッドを 4 組埋め込んだ 4R8Ep 供試体では、図 4.4.7 に破線で示す主たる斜めひび割れが、最も外側の支点に近い FRP ロッドを横切ることなくはり下縁に達している。このためトラス内の有効なせん断補強筋としては、3 本が機能していることになる。また図 4.4.8 に見るように 3R8Ep 供試体の方が 1 点を除き大きなひずみが発生しており、せん断力の負担が大きい。このため、せん断補強筋が 3 組の 3R8Ep 供試体と 4 組の 4R8Ep 供試体ではせん断耐力に大きな差が生じなかったと考えられる。

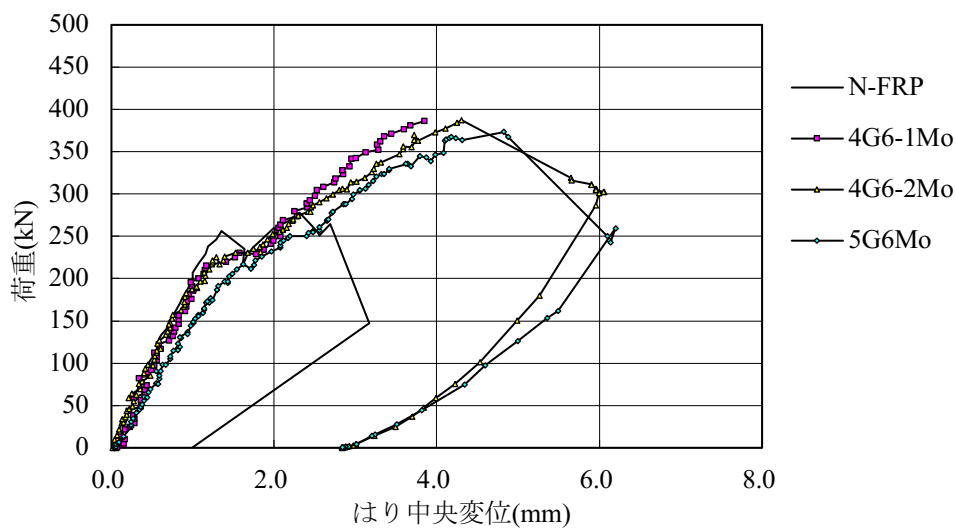


図 4.4.4 荷重-変位関係 (CFRP 格子筋モルタル定着)

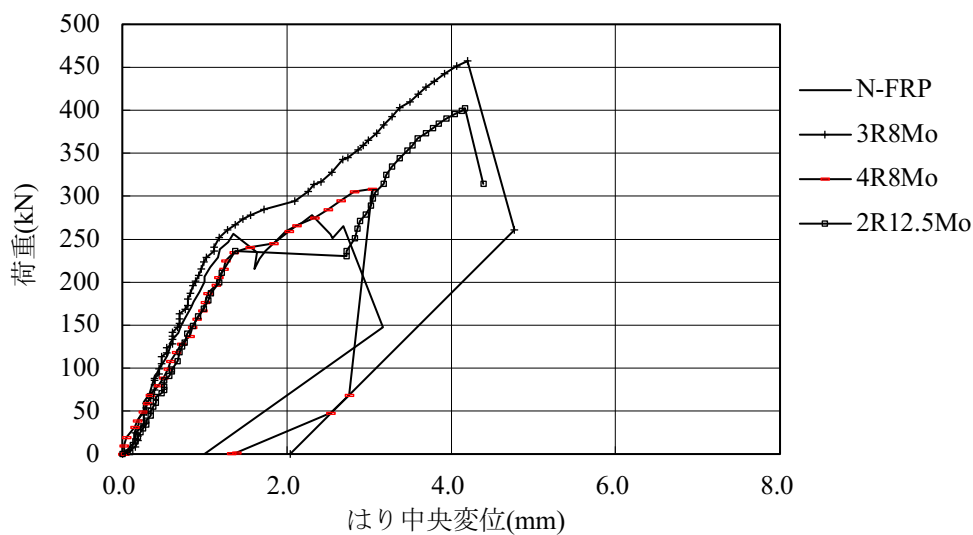


図4.4.5 荷重-変位関係 (CFRPロッド モルタル定着)

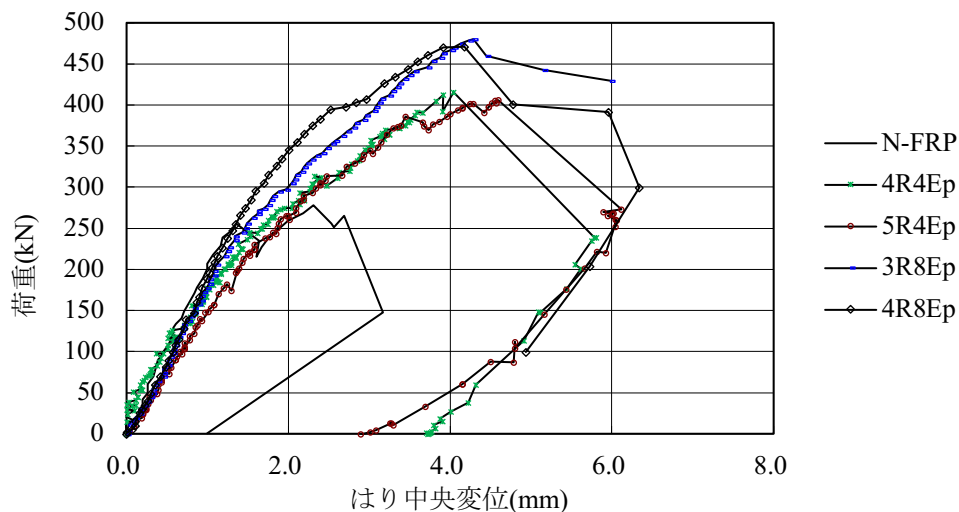


図4.4.6 荷重-変位関係 (CFRPロッド樹脂定着)

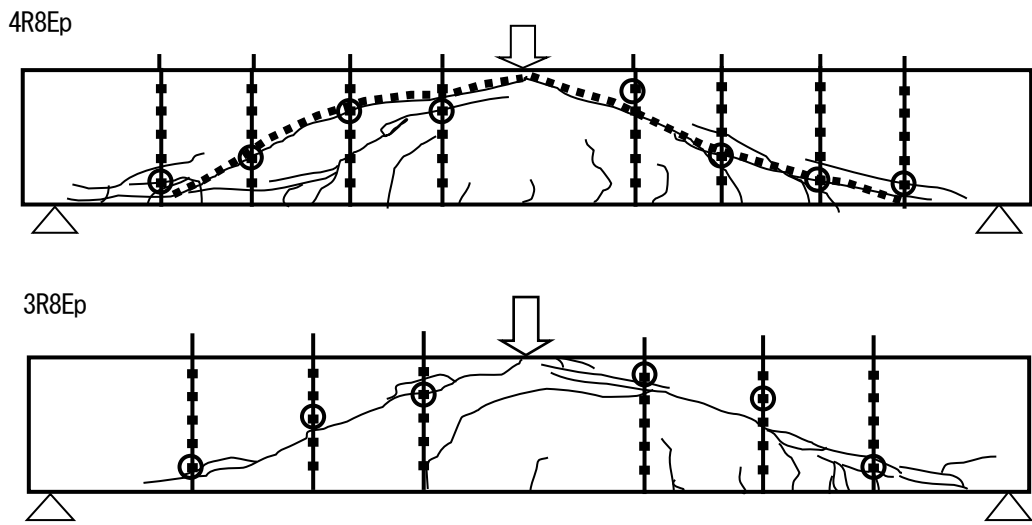


図 4.4.7 破壊時のひび割れ (4R8Ep・3R8Ep)

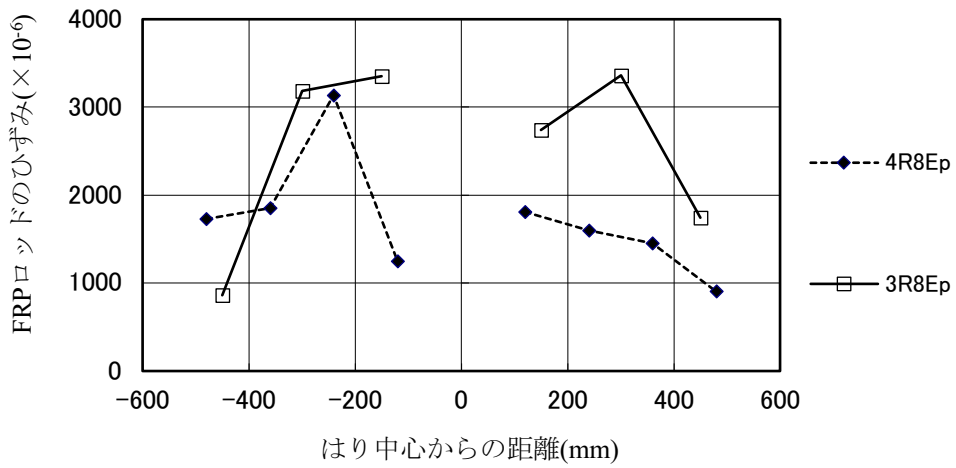


図 4.4.8 CFRP ロッドのひずみ分布

4.4.4 あと施工差込型FRP補強材で補強したコンクリートはりのせん断耐力の算定方法

次に、あと施工差込型FRP補強材により補強されたRCはりのせん断耐力の算定法について検討する。せん断耐力 V_u がトラス理論から算定できるとして、せん断耐力をコンクリートの分担分 V_c とFRP補強材により受けもたれるせん断耐力 V_f の和として考える。FRP ロッドをエポキシ樹脂で定着した場合、斜めひび割れを跨ぐ狭い範囲でFRP ロッドの付着切れが生じ最大ひずみを示し、必ずしも最大ひずみの発生位置にひずみゲージが貼付されていないため、ひずみの計測値からFRP補強材の負担せん断力を評価すると過小評価する可能性がある。そこで各供試体の最大せん断力からコンクリートの負担せん断力を減じた値をFRP補強材により受けもたれるせん断耐力の実験値 V_{fexp} として求めた。

無補強のN-FRP 供試体のコンクリート負担分の実験値($P_{max}/2$)は、139.5kN であり土木学会コンクリート標準示方書 [設計編：標準] 3 編 2.4.3.2 棒部材の設計せん断耐力⁴⁾¹³⁾に基づいて、全ての安全係数を1.0 とした計算値 85kN より相当大きな値となった。示方書式が安全側の評価式であること、 a/d が2.4 と比較的小さく両端ピン支持であったことからタイドアーチ的な性状を示した可能性があること、部材寸法が小さいことなどが原因と考えられる。そこでコンクリートの負担せん断耐力 V_c としては、N-FRP 供試体のせん断耐力の実験値を用いて、それぞれの供試体のコンクリート強度の違いを補正して式(4.4.1)により算定した。

$$V_{fexp} = \frac{1}{2} \left(P_{max} - \sqrt[3]{\frac{f_c}{f_{c0}} \cdot P_0} \right) \quad (4.4.1)$$

- ここに、 P_{max} : 実験の最大荷重
 P_0 : 無補強供試体の最大荷重
 f'_c : 供試体のコンクリートの圧縮強度
 f'_{c0} : 無補強供試体のコンクリートの圧縮強度

土木学会「連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針(案)」によれば、FRP補強材をスターラップとして用いた棒部材のせん断補強筋により受け持たれるせん断耐力の計算法として、せん断補強用緊張材を用いない場合、式(4.4.2)が示さる⁴⁾¹⁴⁾。

$$V_f = (A_w \cdot E_w \cdot \varepsilon_{fwd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / s_s) \cdot z \quad (4.4.2)$$

- ここに、 A_w : 区間 s_s におけるせん断補強筋の総断面積
 E_w : せん断補強筋のヤング係数
 ε_{fwd} : せん断補強筋のひずみの設計用値

$$\varepsilon_{fwd} = \sqrt{f'_{mcd} \cdot \frac{p_w \cdot E_{fu}}{p_{web} \cdot E_w}} \cdot \left[1 + 2 \left(\frac{\sigma'_N}{f'_{mcd}} \right) \right] \times 10^4$$

- α_s : FRP補強材が部材軸となす角度
 z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離
 E_{fu} : 引張補強筋のヤング係数
 p_w : 引張補強筋比
 p_{web} : せん断補強筋比
 $f'_{mcd} = (h/0.3)^{0.1} \cdot f'_{cd}$
 σ_N : 平均軸圧縮力

表 4.4.3 に式(4.4.1)より算定したFRP補強材の負担せん断力の実験値と式(4.4.2)より算定した計算値を示した。ここでFRP補強材の負担せん断力は、全ての安全係数を1.0として算定している。図 4.4.9

にFRP補強材の負担せん断力の計算値と実験値を比較して示す。FRPロッドをモルタル充填材で定着したものを除いて、負担せん断力の実験値は、計算値を上回り、かつ良い相関関係が見られる。このことから、あと施工差込型FRP補強材によりせん断補強されたRCはりに対して、FRPロッドをモルタル充填材で定着したものを除いて、FRP補強材をスターラップとして用いた新設の棒部材のせん断耐力の算定式を用いることで、せん断耐力を安全側に評価するものと考えられる。

表 4.4.3 せん断耐力の実験値と計算値

記号	せん断補強筋比 $p_w(\%)$	コンクリート強度 f_c (N/mm ²)	最大せん断力 V_{max} (kN)	コンクリートの負担せん断力 V_c' (kN)	FRPの負担せん断力(実験) V_{fexp} (kN)	FRPの負担せん断力(計算) V_{fcalt} (kN)
N-FRP	0.000	32.1	139.5	139.5		
4G6-1Mo	0.117	38.7	194.5	148.5	46.0	32.3
4G6-2Mo	0.117	29.2	197.5	135.2	62.3	28.3
5G6Mo	0.141	33.4	186.5	141.4	45.1	32.8
4R4Ep	0.084	34.3	206.0	142.6	63.4	31.7
5R4Ep	0.100	34.3	202.5	142.6	59.9	34.7
3R8Mo	0.279	39.5	228.5	149.5	79.0	56.6
3R8Ep	0.279	45.8	241.0	157.0	84.0	60.9
4R8Mo	0.349	47.9	155.0	159.4	-4.4	69.6
4R8Ep	0.349	37.0	238.0	146.3	91.7	61.2
2R12.5Mo	0.490	52.0	201.5	163.8	37.7	86.0

V_c' は、コンクリート強度で補正したコンクリートの負担せん断耐力で、 $V_c' = \sqrt[3]{\frac{f_c}{f_{c0}}} \cdot P_0$

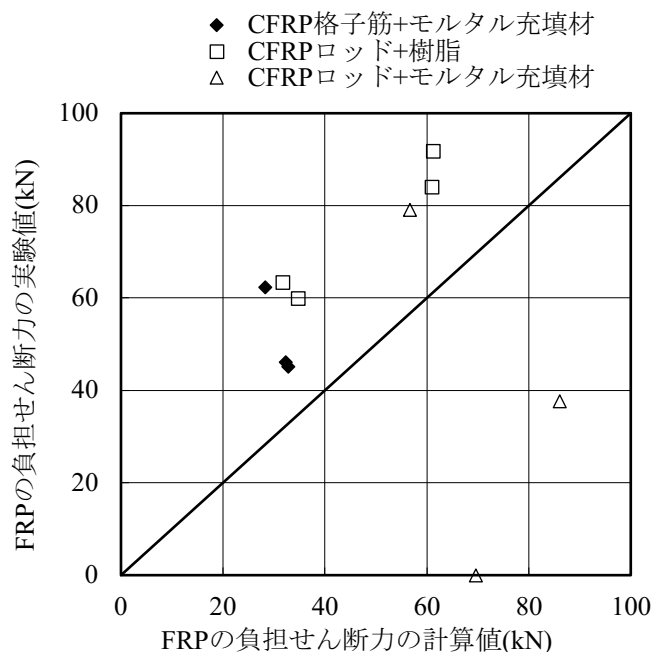


図4.4.9 せん断補強筋比と負担せん断力の関係

4.5 まとめ

本章で得られた主たる知見を以下に示す。

- (1) FRP 格子筋の引抜試験により、モルタル充填材で定着した FRP 格子筋の付着特性は、FRP 格子筋の表面の付着・摩擦と格子点の機械的定着の相互の影響を受ける。初期は軸筋の表面付着・摩擦により荷重伝達が行われ、すべり発生後は表面付着・摩擦と格子点の横筋による機械的定着の双方により荷重伝達が行われること、格子点が 1 点以上あれば、軸筋が引張破断し、格子点が 2 点ある場合には、すべりは 2 つめの格子点の前までの範囲で生じ定着部全長には進展しないことが分かった。
- (2) アンカー孔に FRP 筋を差し込みモルタル充填材で定着することで、せん断耐力の向上が図れるが、FRP 筋をスターラップとして用いた場合よりせん断耐力は小さくなる。
- (3) U 字型 FRP 筋により補強されたはりのせん断耐荷性状は、FRP 筋の抜け出し特性に大きく影響される。FRP 筋の抜け出しは、FRP 筋の量（本数）、差込方向によって異なる挙動を示す。U 字型 FRP 筋によるせん断補強では、充填材にモルタル充填材を用いる場合には、機械的定着を併用しない表面付着のみでは十分な定着強度が得られず補強後のせん断耐力が低減されること、格子点の機械的定着は定着効果が高いが、斜めひび割れに対する位置およびコンクリートの応力状態（引張と圧縮）の影響が大きいことがわかった。
- (4) 直線形状のあと FRP 補強材を用いた場合でも、適切な充填材を使用すれば、RC はりのせん断耐力の向上を図ることが可能である。モルタル充填材を用いた場合、FRP 格子筋では、格子点の定着があるため十分な補強効果が得られるが、格子点のない FRP ロッドでは引き抜けが生じやすい。FRP ロッドの場合は、エポキシ樹脂を充填材とすると、すべりが生じにくく良い付着性状を示した。
- (3) FRP 格子筋は、全体に格子点がなくともはりの上縁と下縁に横筋の格子点があれば定着が得られ、せん断補強効果が得られる。
- (4) FRP ロッドをモルタル充填材で定着した場合を除いて、FRP 補強材をスターラップとして用いた新設の棒部材のせん断耐力の算定式を用いることで、あと施工差込型 FRP 補強材で補強した RC はりのせん断耐力を安全側に評価できるものと考えられる。

本章では、あと施工差込型 FRP 補強材を用いて補強された RC はりを用いて実験的検討を行った。その結果、FRP 補強材の定着が得られていれば、FRP 補強材をせん断補強筋に用いた RC 部材のせん断耐力評価式で概ね評価できることが確認されたが、有効にせん断力を負担できる FRP 補強材の本数は、斜めひび割れの角度による影響を受けることが分かった。軸方向の FRP 補強材の配置間隔と補強された RC はりのせん断耐力の評価方法は、今後の検討課題である。また、本補強法を面部材に適用する場合には、部材軸直角方向すなわち幅方向の FRP 補強材の配置方法および配置間隔についても検討する必要がある。

【4章の参考文献】

- 4-1) 日比野敏, 伊藤洋: 地下構造物の被害と復旧, 安全工学, Vol.34, No.6, 1995.12
- 4-2) 岩楯敞広: 阪神, 淡路大震災の地震の概要と土木構造物の被害, 総合都市研究, No.58, pp.19-53, 1995.12
- 4-3) 岩楯敞広: 阪神, 淡路大震災の地下鉄構造物の被害と被害原因の検討, 総合都市研究, No.62, pp.25-47, 1996.12
- 4-4) 日本下水道協会: 下水道施設の耐震対策指針と解説 (1997年版), 1997.8
- 4-5) 日本水道協会: 水道施設耐震工法指針, 解説 1997 (1997年版), 1997.12
- 4-6) 酒井理哉, 佐藤雄亮, 大友敬三: 炭素繊維グリッドで耐震補強した地中構造物のハイブリッド地震応答実験, 土木学会第63回年次学術講演概要集, 5-486, pp.971-972, 2018.9
- 4-7) 酒井理哉, 松浦真一: 炭素繊維グリッドで耐震補強した2連ボックスカルバート隔壁の補強効果, 土木学会第27回年次学術講演概要集, CS3-002, pp.3-4, 2012.9
- 4-8) 小林靖典, 小林亨, 清宮理: 異形鉄筋の埋め込みによるあと施工せん断補強効果に関するはりの載荷実験 コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.1549-1554, 2002
- 4-9) 田中良弘, 大友健, 三桶達夫, 堀口賢一: 後施工プレート定着型せん断補強鉄筋によるRC地下構造物の耐震補強工法の開発, コンクリート工学, Vol.45, No.3, pp.30-37, 2007
- 4-10) 半井健一郎, Hai LE DUYEN, 前川宏一: 離散配置補強筋による既設RC部材のせん断補強効果, 土木学会論文集E, Vol.63, No.1, pp.116-126, 2007.2
- 4-11) 関島謙蔵, 久原高志, 新明正人, 林耕四郎: 格子状連続炭素繊維補強材の引張強度と交差部強度に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.1, pp.1167-1172, 1996
- 4-12) 趙唯堅, 丸山久一: 連続繊維補強コンクリートはりのせん断耐荷機構とせん断耐力評価 土木学会論文集 No.578/V-37, 1-17, 1997.11
- 4-13) 2017年制定コンクリート標準示方書設計編, 土木学会, 2018.3
- 4-14) 連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針(案), 土木学会, 1996.9

5章 FRP シートにより補強された道路橋 RC 床版の疲労寿命

5.1 はじめに

道路橋の RC 床版（以下、RC 床版）は、車両の通行による輪荷重を繰返し直接受ける部材であり、輪荷重走行に対する疲労耐久性が要求される。一方、近年の車両の大型化や重交通の影響、あるいは古い設計基準で設計製作された RC 床版では床版厚や鉄筋量が不足しているものも多く、ひび割れ損傷が発生しやすく最終的には陥没に至る損傷が報告されている。RC 床版の疲労損傷は、輪荷重の繰返し走行により、一方向ひび割れから二方向ひび割れの発生、細網化、ひび割れの貫通、版のはり状化へと段階的に移行し、最終的には押抜きせん断破壊により抜け落ちに至る。松井は、この RC 床版の疲労劣化過程を再現できる輪荷重走行試験機を開発し、RC 床版の S-N 関係式を提案している⁵⁻¹⁾。

これまで、疲労耐久性が不足すると考えられる RC 床版に対しては、鋼板接着工法、縦桁増設工法、上面増厚工法や下面増厚工法など種々の対策が行われてきた。近年では、施工性がよく橋面上の通行止めを必要としない FRP シート接着工法を RC 床版の補強に使用する例が増加している⁵⁻²⁾。FRP シート接着工法は、炭素繊維やアラミド繊維の FRP シートを床版の引張応力作用面にエポキシ樹脂などの接着剤を含浸させながら接着し、床版コンクリートと一体化する工法である。この工法では、FRP シートが引張材として機能し、たわみや鉄筋の応力度を低減し、曲げひび割れの開口挙動を拘束し、床版の疲労耐久性を向上させる効果がある。FRP シート接着工法による RC 床版の疲労耐久性向上については、FRP シートを下面に接着補強した RC 床版の輪荷重走行試験により、疲労寿命が無補強床版に比べて大幅に延びることが確認されている^{5-3~5-15)}。

FRP シート接着工法による RC 床版の補強設計は、道路橋示方書（以下、道示）に準拠して設計曲げモーメントを負荷したときの既設鉄筋およびコンクリートの発生応力度が許容応力度以下となるように FRP シートの種類（ヤング係数および繊維目付量）および積層数を決定する方法や、補強対象床版を模擬した試験床版に FRP シートを接着補強して輪荷重走行試験を行い床版の疲労耐久性を確認して FRP シートの補強仕様を決定する手法などが取られているが、統一的な設計手法が確立されていないのが現状である。

この章では、実験例の多い炭素繊維シートに加えてアラミド繊維シートで補強した RC 床版の輪荷重走行試験結果をもとに、FRP シートによる疲労耐久性向上効果および補強メカニズムを考慮した疲労寿命の寿命算定法について検討する。これによって、FRP シートの補強設計を補強された RC 床版の疲労耐久性向上を基準にしたものにすることが可能となる。

5.2 FRP シート補強による RC 床版の疲労耐久性向上メカニズムのモデル化

5.2.1 RC 床版の S-N 関係式

松井ら⁵⁻¹⁾の輪荷重走行試験機を用いた研究によれば、RC 床版の疲労寿命は、梁状化した床版の押抜きせん断耐力（以下、押抜きせん断耐力） P_{sx} を用いて式(5.2.1a)から(5.2.1c)で表される。

$$\log\left(\frac{P}{P_{sx}}\right) = -0.07835 \log N + C \quad (5.2.1a)$$

$$P_{sx} = 2B(\tau_{smax} \cdot X_m + \sigma_{tmax} \cdot C_m) \quad (5.2.1b)$$

$$B = b + 2d_d \quad (5.2.1c)$$

ここに、 N : 载荷回数,

C : 定数（乾燥時； $C=1.52$ ，湿潤時； $C=1.24$ ）

P : 载荷荷重(N)

P_{sx} : 梁状化した床版の押抜きせん断耐力(N)

B : 輪荷重に対する床版の有効幅(mm)

τ_{smax} : コンクリートの最大せん断応力度(N/mm²)

$$(\tau_{smax} = 0.252\sigma_{ck} - 0.00251\sigma_{ck}^2)$$

X_m : 引張側コンクリートを無視した主鉄筋断面の中立軸深さ(N/mm²)

コンクリートのヤング係数 E_c を $E_c = 900(\sigma_{ck} - 29.4) + 20580$ として計算する

σ_{tmax} : コンクリートの最大引張応力度 (N/mm²)

$$\left(\sigma_{tmax} = 0.269\sigma_{ck}^{2/3}\right)$$

σ_{ck} : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

B : 载荷板の配力鉄筋方向の辺長(mm)

d_d : 引張側配力鉄筋の有効高さ(mm)

C_m : 主鉄筋のかぶり厚さ(mm)

上述の S-N 関係式は、大阪大学のクランク式輪荷重走行試験機(図 5.2.1)を用いた疲労試験結果から得られたものであるが、他機関の輪荷重走行試験機でも、 P_{sx} を用いて概ね同様の S-N 関係式が得られて

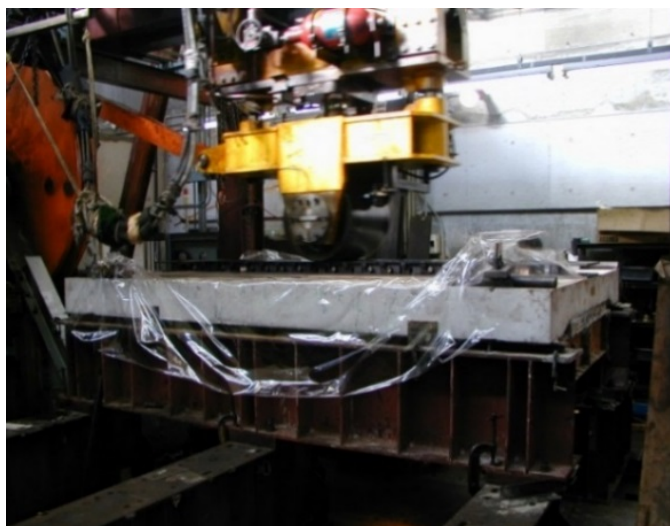


図 5.2.1 クランク式輪荷重走行試験機

いるものの、 $S-N$ 関係式の勾配や定数 C は試験機により異なり統一されていないのが現状である⁵⁻¹⁶⁾。ここでは、大阪大学の輪荷重走行試験機を用いて行われた、FRP シート補強床版の輪荷重走行試験結果を用いて検討を進める。

輪荷重走行試験を行う場合、一定の荷重で走行させると破壊までの試験期間が長くなることもあり、設定した载荷回数ごとに荷重をステップ状に増加させる荷重漸増载荷試験が行われることが多い。ここでは、繰返し変動荷重に対してマイナー則が適用できるものとして、式(5.2.1a)より各荷重ステップでの载荷回数を一定の評価荷重 P_0 に換算した式(5.2.2)で示す等価累積载荷回数 N_{eq} を (以下、換算走行回数) 算定して評価を行った。

$$N_{eq} = \sum_{i=1,j} \left[n_i \cdot \left(\frac{P_i}{P_0} \right)^{m=\frac{1}{0.07835}} \right] \quad (5.2.2)$$

ここに、 n_i : 荷重 P_i における载荷回数

m : 式(5.2.1)に示す $S-N$ 線の傾きの逆数で、 $m = \frac{1}{0.07835} = 12.76$

5.2.2 FRP シート補強 RC 床版の疲労寿命算定に関する先行研究

FRP シートを下面に接着した RC 床版の輪荷重走行試験では、荷重の繰返しに伴ってたわみが漸増し、最終的には無補強の RC 床版と同様に押抜きせん断破壊することが確認されている。そこで補強後も式(5.2.1a)のような、梁状化した床版の押抜きせん断耐力を用いて $S-N$ 関係が示されるとして種々の検討が行われている。既往の FRP シート補強床版の輪荷重走行試験結果では、破壊時の換算走行回数は、FRP シートが既設 RC 断面に完全合成されているとして P_{sx} を計算して式(5.2.1a)の RC 床版の $S-N$ 関係から算定した破壊回数 N より大きな値を示し、その延命効果は FRP シートの剛性を考慮して合成断面として算定した P_{sx} の増加によるものより大きくなる⁵⁻¹²⁾。

FRP シート補強床版の疲労耐久性に影響を及ぼす要因としては、FRP シートの材料特性 (ヤング係数、引張強度、繊維目付量など)、FRP シートの積層数、FRP シートの接着方法 (全面貼、格子貼) など補強仕様にかかわるものと、母床版の構造諸元 (床版厚、鉄筋量および配置) およびコンクリート強度の他に補強前に予備载荷で導入された初期損傷状態、使用した輪荷重走行試験機や荷重条件などがある。

蔡ら^{5-17, 5-18)}は、FRP シートの補強効果を式(5.2.1)の $S-N$ 関係式に容易に取り入れる方法についての検討を行い、補強後の RC 床版の寿命を比較的精度よく予測できる手法を提案している。式(5.2.1a)において、FRP シート補強により、FRP シートの引張剛性による中立軸の移動に加えて式(5.2.3a)、(5.2.3b)に示すようにコンクリートの見かけの引張強度 σ'_{tmax} が実際のコンクリートの引張強度の 1.5 倍に増加するとみなして P_{sx} を算定する方法、および式(5.2.4)に示すように配力鉄筋によるかぶりコンクリートの破壊に対する抵抗力が FRP シート補強により増加するとの考えから、押抜きせん断耐力 P_{sx} の算定に载荷面直下の配力鉄筋方向かぶりコンクリートのはく離破壊耐力を加えた押抜きせん断耐力 P'_{sxi} を用いる方法を提案している。

$$P'_{sx} = 2B(\tau_{smax} \cdot X_m + \sigma'_{tmax} \cdot C_m) \quad (5.2.3a)$$

$$\sigma'_{tmax} = 1.5\sigma_{tmax} \quad (5.2.3b)$$

$$P'_{sxi} = 2B(\tau_{smax} \cdot X_m + \sigma_{tmax} \cdot C_m) + 2[0.25\sigma_{tmax} \cdot C_d(a + 2d_m)] \quad (5.2.4)$$

これらの方では、見かけのコンクリート強度の算定式(5.2.3b)、および式(5.2.4)の右辺第2項の FRP シート補強により増加するかぶりコンクリートの耐力の算定において FRP シートの物理的性質が反映されておらず、FRP シートの種類や積層数にかかわらず押抜きせん断耐力が増加し、補強された床版が

長寿命化することになる。

以下、本章では、FRP シート補強床版の疲労寿命を FRP シートの補強仕様や RC 床版の構造諸元を反映して精度よく予測するため、FRP シートによる疲労耐久性向上のより合理的なメカニズムの検討を行い、そのメカニズムに基づいた疲労寿命の算定手法を提案することとした。

5.2.3 FRP シートによる RC 床版の疲労耐久性向上効果のメカニズムの検討

FRP シートの補強効果が以下の3つのメカニズムによるものと考えた。

- a. 補強により押抜きせん断耐力 P_{sx} が増加すれば RC 床版の寿命は長くなる。
- b. 補強により軸方向鉄筋方向断面に発生する最大せん断力が低減すれば RC 床版の寿命は長くなる。
- c. 補強によりひび割れ面の劣化が抑制され、式(5.2.1)の定数項 C が増加すれば RC 床版の寿命は長くなる。

以下にそれぞれの補強効果について概説する。

a. 圧縮有効断面増加による P_{sx} の増加

FRP シートを床版下面に接着することにより、中立軸が床版下面側に移動する。図 5.2.2 に示すように主鉄筋方向断面の中立軸の深さ X_m が大きくなると、中立軸上部のコンクリートのせん断耐力が増加し、RC 床版の押抜きせん断耐力 P_{sx} が増加する。

b. 異方性度の改善による最大せん断力の低減

古い基準で設計された RC 床版は、配力鉄筋量が少なく、主鉄筋方向に比べて配力鉄筋方向の曲げ剛性が小さい直交異方性版となっている。配力鉄筋方向の曲げ剛性が低下すると、荷重を分担する床版の主鉄筋方向断面の有効幅が減少し、主鉄筋方向断面の発生せん断力が増加する。実際に、昭和 39 年道示など古い基準で製作され、配力鉄筋量が少ない RC 床版に疲労損傷が発生しやすい。FRP シートを床版下面の配力鉄筋方向にも接着することで配力鉄筋方向の曲げ剛性が増加し、版の異方性度が改善され、図 5.2.3 に示すよう荷重の分布幅が拡大し、同じ荷重を載荷した時の断面の最大せん断力が低減する。この効果については、この効果については、5.3 で有限要素解析により検討する。

c. FRP シートによるひび割れ面の劣化抑制効果

既往の RC 床版の輪荷重走行試験において滞水環境下では、すりみがきやたたきによるひび割れ面の劣化が促進され、乾燥時に比べ疲労耐久性が大幅に低下することがわかっている⁵⁻¹⁹⁾。ただし湿潤時でも RC 床版の $S-N$ 線の傾きは変わらず、低寿命側に平行移動する。このため式(5.2.1a)では湿潤時と乾燥時では定数 C が異なる値となる。FRP シートを床版下面に接着すると、床版コンクリート下面のひび割れを跨いだ FRP シートがコンクリートのひび割れを拘束し、既往の研究によれば補強後は活荷重によるひび割れ開閉量が減少している⁵⁻³⁾。コンクリートのひび割れの開閉を拘束することで、すりみがきやたたきによるコンクリートのひび割れ面の劣化を抑制し、湿潤時とは逆に RC 床版の疲労耐久性を向上する効果が得られ、これは式(5.2.1a)では定数項 C の値がシート補強によって増加することで示されると考えた。

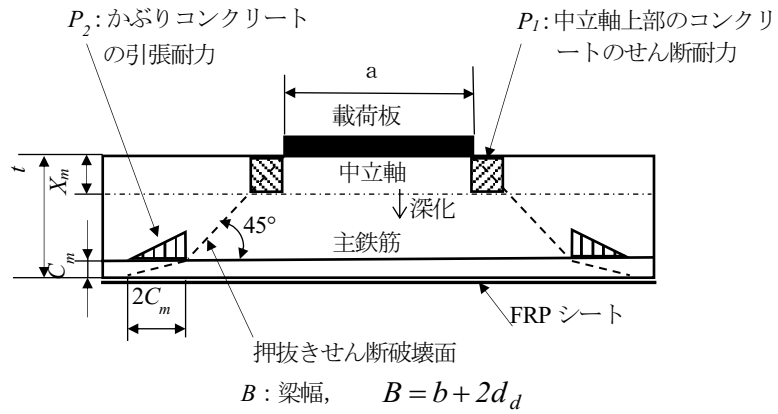


図 5. 2. 2 梁状化した RC 床版の押抜きせん断耐力

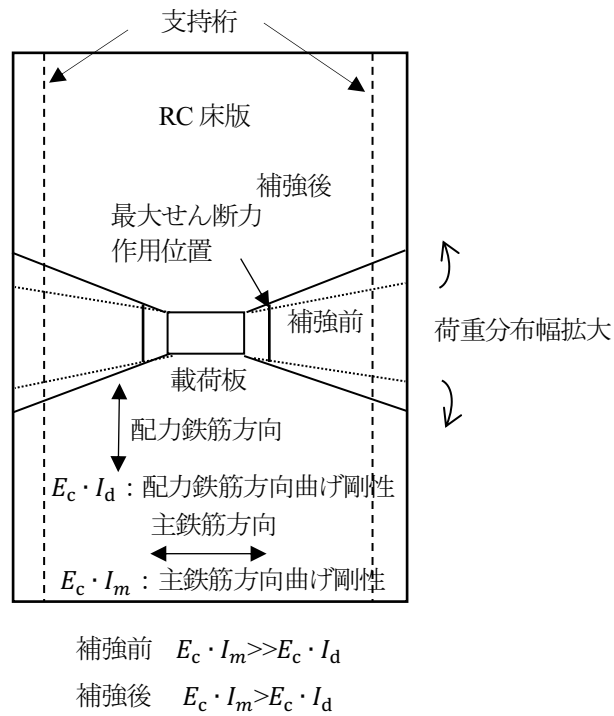


図 5. 2. 3 異方性度の改善と最大せん断力の低減の概念

5.2.4 FRP シートの補強効果の S-N 関係式での表記

FRPシート補強RC床版に対しても式(5.2.1)のようにはり状化したRC床版の押抜きせん断耐力を用いて S-N関係式が示されるものと仮定して、5.2.3で述べたFRPシートの床版の疲労寿命に対する3つの補強効果のS-N関係式上での表記について検討する。FRPシート補強床版の破壊回数を N_r 、中立軸の深化を考慮した押抜きせん断耐力を P_{sxr} 、異方性度の改善による最大せん断力の低減を考慮した修正荷重を P_r 、ひび割れ面の劣化抑制効果を考慮した定数項を C_r として、補強床版に対して式(5.2.5)が成り立つとする。

$$\log\left(\frac{P_r}{P_{sxr}}\right) = -0.07835 \log N_r + C_r \quad (5.2.5)$$

一定荷重 P での補強前のRC床版（以下、母床版）の破壊回数 N_0 とFRPシート補強床版の破壊回数を N_r の比を式(5.2.6)に示すように寿命増加率 α_f と定義する。

$$\alpha_f = \frac{N_r}{N_0} \quad (5.2.6)$$

式(5.2.1a)と式(5.2.6)より、式(5.2.7)に示すように α_f は、 α_n 、 α_q および α_c の3つの寿命増加率の積で示される。

$$\alpha_f = \frac{N_r}{N} = \alpha_n \cdot \alpha_q \cdot \alpha_c = \left(\frac{P_{sxr}}{P_{sx}}\right)^m \left(\frac{P}{P_r}\right)^m \left(\frac{C_r}{C}\right)^m \quad (5.2.7)$$

ここに、 α_n : 中立軸の深化による P_{sx} の増加による寿命増加率

α_q : 異方性度の改善による寿命増加率

α_c : ひび割れ面の劣化抑制効果による寿命増加

なおここでは、式(5.2.1)と同じくコンクリートの引張強度を無視し、維ひずみが中立軸から比例すると仮定した、いわゆるRC断面で検討を行っているが、繰返し载荷中のひび割れ深さの変化や中立軸の移動などの床版断面の疲労劣化過程を考慮することは今後の課題である。

5.3 FRP シート補強床版の寿命増加率の定式化

5.3.1 FRP シート補強床版の輪荷重走行試験結果の整理

既往のFRPシート補強床版の輪荷重走行試験結果を整理して、5.2で述べたFRPシートの補強メカニズムに基づきFRPシート補強床版のS-N関係の定式化を試みる。FRPシートで補強したRC床版の輪荷重走行試験は、種々の研究機関で実施されているが、輪荷重走行試験機によりそれぞれS-N関係式が異なるため、統一的に評価することが現時点では困難である。ここでは、評価事例の多い大阪大学の輪荷重走行試験機を用いて行った試験結果^{5-5,5-6,5-7,5-9,5-10,5-11,5-12,5-13,5-15,5-17}の内、原則として破壊まで荷重を行ったデータを用いて検討することとする。

供試体の一覧を表5.3.1に示す。試験床版は、幅2000mm×長さ3000mm、床版厚は150mm, 160mm, 180mmの3種類で、橋軸方向の支持部にハンチを有するもので、鉄筋配置などの諸元を表5.3.2に示す。一例として床版厚160mmの供試体を図5.3.1に示す。供試体は、ハンチ部をスパン1800mmで支持桁上に丸鋼を介して単純支持し、短辺は横桁による弾性支持として、スパン中央部の幅300mmの荷板上の2000mm範囲に鉄輪を往復させて荷重した。t18aCw82bおよびt18aCw82d供試体の2体を除いて、補強前に床版厚150, 160mmの供試体では荷重100kNで2000から6000回、床版厚180mmの供試体では荷重137から177kNで30000から64000回輪荷重を走行させる予備荷重を行い、床版下面にひび割れ間

表 5.3.1 供試体一覧

供試体名	床版 Type	適用示方書	床版厚 (mm)	コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)	FRP シート接着補強の仕様					文献
					繊維種類	接着方法	ヤング係数 (N/mm ²)	厚さ (mm)	引張剛性 (kN/mm)	
t15N	t15	S39	150	33.6	無					5-7)
t15Cg80			150	33.4	CFIM	格子1	430,000	0.255	78.3	
t15Cg68			150	32.8	CFIM	格子1	434,000	0.217	67.3	
t15Ag50			150	28.4	AF	格子1	126,000	0.572	51.5	5-15)
t16N	t16	S39	163	32.3	無					5-11)
t16Cg30			163	34.8	CFIM	格子1	394,000	0.111	31.2	5-12)
t16Cg45			163	35.7	CFIM	格子1	418,000	0.165	49.3	
t16Ag24			160	47.0	AF	格子1	118,000	0.286	24.1	5-13)
t16Ag36			160	43.4	AF	格子1	118,000	0.430	36.2	
t18aN	t18a	S43	180	30.3	無					5-5)
t18aCw38			180	30.3	CFHT	全面	230,000	0.167	38.4	
t18aCw66			180	30.3	CFIM	全面	460,000	0.143	65.8	
t18aCw92			180	30.3	CFHM	全面	640,000	0.143	91.5	5-9)
t18aCw54			180	31.4	CFHT	全面	245,000	0.222	54.4	
t18aCw82a			180	29.3	CFHT	全面	245,000	0.333	81.6	5-10)
t18aCw82b			180	30.7	CFHT	全面	245,000	0.333	81.6	
t18aCw82c			180	35.8	CFHT	全面	245,000	0.333	81.6	5-17)
t18aCw82d			180	31.6	CFHT	全面	253,000	0.333	84.2	5-6)
t18bCg68			t18b	S43	180	36.3	CFIM	格子2	430,000	0.255
t18bCg58	180	36.2			CFIM	格子2	434,000	0.217	58.9	

注 S39：昭和39年鋼道路橋示方書，S43：昭和43年鋼道路橋示方書

CFHT:高強度炭素繊維，CFIM：中弾性炭素繊維，CFHM：高弾性炭素繊維，AF:アラミド繊維

格子1：シート幅250mm-シート間隔100mm，格子2：シート幅250mm-シート間隔150mm

供試体名記号は順に、床版タイプ、FRPシートの繊維の種類（N：無補強，C：炭素繊維，A：アラミド繊維）、接着方法（g：格子接着，w：全面接着）、FRP引張剛性、複数体ある場合は枝番（a,b,c,d）であり、例えばt18aCw82aは、t18a床版、炭素繊維FRPシート、全面接着、引張剛性=82kN/mm、1体目である。

隔 200mm 以下程度の二方向ひび割れを発生させた。その後床版下面に一方方向性の FRP シートを主鉄筋方向および配力鉄筋方向に各 1 層ずつエポキシ樹脂接着剤で接着して補強している。補強仕様は表 5.3.1 に示すように、FRP シートは炭素繊維シート（高強度，中弾性，高弾性）およびアラミド繊維シートでヤング係数や厚さが異なるものがあり，全面接着と図 5.3.2 に示すように格子接着したものがある。ここで格子接着とは，補強後の母床版の劣化状況の観察および床版内への滞水防止の目的で，幅 250mm の FRP シートを 100mm または 150mm の間隔を開けて格子状に接着したものである⁵⁻⁷⁾。FRP シートの引張剛性は，FRP シートのヤング係数と厚さの積であり，格子接着したものについては FRP シートの幅と間隔から単位幅あたりの平均剛性を算出している。

表 5.3.2 供試体の鉄筋配置

床版 タイプ	主鉄筋		配力鉄筋	
	下側	上側	下側	上側
t15	D16@150	D16@300	D13@300	D13@300
t16	D16@100	D16@200	D13@250	D13@250
t18a	D16@100	D16@200	D16@125	D13@250
t18b	D16@150	D16@300	D13@140	D13@280

* 主鉄筋かぶりは上側下側とも 30mm

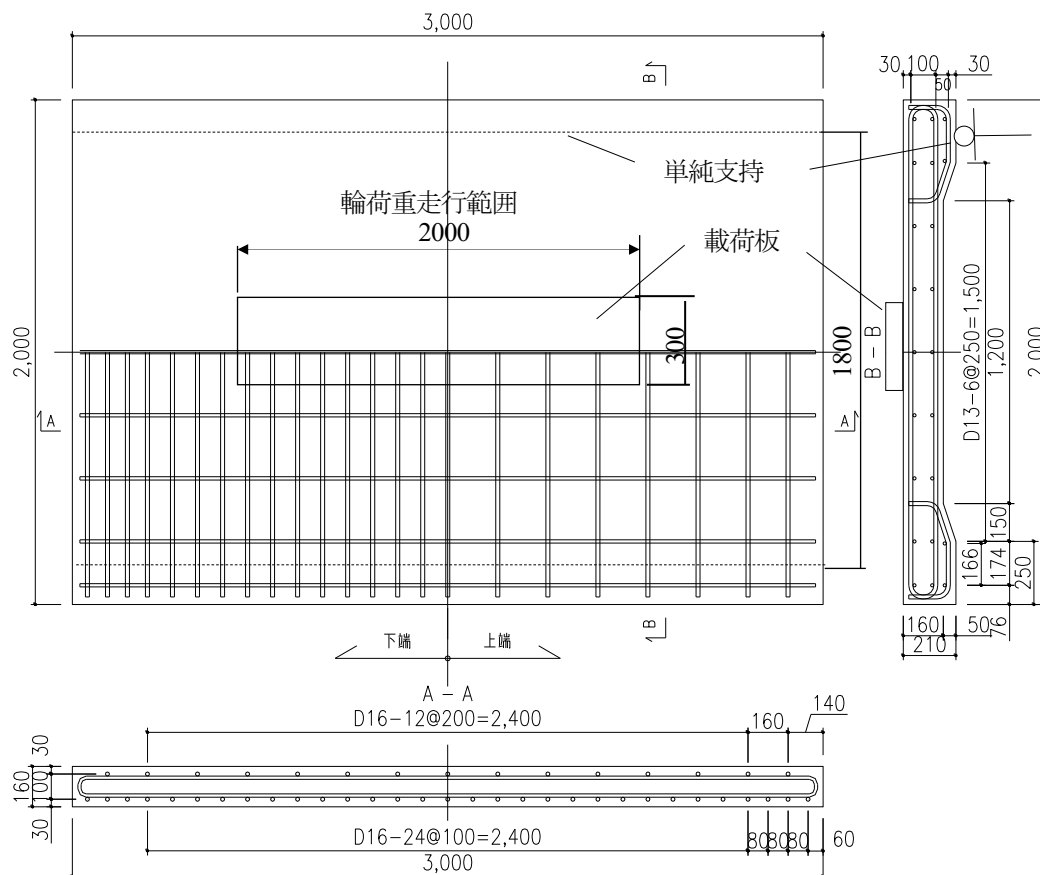


図 5.3.1 RC 床版供試体

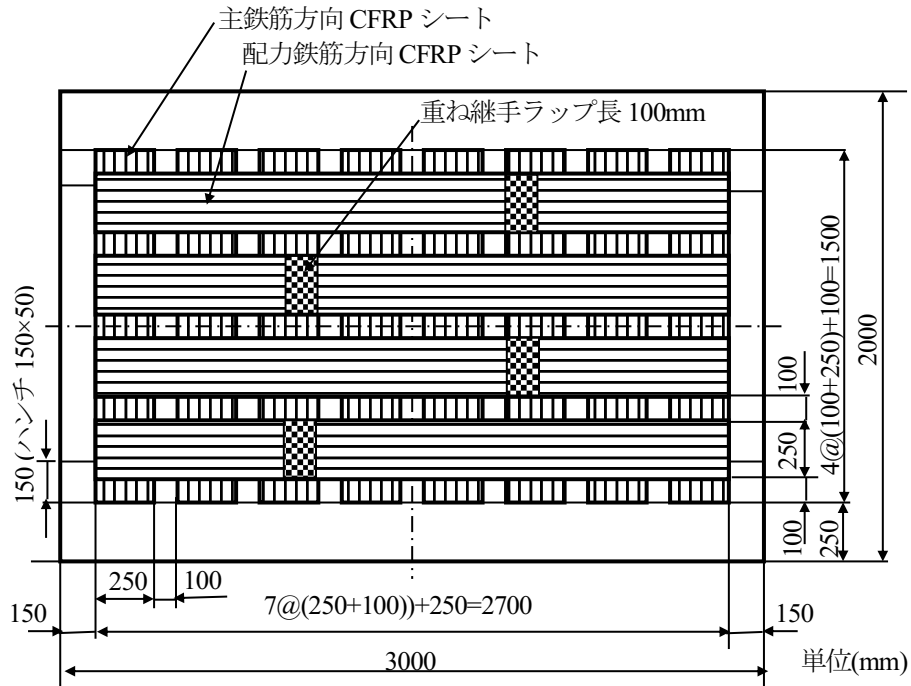


図 5.3.2 CFRP シートの格子接着例 (格子間隔 100mm)

表 5.3.3 に示すように FRP シートによる補強後、荷重を初期荷重 100kN または 147kN から最大で 210kN 程度まで段階的に増加させる荷重漸増載荷を行った。破壊前に荷重を打ち切り終了したものを除いて、全ての供試体で繰返し荷重中に FRP シートの部分的なはく離が発生した後、その外周で押抜きせん断破壊により終局に至った (図 5.3.3)。なお、FRP シートの破断や全面的なはく離は、いずれの供試体でも生じなかった。表 5.3.3 に示す各供試体の $S-N$ 関係を図 5.3.4 に示す。荷重を段階的に増加させているため、破壊回数として式(5.2.2)により、150kN の一定荷重に換算した換算走行回数を示した。また各供試体の P_{sx} は、補強前の母床版の値を用いている。各供試体の破壊時の換算走行回数は、式(5.2.1)の RC 床版の $S-N$ 関係式より長寿命側にプロットされ、FRP シート補強による疲労耐久性向上効果が確認されている。この FRP シート補強床版の輪荷重走行試験結果をもとに、前節で定義した 3 つの補強効果 α_n 、 α_q 、 α_c をそれぞれ算定する。なお、母床版の計算破壊回数 N_0 は、それぞれの供試体のコンクリート強度、床版厚および鉄筋配置から式(5.2.1)により算定し、実験により得られた換算破壊回数を N_0 で除した値を、各供試体の寿命増加率の実験値 α_{fexp} とした。

表 5.3.3 FRP シート補強床版の輪荷重走行試験結果

供試体名	母床版 P_{sx} (kN)	載荷履歴 荷重 P_1 (kN)・ N_1 回+荷重 P_2 (kN)・ N_2 回+...	実験換算 破壊回数 (回)	母床版 計算 破壊回数 (回)	寿命 増加率 実験値 α_{exp}
t15N	210.3	98kN100k 回+118kN310k 回	1.45E+04	1.56E+04	
t15Cg80	205.7	98kN100k 回+118kN100k 回+147kN142k 回	1.16E+05	1.17E+04	9.9
t15Cg68	204.9	98kN100k 回+118kN100k 回+147kN236k 回	1.89E+05	1.12E+04	16.9
t15Ag50	198.5	100kN100k 回+120kN100k 回+150kN71k 回	7.74E+04	7.48E+03	10.3
t16N	260.9	147kN40k 回+177kN62k 回	5.29E+05	2.44E+05	
t16Cg30	259.8	100kN100k 回+120kN100k 回+150kN600k 回 +170kN196k 回	1.57E+06	2.31E+05	6.8
t16Cg45	260.7	100kN100k 回+120kN100k 回+150kN600k 回 +170kN290k 回*	2.04E+06 *	2.42E+05	8.4 *
t16Ag24	260.4	100kN100k 回+120kN100k 回+150kN600k 回 +176kN196k 回	1.48E+06	2.38E+05	6.2
t16Ag36	260.2	100kN100k 回+120kN100k 回+150kN600k 回 +176kN200k 回	1.59E+06	2.35E+05	6.8
t18aN	291.7	147kN50k 回+177kN230k 回	1.89E+06	1.01E+06	
t18aCw38	289.4	147kN50k 回+177kN954k 回	7.70E+06	9.15E+05	8.4
t18aCw66	289.4	147kN50k 回+177kN978k 回+206kN158k 回	1.69E+07	9.15E+05	18.5
t18aCw92	289.4	147kN50k 回+177kN810k 回+206kN140k 回*	1.46E+07 *	9.15E+05	15.9 *
t18aCw54	291.9	147kN50k 回+177kN800k 回+206kN120k 回	1.33E+07	1.02E+06	13.0
t18aCw82a	289.0	150kN100k 回+180kN700k 回+210kN154k 回	1.85E+07	8.99E+05	20.6
t18aCw82b	292.5	150kN100k 回+180kN700k 回+210kN4k 回	7.56E+06	1.05E+06	7.2
t18aCw82c	302.1	150kN100k 回+180kN700k 回+210kN598k 回	5.11E+07	1.59E+06	32.2
t18aCw82d	293.0	147kN50k 回+177kN700k 回+206kN200k 回*	1.72E+07 *	1.07E+06	16.0 *
t18bCg68	270.7	147kN50k 回+177kN700k 回+206kN141k 回	1.37E+07	3.91E+05	35.1
t18bCg58	270.5	147kN50k 回+177kN640k 回+206kN144k 回	1.34E+07	3.88E+05	34.5

* 未破壊打ち切り, 換算破壊回数および母床版計算破壊回数の評価荷重は 150kN

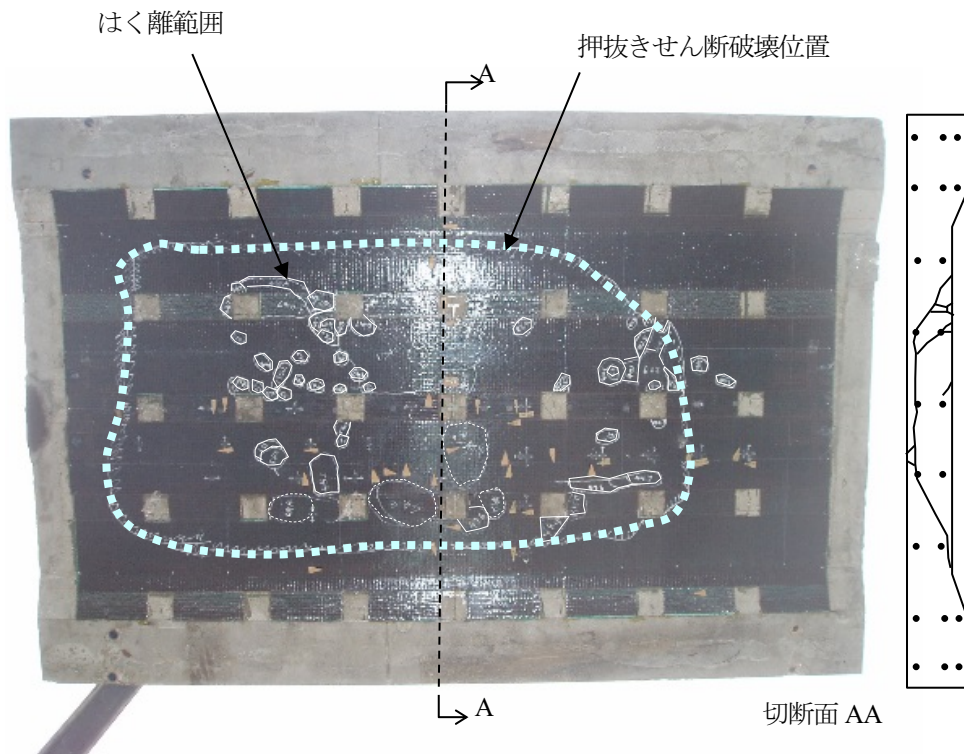


図 5.3.3 破壊状況の一例(t16Cg30)

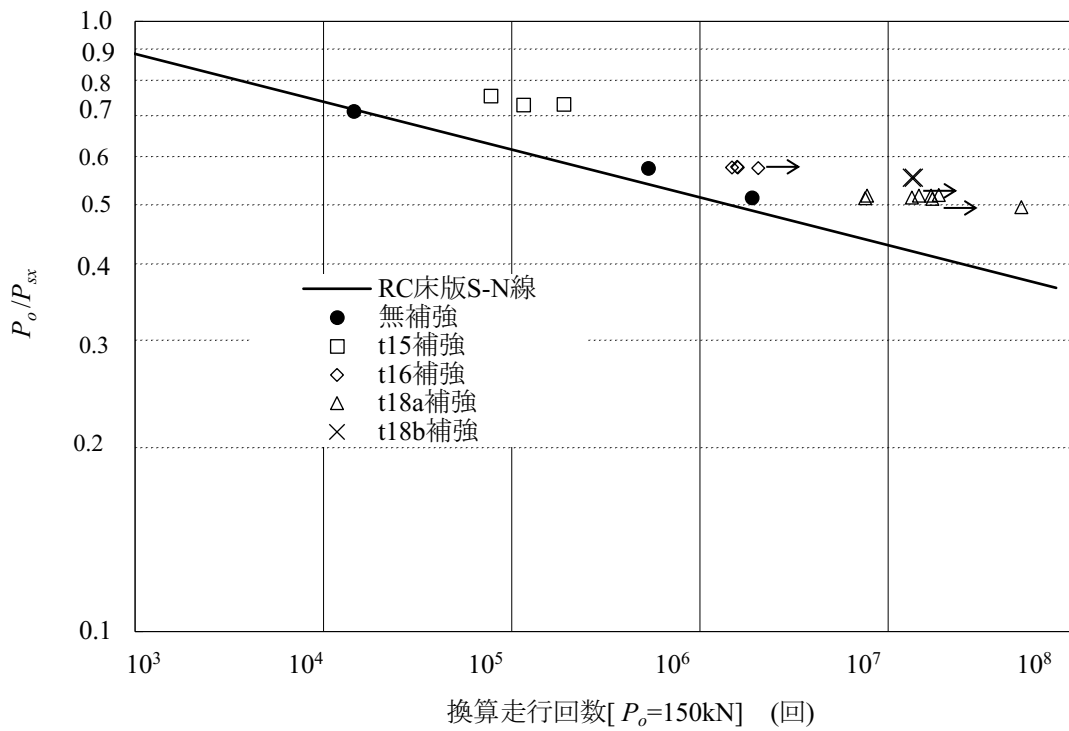


図 5.3.4 FRP 補強床板の S-N 関係

5.3.2 寿命増加率の算定

(1) 中立軸の深化による寿命増加率 α_n

FRP シートと床版コンクリートが完全合成され平面保持が成り立つものとして、コンクリートの引張強度を無視して中立軸を求め、式(5.2.1b), (5.2.1c)より補強後の床版の押抜きせん断耐力 P_{srr} を算定した。この P_{srr} から式(5.2.7)により中立軸の深化による寿命増加率 α_n を算定した結果を表 5.3.4 に示す。算定した α_n は、1.5 から 3.5 の範囲にあり実験により得られた補強床版の寿命増加率の実験値 α_{fexp} の 6 から 35 より小さな値となっており、FRP シートによる延命効果は、FRP シートによる中立軸の移動を考慮しただけでは不十分なことが分かる。

(2) 異方性度の改善による寿命増加率 α_q

RC 床版では、軸方向鉄筋量に比べて配力鉄筋量が少ないため、ひび割れ後は軸方向鉄筋方向に比べて配力鉄筋方向の曲げ剛性が小さい直交異方性版となる。直交異方性版では、異方性度によって作用する曲げモーメントおよびせん断力の分布が異なる。そこで直交異方性を考慮した板要素を用いた線形有限要素解析により、異方性度が曲げモーメントおよびせん断力の分布、特に最大せん断力に及ぼす影響について検討した。解析は、FEMLEEG ((株)ホクトシステム、現 (株)フォーラムエイト)を用い、線形弾性解析により行った。解析は、輪荷重走行試験に用いた橋軸方向 3m、橋軸直角方向 2m、支持スパン 1.8m の床版を用い、床版中央上面の載荷板 (300mm×120mm) に等分布荷重を負荷した。有限要素解析は、対称性を考慮して図 5.3.5 に示すように 1/4 領域を、シェル要素によりモデル化して行った。異方性は、直交異方性材料の材料特性として考慮した。床版の曲げ剛性の比 (以下、剛比) γ を、主鉄筋方向と配力鉄筋方向との曲げ剛性をそれぞれ I_m , I_d として $\gamma = I_d/I_m$ とする。主鉄筋方向のヤング係数 $E_y = 27000\text{N/mm}^2$, ポアソン比 0.1667 とし、配力鉄筋方向のヤング係数を $E_x = \gamma E_y$ とし、配力鉄筋方向と主

表 5.3.4 FRP シート補強による寿命増加率および補強床版の破壊の算定

供試体名	中立軸深化		異方性度改善				ひび割れ拘束		$\alpha_f = \alpha_n \alpha_q \alpha_c$	計算破壊回数 $\alpha_f N_0$ (回)	実験換算 破壊回数 N_{exp} (回)	
	補強後 P_{srr} (kN)	α_n	異方性度		無次元せん断力		α_q	I_m 増 加率 I_{mr}/I_{m0}				α_c
			補強前 I_d/I_m	補強後 I_d/I_{mr}	補強前 Q^*_o	補強後 Q^*_r						
t15Cg80	226.7	3.47	0.317	0.576	1.149	1.078	2.25	1.391	19.90	155.4	1.82E+06	1.16E+05
t15Cg68	223.2	2.98	0.317	0.549	1.149	1.085	2.09	1.332	13.50	83.8	9.38E+05	1.89E+05
t15Ag50	205.8	1.58	0.319	0.434	1.149	1.115	1.46	1.136	3.17	7.3	5.48E+04	7.74E+04
t16Cg30	267.5	1.46	0.269	0.371	1.164	1.133	1.42	1.104	2.45	5.1	1.17E+06	1.57E+06
t16Cg45	272.8	1.78	0.269	0.421	1.164	1.119	1.67	1.167	4.06	12.1	2.92E+06	2.04E+06 *
t16Ag24	266.6	1.35	0.264	0.349	1.166	1.140	1.34	1.088	2.15	3.9	9.24E+05	1.48E+06
t16Ag36	268.9	1.52	0.266	0.380	1.165	1.130	1.48	1.123	2.87	6.5	1.52E+06	1.59E+06
t18aCw38	300.1	1.59	0.641	0.689	1.064	1.053	1.13	1.120	2.79	5.0	4.59E+06	7.70E+06
t18aCw66	307.7	2.19	0.641	0.717	1.064	1.048	1.21	1.206	5.47	14.5	1.33E+07	1.69E+07
t18aCw92	314.2	2.86	0.641	0.738	1.064	1.044	1.28	1.281	9.47	34.5	3.16E+07	1.46E+07 *
t18aCw54	307.0	1.90	0.641	0.706	1.063	1.050	1.18	1.168	4.10	9.2	9.40E+06	1.33E+07
t18aCw82a	310.4	2.49	0.639	0.666	1.064	1.058	1.07	1.240	7.06	18.8	1.69E+07	1.85E+07
t18aCw82b	314.1	2.49	0.640	0.667	1.064	1.058	1.07	1.241	7.11	18.9	1.99E+07	7.56E+06
t18aCw82c	324.2	2.46	0.644	0.732	1.063	1.045	1.24	1.252	7.66	23.5	3.73E+07	5.11E+07
t18aCw82d	315.2	2.54	0.641	0.730	1.063	1.045	1.25	1.249	7.52	23.8	2.55E+07	1.72E+07 *
t18bCg68	295.5	3.05	0.589	0.747	1.075	1.042	1.50	1.315	12.02	54.8	2.14E+07	1.37E+07
t18bCg58	292.0	2.65	0.590	0.730	1.075	1.045	1.44	1.270	8.74	33.3	1.29E+07	1.34E+07

*未破壊打ち切り床版におけるたわみ増加からの推算値

鉄筋方向の剛比 γ を0.3から等方性の1.0まで変化させて解析を行った。解析により得られた主鉄筋方向のせん断力分布を図5.3.6に示す。

図5.3.5に示すそれぞれの着目断面での主鉄筋方向および配力鉄筋方向の最大曲げモーメントおよび最大せん断力を、剛比 γ で整理したものが図5.3.7である。これより配力鉄筋方向の剛性が低く剛比 γ が小さいほど、配力鉄筋方向の曲げモーメントおよびせん断力が低減し、逆に主鉄筋方向の最大曲げモーメントおよび最大せん断力が増加することがわかる。

各剛比での主鉄筋方向の最大せん断力を、配力鉄筋方向と主鉄筋方向の剛性が等しい $\gamma = 1$ の時の最大せん断力で除して正規化した無次元化最大せん断力 Q^* と剛比 γ との関係を図5.3.8に示す。床版寸法 $3 \times 2\text{m}$ 、支持スパン 1.8m 単純支持、載荷板 $120 \times 300\text{mm}$ の場合の無次元化最大せん断力の近似式を式(5.3.1)に示す。

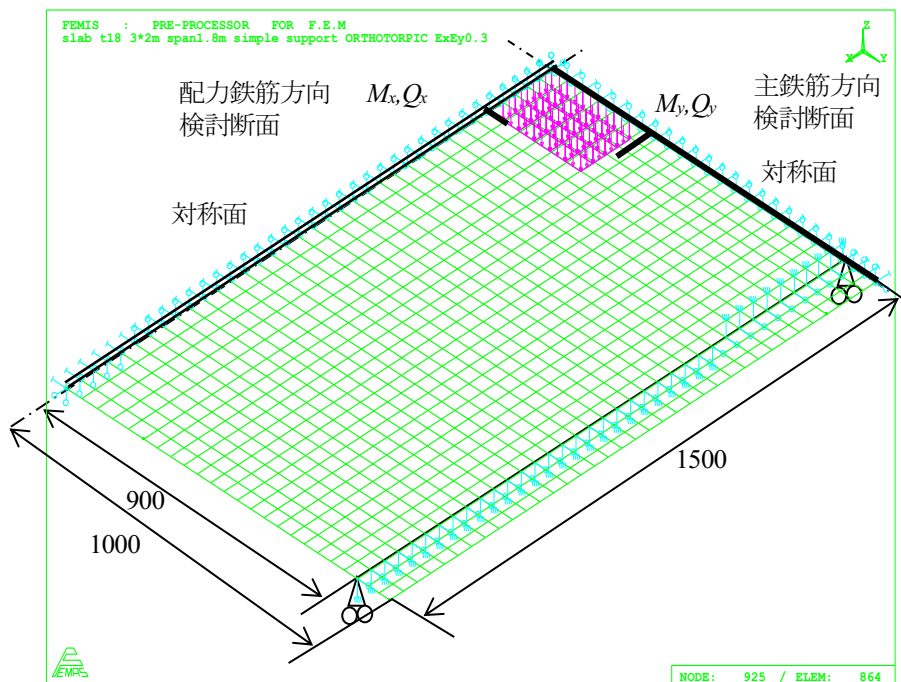


図 5.3.5 有限要素モデル

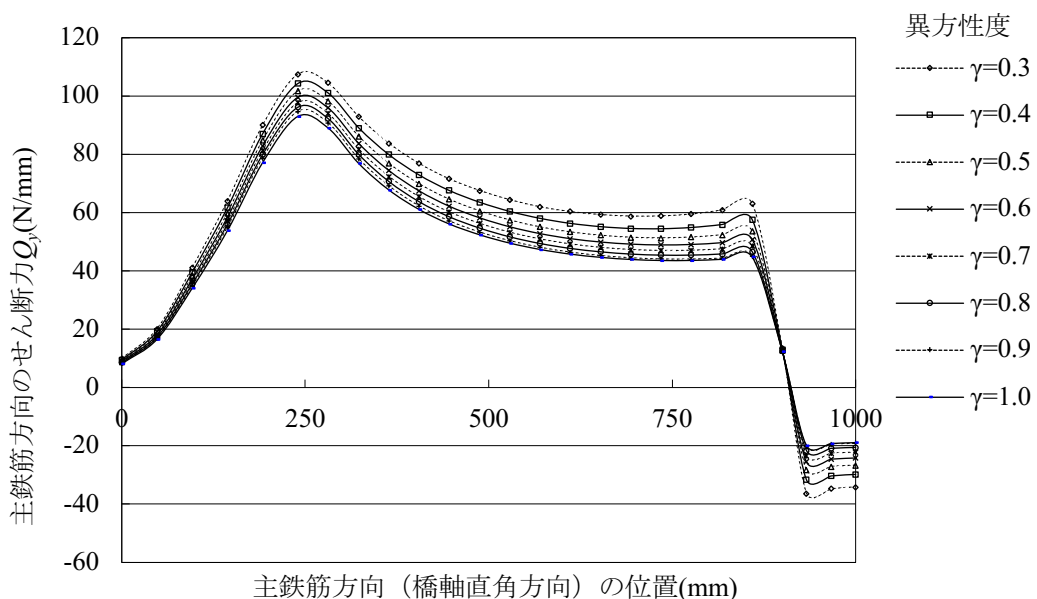


図5.3.6 主鉄筋方向のせん断力の分布

$$Q^* = 0.139\gamma^2 - 0.397\gamma + 1.261 \quad (5.3.1)$$

なお、無次元化せん断力 Q^* は、床版の寸法、荷重および支持条件が同じであれば、ヤング係数の絶対値によらず剛比 γ によって決まることを、別途解析を行い確認した。

RC床版の疲労寿命は、梁状化した主鉄筋方向断面の最大せん断力に支配されるので、床版の異方性度の改善による寿命増加率 α_q は、補強前後の最大せん断力の比を用いて式(5.3.2)で示される。

$$\alpha_q = \left(\frac{Q_0^*}{Q_r^*}\right)^{12.76} \quad (5.3.2)$$

ここに、 Q_0^* : 補強前の無次元化最大せん断力

Q_r^* : 補強後の無次元化最大せん断力

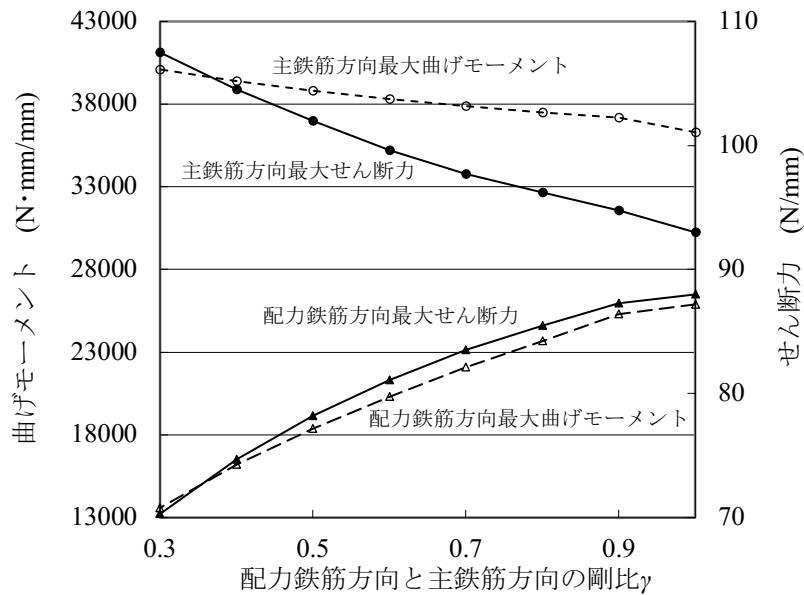


図5.3.7 最大モーメントおよび最大せん断力と異方性度の関係

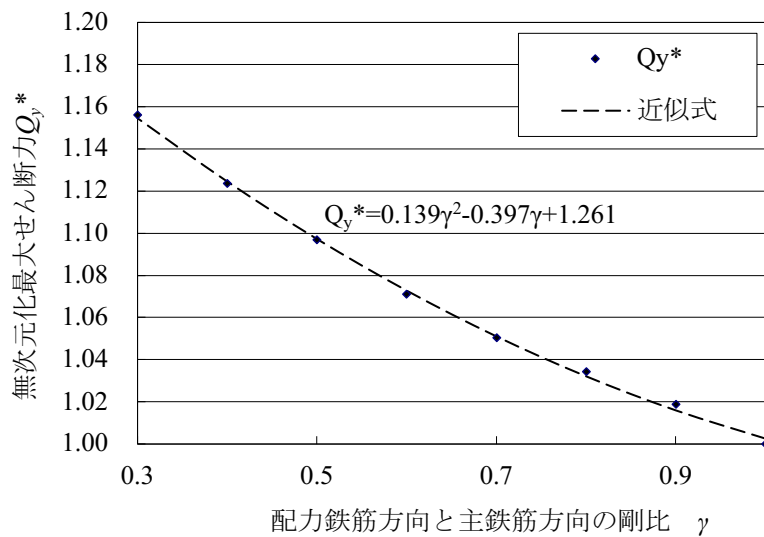


図5.3.8 無次元化最大せん断力と異方性度の関係

式(5.3.1), (5.3.2)から α_q を算定した結果を表5.3.4中に示す。なお、表中の剛比 $\gamma = I_d/I_m$ の算定にあたっては、主鉄筋方向と配力鉄筋方向との床版の曲げ剛性をそれぞれ I_m , I_d をコンクリートの引張強度を無視し、維ひずみが中立軸からの距離に比例するものとして算定した。母床版の配力鉄筋比の小さい場合およびFRPシートの引張剛性が高い場合に α_q は、大きくなる傾向にある。

(3) ひび割れ面の劣化抑制による寿命増加率 α_c

残る一つの寿命増加率 α_c は、ひび割れ面でのコンクリートの劣化抑制効果による寿命増加とすると、 $S-N$ 関係式(5.2.1)の右辺の定数項 C の増加として表記できる。この劣化抑制効果は、床版の耐力や作用力の変化などからは現時点では算定することが困難であるため、疲労試験のデータ、すなわち寿命増加率の実験値 α_{fexp} を整理・分析して検討することとした。ここでは、式(5.2.7)から先に述べた二つの補強効果による寿命増加率 α_n と α_q の寄与分を取り除くため式(5.3.3)に示すように各供試体の寿命増加率の実験値 α_{fexp} を α_n と α_q の算定値の積で除した値を α_c の実験値 α_{cexp} として検討する。

$$\alpha_{cexp} = \frac{\alpha_{fexp}}{(\alpha_n \cdot \alpha_q)} \quad (5.3.3)$$

α_{fexp} と $\alpha_n \cdot \alpha_q$ の計算値との関係を未破壊の打ち切りデータを除いて図5.3.9に示す。全ての寿命増加率の実験値 α_{fexp} が、 $\alpha_{fexp} = \alpha_n \cdot \alpha_q$ の線の上、すなわち長寿命側にプロットされており、 α_n と α_q だけではFRPシートによる補強効果を十分に表すことができないことがわかる。一方 $\alpha_n \cdot \alpha_q$ が1.8から3.7の領域では $\alpha_n \cdot \alpha_q$ の増加に伴って α_{fexp} も増大し、正の相関関係が認められるが、 $\alpha_n \cdot \alpha_q$ がこれを超える6.2と7.8の2点は、逆に $\alpha_n \cdot \alpha_q$ の増大に伴って α_{fexp} の低下傾向が認められる。この2点の供試体t15Cg68, t15Cg80は、床版厚が薄く配力鉄筋が少なく異方性が高い床版を引張剛性の高いFRPシートで補強したため、 $\alpha_n \cdot \alpha_q$ が大きくなっている。薄く異方性度の高い母床版を引張剛性の高いFRPシートで補強した場合、FRPシートの負担する引張力が高くなり、それに伴ってFRPシートとコンクリート界面の付着せん断応力も高くなり付着疲労破壊が早期に進行した可能性がある。この2供試体については、実験時にFRPシートのひずみ測定により補強後の載荷時にFRPシートに 1000×10^6 を超えるようなひずみが発生

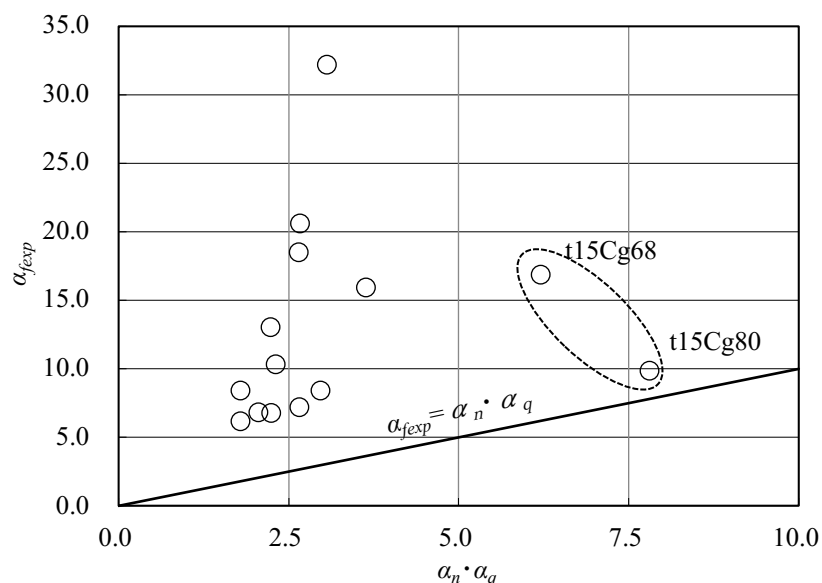


図5.3.9 $\alpha_n \cdot \alpha_q$ と α_{fexp} の関係

し、载荷に伴い徐々にはく離が進行していたことが観察されている。同様に土木研究所で行われた実験では、FRP シートの補強量が一定値より大きくなると、補強量の増加に伴い疲労寿命が低下することが報告されている⁵⁴⁾。ある一定値以上に FRP シートの補強量を増加させると、FRP シートと床版コンクリート界面の付着応力が過大となりはく離疲労が早期に進行し FRP シートによる床版の延命効果が低下する可能性があること、その指標として $\alpha_n \cdot \alpha_q$ が利用できる可能性が示唆されたが、FRP シートの補強量の大きな場合のはく離疲労の可能性についてはその閾値を含め、さらに検討が必要である。ここでは、他の供試体と異なった傾向を示したこの 2 点を除外して、以降の検討を進める。

作用 S に対する疲労寿命 T が、式(5.3.4)で示されるとする。

$$\log(S) = -k \cdot \log(T) + \beta \quad (5.3.4)$$

補強前後の寿命比（寿命増加率）は、 β が一定と仮定すれば式(5.3.5)が得られる。

$$\log\left(\frac{T_r}{T_0}\right) = \frac{1}{k} \log\left(\frac{S_0}{S_r}\right) \quad (5.3.5)$$

ここに、添え字 0 は補強前、 r は補強後を示す。ここでは、ひび割れ開閉による床版コンクリートの疲労損傷がひび割れ開閉幅に依存するものと仮定して式(5.3.5)中の S_0/S_r として補強前後のひび割れ開閉幅に着目する。コンクリートの曲げひび割れ幅の増減は、鉄筋の配置やかぶりが同一でコンクリートの収縮やクリープ等によるひび割れ幅の増加が無視できるとすれば、鉄筋が降伏せずコンクリートとの付着が確保されている範囲では、鉄筋応力度の増加量に比例する。鉄筋応力度は、作用曲げモーメントが同じであれば、断面 2 次モーメントの逆比に比例する。式(5.2.1)では主鉄筋方向の貫通ひび割れにより梁状化した床版を想定しているため、主鉄筋方向断面に着目し、FRP シートが完全合成されているものとして、引張側のコンクリートを無視して断面計算により補強前後の主鉄筋方向の床版の断面 2 次モーメントを算定した。式(5.3.3)より算定した α_c の実験値 α_{cexp} と補強前後の主鉄筋方向の断面 2 次モーメントの比 I_{mr}/I_{m0} を両対数グラフ上にプロットしたものが図 5.3.10 である。なお、輪荷重走行試験で破壊前に载荷を中止した供試体については除外している。図 5.3.10 で α_c の実験値と I_{mr}/I_{m0} は、1 点 (t18aCw82b 供試体) を除いて概ね線形関係にあることがわかる。 $T_r/T_0 = \alpha_c$ として両者が式(5.3.5)の関係にあるものとして線形回帰を行い、式(5.3.6)を得た。

$$\log(\alpha_c) = 9.07 \log\left(\frac{I_{mr}}{I_{m0}}\right) \quad (5.3.6)$$

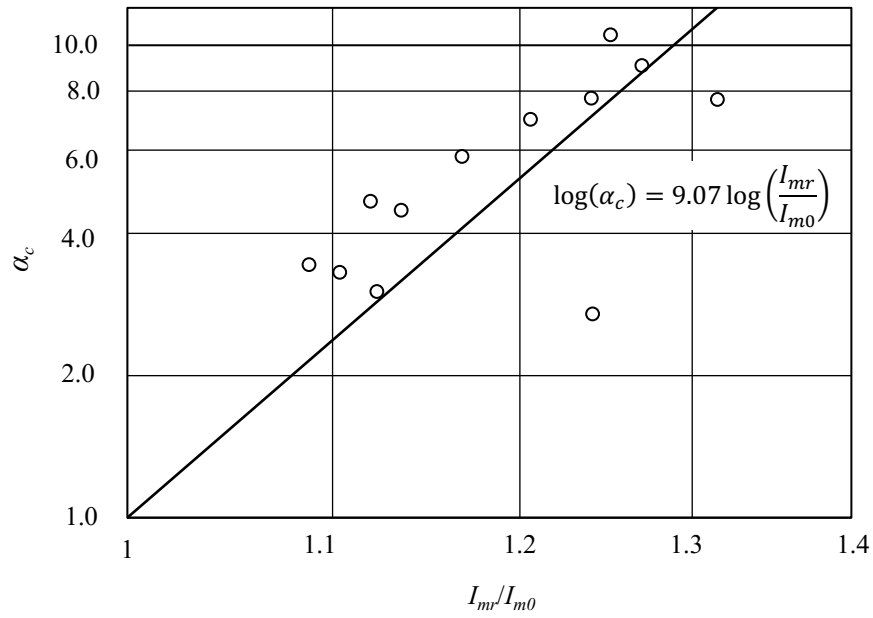


図5.3.10 I_{mr}/I_{m0} と α_c の関係

5.3.3 FRP シート補強床版の破壊回数の実験値と計算値の比較

評価荷重 150kN における、母床版の計算破壊回数 N_0 に前述の手法で算定した寿命増加率 $\alpha_f = \alpha_n \cdot \alpha_q \cdot \alpha_c$ を乗じて算定した計算破壊回数を表 5.3.4 中に示し、実験で得られた換算破壊回数との関係を図 5.3.11 に示す。補強量が過大ではく離破壊が先行したとして式(5.3.6)の回帰から除外した 2 点を除いて、計算破壊回数と実験から得られた換算破壊回数は概ね良好な一致をみせており、この 2 点を含めても相関係数は 0.91 であり換算破壊回数の計算値と実験値は、高い相関性を示している。

また、式(5.3.6)では回帰から除外した破壊に至る前に荷重を中止した 3 体の床版厚 180mm 供試体については、他の破壊に至った供試体が荷重 180kN 荷重時に活荷重たわみが 2.0mm を超えたのちたわみが急増して押抜きせん断破壊に至ったことから、荷重 180kN の荷重時のたわみ-荷重回数の関係を外挿して活荷重たわみが 2.0mm を超える荷重回数から推定破壊回数を算定した。参考のためこの 3 体についても実験換算破壊回数の推定値と計算破壊回数を図 5.3.11 中に示しているが、推定値と計算値は概ねよい一致をみている。

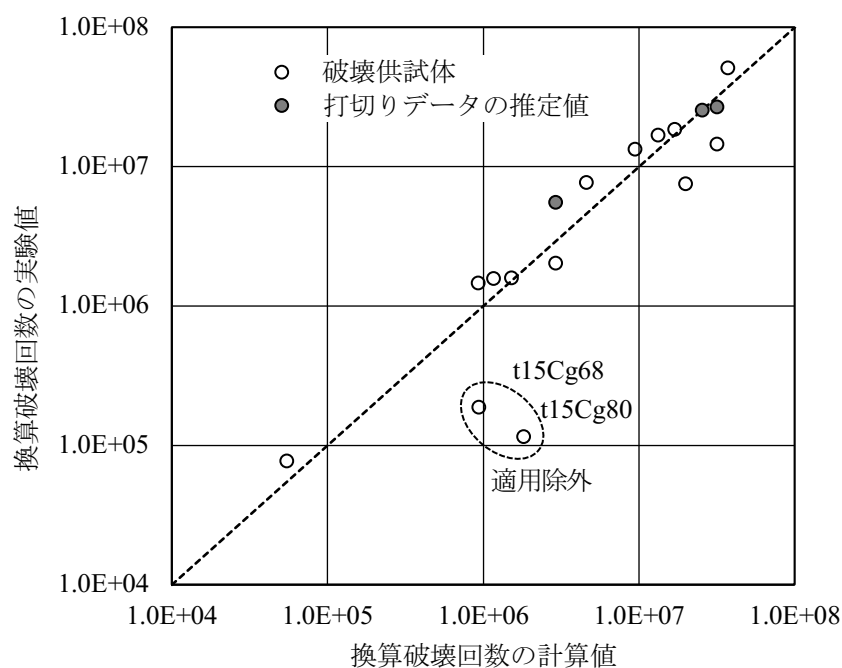


図5.3.11 換算破壊回数の実験値と計算値

5.4 FRP シート補強床版の寿命算定法の提案

5.4.1 FRP シート補強床版の疲労寿命の算定手順

5.3 で述べたように FRP シートで補強した床版の疲労寿命は、式(5.2.1)で算定される母床版の疲労寿命に寿命増加率 $\alpha_f = \alpha_n \cdot \alpha_q \cdot \alpha_c$ を乗じることで推定できることが分かった。ここでは、FRP シート補強床版の疲労寿命の算定法について、その手順を以下に示す。

1) 床版の断面諸量の算定

母床版および FRP シート補強床版の、主鉄筋方向断面の中立軸高さ、主鉄筋方向および配力鉄筋方向の断面 2 次モーメントを算定する。この時、コンクリートの引張強度は無視し、FRP シートは床版下面に完全合成されているもとして平面保持が成り立つものとする。またコンクリートのヤング係数は $E_c = 900(\sigma_{ck} - 29.4) + 20580$ より求める。FRP シートの間隔をあけて格子状に接着する場合には、FRP シートの幅と間隔を考慮した平均厚さを FRP シートの厚さとする。

2) α_n の算定

1) で算定した補強前後の主鉄筋方向断面の中立軸高さを用いて母床版および補強後の床版の押抜きせん断耐力を算定する。式(5.4.1)により α_n を算定する。

$$\alpha_n = \left(\frac{P_{sxr}}{P_{sx}} \right)^{12.76} \quad (5.4.1)$$

3) α_q の算定

補強前後の主鉄筋方向断面の最大せん断力を有限要素解析などにより算定し、式(5.4.2)により α_q を算定する。

$$\alpha_q = \left(\frac{Q_0}{Q_r} \right)^{12.76} \quad (5.4.2)$$

床版の支持スパン 1.8m 単純支持、載荷板 120×300mm の場合は、1) で算定した主鉄筋方向および配力鉄筋方向の断面 2 次モーメントから補強前後の剛比 γ を算定し、式(5.3.1)、式(5.3.2)から α_q を算定することができる。

4) α_c の算定

1) で算定した補強前後の主鉄筋方向断面の断面 2 次モーメントから式(5.4.3)より α_c を算定する。

$$\alpha_c = \left(\frac{I_{mr}}{I_{m0}} \right)^{9.0} \quad (5.4.3)$$

5) FRP シート補強床版の疲労寿命の算定

評価荷重 P に対する母床版の疲労寿命を式(5.2.1)により計算し、上で求めた寿命増加率 $\alpha_f = \alpha_n \cdot \alpha_q \cdot \alpha_c$ を乗じて FRP シート補強床版の疲労寿命を算定する。ただし、 $\alpha_n \cdot \alpha_q$ が本検討で回帰に使用した 1.8 から 3.7 の範囲外では本手法の適用外であり、特に $\alpha_n \cdot \alpha_q$ が 3.7 を超える場合は、FRP シートの補強量が過大で補強効果が算定値より低くなる可能性があるため注意を要する。

5.4.2 FRP シート補強床版の S-N 関係

5.4.1 で述べた母床版の寿命と寿命増加率から FRP シート補強床版の疲労寿命を算定する方法は、補強により母床版がどの程度延命化されるかを推定する上で有用な手法である。一方で、補強床版の S-N 関係としては示されていないので、構造諸元が異なる母床版やこれらの床版を補強した場合の疲労耐久性を比較する上では、RC 床版の S-N 関係式である式(5.2.1)の形で補強床版の S-N 関係式が示されていることは有用である。そこで、FRP シート補強床版の見かけの押抜きせん断耐力が増加するものとして、FRP シート補強床版の S-N 関係について検討する。

母床版の押抜きせん断耐力を P_{sx0} 、補強後の床版の見かけの押抜きせん断耐力を P'_{sxr} とし、補強前および補強後の床版の S-N 関係はそれぞれ式(5.4.4)、(5.4.5)で示されるとする。

$$\log\left(\frac{P}{P_{sx0}}\right) = -0.07835 \log(N_0) + C \quad (5.4.4)$$

$$\log\left(\frac{P}{P'_{sxr}}\right) = -0.07835 \log(\alpha_f \cdot N_0) + C \quad (5.4.5)$$

式(5.4.4)と式(5.4.5)より、式(5.4.6)が得られる。

$$\log\left(\frac{P'_{sxr}}{P_{sx0}}\right) = 0.07835 \log(\alpha_f) \quad (5.4.6)$$

したがって、FRP シート補強床版の見かけの押抜きせん断耐力 P'_{sxr} は、式(5.4.7)で示される。

$$P'_{sxr} = \alpha_f^{0.07835} \cdot P_{sx0} \quad (5.4.7)$$

よって、補強床版の S-N 関係式は、見かけの押抜きせん断耐力 P'_{sxr} を用いて(5.4.8)で示される。

$$\log\left(\frac{P}{P'_{sxr}}\right) = -0.07835 \log N + C \quad (5.4.8)$$

図 5.4.1 は、補強床版の押抜きせん断耐力を式(5.4.7)で算定した場合の、S-N 関係を示したものである。補強量が過大ではく離破壊が先行したとして回帰で除外した 2 体を除いて、補強床版の破壊時の換算走行回数は、式(5.4.8)の RC 床版の S-N 関係式の近傍にプロットされ良い相関をみせている。したがって、前節の手法で寿命増加率 α_f を算定し、式(5.4.7)により FRP シート補強床版の見かけの押抜きせん断耐力を評価することにより、FRP シート補強床版の S-N 関係は、式(5.4.8)の RC 床版の S-N 関係式を用いて示せることが分かった。

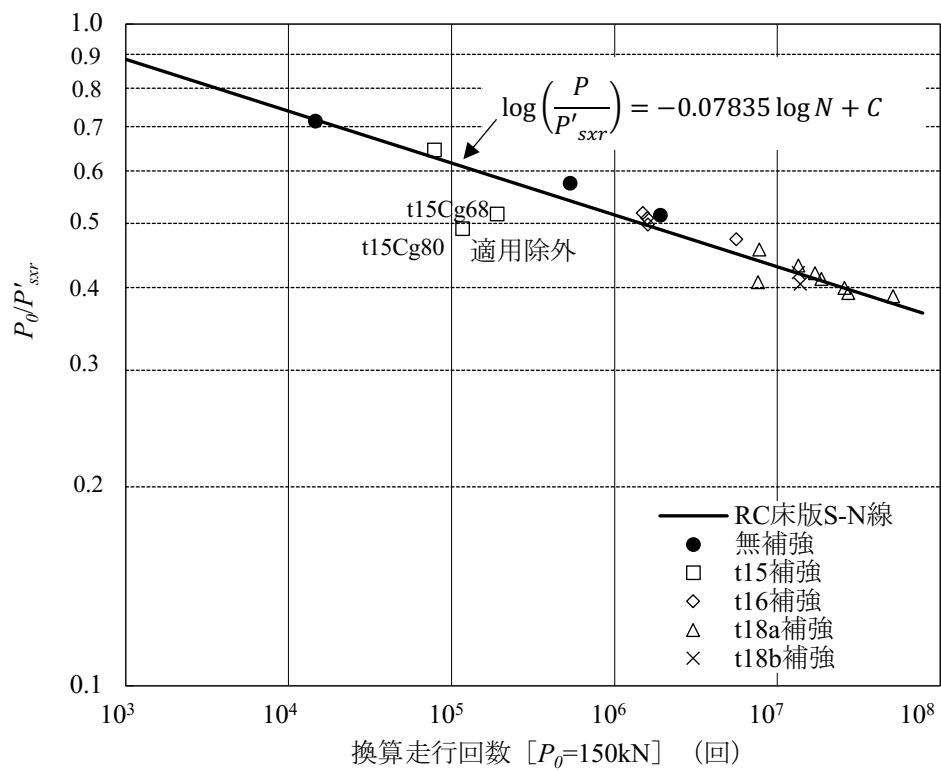


図5. 4. 1 P'_{sxr} を用いた補強床版のS-N関係

5.5 まとめ

この章の検討で得られた知見を以下に示す。

- (1) FRP シート接着による RC 床版の補強効果として、a)中立軸の深化による押抜きせん断耐力の増加、b)異方性度の改善による最大せん断力の低減、c)FRP シート接着によるひび割れ面の劣化抑制の 3 つの効果を示し、寿命増加率 $\alpha_f = \alpha_n \cdot \alpha_q \cdot \alpha_c$ を定義した。
- (2) 既往の FRP シート補強床版の輪荷重走行試験結果をもとに、寿命増加率 $\alpha_f = \alpha_n \cdot \alpha_q \cdot \alpha_c$ の定式化を行った。その結果、提案する手法で算定した寿命増加率と母床版の疲労破壊回数を用いることで、FRP シート補強床版の疲労破壊回数を精度よく予測できることが分かった。
- (3) ただし FRP シートの補強量が過大となると、寿命増加率が低減する可能性があること、特に床版厚が薄く異方性の強い床版を引張剛性の高い FRP シートで補強した場合にその可能性が高くなる。
- (4) 寿命増加率 $\alpha_f = \alpha_n \cdot \alpha_q \cdot \alpha_c$ を用いた FRP シート補強床版の疲労寿命の算定手順を示した。また寿命増加率を考慮して FRP シート補強床版の見かけの押抜きせん断耐力を用いて算定し、従来の RC 床版の *S-N* 関係式を用いて FRP シート補強床版の疲労寿命を推定できることを示した。

本検討は、大阪大学の輪荷重走行試験機を用いて行われた FRP シート補強床版のデータを用いて検討を行っており、*S-N* 関係式の異なる他の輪荷重走行試験機による試験結果を統一的に評価するには至っていない。また、母床版に二方向ひび割れを発生させた後に補強を行った RC 床版の試験結果を用いて疲労寿命の算定法の定式化を行ったが、算定式には母床版の劣化度を考慮していない。補強前の RC 床版の劣化度は、補強後の床版の寿命に影響を及ぼすと考えられる。特に、著しく劣化の進行し残存寿命の短い床版を補強した場合には、ここで示した算定法よりも補強床版の疲労寿命が短くなることが予測される。したがって、他の輪荷重走行試験機の試験結果も含めた統一的設計手法の提案、近年盛んになりつつある非線形有限要素解析を用いた解析結果との検証、補強前の RC 床版の劣化度を考慮した FRP シート補強床版の寿命予測手法の提案および適用限界の設定は、今後の課題である。

【5章の参考文献】

- 5-1) 松井繁之：橋梁の寿命予測，安全工学， Vol.30, No.6, pp.432-440, 1991
- 5-2) 土木学会複合構造委員会維持管理小委員会：事例に基づく複合構造の維持管理技術の現状評価，複合構造レポート04, pp.146, 2010
- 5-3) 森成道，松井繁之，若下藤紀，西川和廣：炭素繊維シートによる床版下面補強効果に関する研究，橋梁と基礎 (95-3), pp.25-32, 1995
- 5-4) 松尾伸二，西川和廣，内田賢一，宇治公隆，小林朗：炭素繊維シートにより補強された RC 床版の疲労耐久性，第 53 回土木学会年次学術講演会，CS27, pp.52-53, 1998
- 5-5) 星島時太郎，坂井広道，大田黒博文，松井繁之：損傷した道路橋床版の炭素繊維シートによる補強効果に関する実験的研究，橋梁と基礎，Vol.32, No.9, pp.23-28, 1998
- 5-6) 岸本真輝，松井繁之：目付量の大きい CFS で補強した床版の疲労耐久性の検討，土木学会平成 13 年度関西支部年次学術講演会講演概要，I-23, 2001
- 5-7) 岡田昌澄，大西弘志，松井繁之，小林朗：格子配置された炭素繊維シートによる床版補強効果，第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集（土木学会），pp.175-180, 2003
- 5-8) 三上浩，田村富雄，角田敦，廣瀬清泰，堀川都志雄：二方向アラミド繊維シート接着補強床版の疲労耐久性評価の一手法，第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集（土木学会），pp.169-174, 2003
- 5-9) 前田俊也，小牧秀之，坪内賢太郎，上東泰：緩衝剤を用いた炭素繊維シート接着工法による劣化床版の補強効果，コンクリート構造物の補修補強アップグレード論文集（日本材料学会），Vol3., pp.329-334, 2003
- 5-10) 蔡華堅，松井繁之，三村知男：経編みタイプ炭素繊維シートの RC 床版補強に対する適用効果に関する研究，第 59 回土木学会年次学術講演会，CS8, pp.269-270, 2004
- 5-11) 深山大介，林聖一郎，松井繁之，蔡華堅：縦桁が増設された RC 床版への連続繊維シートによる再補強に関する研究，第 59 回土木学会年次学術講演会，CS8, pp.271-272, 2004
- 5-12) 小林朗，蔡華堅，下西勝，松井繁之：炭素繊維シート格子接着工法により補強した RC 床版の疲労耐久性，コンクリート工学年次論文集，Vol.27, NO2, pp.1513-1518, 2005
- 5-13) Chai, H.K., Nakajima, N., Onishi, H. and Matui, S " Application of AFS Strengthening of Deteriorated RC Bridge Slabs Subjected to Wheel Load." コンクリート工学年次論文集，Vol.27, NO2 pp.1531-1536, 2005
- 5-14) 田村富雄，蔡華堅，雨宮民郎，松井繁之：低目付けアラミド繊維シートによる道路橋 RC 床版補強に関する研究，第 60 回土木学会年次学術講演会，5-503, pp.1005-1006, 2005
- 5-15) 小林健二郎，中島恒道，松井繁之：道路橋 RC 床版の AFRP シート補強による疲労耐久性の検討および施工，第 61 回土木学会年次学術講演会，6-109, pp.37-38, 2006
- 5-16) 土木学会鋼構造委員会道路橋床版の合理化検討小委員会：道路橋床版の要求性能と維持管理技術，土木学会，2004
- 5-17) Chai, H.K. "Improvement of RC slab fatigue durability by FRP sheet strengthening." 大阪大学学位論文，2005
- 5-18) 松井繁之：道路橋床版 設計施工と維持管理，森北出版，2007
- 5-19) 松井繁之：床版損傷に対する水の振舞い，第 43 回土木学会年次学術講演会，I-3, pp.6-7, 1988

6章 結論

我が国では、社会基盤施設の老朽化が急速に進んでいく中で、その維持管理を適切に行っていくことの重要性が増している。既設コンクリート構造物の老朽化対策や要求性能の高度化に対して、各種の補修・補強工法が実用化されているが、既設構造物の補修・補強を行う際には、新設の構造物と異なる構造面や施工面などの制約が多く、それらの課題を解決するために、軽量かつ高強度のFRPを用いたコンクリート構造物の補修・補強工法へのニーズが高まっている。FRPの建設分野への利用に関しては、1980年代から研究・開発が行われるようになった比較的新しい技術であり、設計・施工上のニーズに十分に対応できていない点も多いこと、また高強度繊維と樹脂の複合材料であるFRPのもつ強度や軽量性などの優れた特性、すなわちシーズを活用できていない点も多い。そこで本研究では、既存の補強用FRPの利用にとどまらず、FRPの持つシーズをコンクリート構造物の補強に対するニーズにマッチングさせるために、新たな補強用FRPおよび補強工法を考案し、FRPにより補強されたRC部材の構造性能を評価することを目的とした。

本研究により得られた知見を以下にまとめる。

2章「FRPストランドシートによるコンクリート部材の曲げ補強」では、従来のFRPシートの施工上の弱点とFRPプレートの構造上の弱点を克服することを目的に、新たに開発したFRPストランドシートの材料特性、FRPストランドシートとコンクリートの付着特性およびFRPストランドシートを接着補強したRCはりの曲げ耐荷性状について検討した。

FRPストランドシートは、同種の連続繊維を用いたFRPシートと同等のヤング係数、引張強度を発現し、材料強度のばらつきを考慮した引張強度は、FRPシートと同じ値に設定できる。FRPストランドシートを専用のエポキシ樹脂でコンクリートに接着した供試体の付着試験の結果、FRPシートと同等の付着性状を示した。

FRPストランドシート、FRPシートおよびFRPプレートを接着補強したRCはりの曲げ載荷試験の結果、FRPストランドシートを接着補強したRCはりには、従来型のFRPシートと同等のはりの曲げ剛性の向上および降伏荷重および曲げ耐力を示した。FRPプレートは、低い荷重ではく離し、補強による曲げ耐力の増加少なかった。FRPストランドシートの引張剛性が高くなると、シートの接着端部に高い付着応力が発生し、からかぶりコンクリートが軸方向鉄筋に沿って破壊した。かぶりコンクリートの破壊が発生しない場合、FRPシートと同様に界面はく離破壊エネルギーを用いてはく離を安全側に評価することが可能である。FRPストランドシートを接着補強したRCはりの曲げ耐荷性状は、FRPストランドシート端部からのかぶりコンクリートの破壊が発生しない範囲では、従来のFRPシートと同等でありその設計法が適用できると考えられる。

3章「高伸度弾性樹脂を用いた鉄筋コンクリート部材のFRP接着補強」では、補強用FRPのコンクリートからはく離を抑制するため、弾性係数が低く破断伸度の大きい柔軟性のある高伸度弾性樹脂としてポリウレア樹脂を介して補強用FRPをコンクリートに接着する工法について検討した。

FRPストランドシートとコンクリートの付着試験では、ポリウレア樹脂を用いることで、従来の接着方法に比べて、はく離荷重が2倍以上に増加すること、有効付着長が長くなることを確認した。付着特性の改善について付着応力-すべり関係から考察し、ポリウレア樹脂を用いた場合は、付着応力-すべり関係を3直線モデルで表すことが可能で、局所付着応力の最大値は低下するが、終局すべりが大幅に大きくなることで界面はく離破壊エネルギーがポリウレア樹脂を用いない場合より大幅に増加すること

を明らかにした。また、接着界面の力のつり合いによる数値解析により、付着試験でモデル化した3直線の付着応力-すべり関係を用いることではなく離荷重や荷重-すべり関係などの付着特性を概ね算定できることを示した。

CFRP ストランドシートを、ポリウレア樹脂を用いて接着補強した RC はりの曲げ載荷試験の結果、ポリウレア樹脂を用いることで CFRP ストランドシートのはく離発生荷重が大きく増加することを確認した。ただし、CFRP ストランドシートの定着長が 670mm と短い場合には、接着端部まで CFRP ストランドシートに引張力が伝達され、接着端部の付着応力が高くなりかぶりコンクリートが主鉄筋に沿って破壊することが確認された。定着長を 970mm と長くすることではりのせん断スパン比 a/d によらず接着端部からのかぶりコンクリートの破壊を抑制し、より高い補強効果が得られることを明らかにした。CFRP ストランドシート端部からのかぶりコンクリートの破壊が発生しない範囲では、ポリウレア樹脂を塗布した場合でも、従来の FRP シート接着補強はりに対する界面はく離破壊エネルギーを用いたはく離照査式により、はく離発生時の CFRP ストランドシートの張力およびはりの曲げ耐力を安全側に評価できると考えられる。

4章「あと施工差し込み型 FRP 補強材によるコンクリート部材のせん断補強」では、面部材の面外せん断力に対する補強工法として、あと施工差込型 FRP 補強材を用いる補強工法を考案し、引抜試験と RC はりのせん断載荷試験によりその補強効果を検討した。

FRP 格子筋の引抜試験により、モルタルで定着した FRP 格子筋の付着特性は、FRP 格子筋表面の付着・摩擦と格子点の機械的定着の相互の影響を受けること、格子点が1点以上あれば、軸筋が引張破断し、格子点が2点ある場合には、すべりは2つめの格子点の前までの範囲で生じ定着部全長には進展しないことが明らかとなった。

RC はりのせん断載荷試験では、はりの高さ方向に削孔したアンカー孔内に FRP 補強材を差し込みせん断補強した RC はりの載荷試験を行った。補強材として FRP 格子筋を用いた場合、引張側主鉄筋および圧縮側主鉄筋かぶり部に格子点を配することで、FRP ロッドを用いた場合には充填材としてエポキシ樹脂を用いることで補強材を定着することが可能であり、補強した RC のせん断耐力は、土木学会の「連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針(案)」のせん断耐力式で安全側に評価できることを明らかにした。

5章「FRP シートにより補強した道路橋 RC 床版の疲労寿命」では、FRP シートで接着補強した道路橋の RC 床版の疲労寿命の予測手法について検討した。FRP シート接着による RC 床版の疲労寿命向上効果は、中立軸の深化による圧縮側コンクリートの有効断面の増加、異方性度の改善、ひび割れ拘束の3つのメカニズムによりモデル化できるものとし、無補強床版に対する寿命増加率をこれらの3つの補強効果の積としてあらわす方法を提案した。大阪大学の輪荷重走行試験機で行われた17体の FRP シート接着補強床版の疲労試験の結果を整理し、寿命増加率の定式化を行った。本提案法によれば、算定した寿命増加率と松井の提案する RC 床版の $S-N$ 関係式により算定した母床版の疲労破壊回数から、FRP シート補強床版の疲労破壊寿命を精度よく算定できることが明らかになった。また、寿命増加率を考慮して FRP シート補強床版の見かけの押抜きせん断耐力を算定し、従来の RC 床版の $S-N$ 関係式を用いて FRP シート補強床版の疲労寿命を推定できることを示した。加えて、本手法の適用限界として、FRP シートの補強量が過大となると、寿命増加率が低減する可能性があること、特に床版厚が薄く異方性の強い床版を引張剛性の高い FRP シートで補強した場合にその可能性が高くなることを示した。

本研究の過程で開発した新たな FRP や補強工法の多くは、道路橋など社会基盤施設のコンクリート構

造物の補強に実際に利用され、社会基盤施設の効率的、効果的な補強を通じて維持管理工学に一定の貢献をしていると考えられる。一方、開発した FRP や補強工法の信頼性の確保および適用範囲の拡大のためには、以下のような課題がある。

ストランドシートを用いた補強工法では、はく離の予測精度の向上および補強用 FRP の剛性が高い場合に生じるかぶりコンクリート破壊の予測とその防止方法の検討が必要である。また本研究では、曲げ補強を対象としたが、せん断補強への適用性の検証と補強設計法の構築も課題である。高伸度弾性樹脂を用いた FRP 接着工法では、高伸度弾性樹脂としてポリウレタ樹脂を用いることにより顕著なはく離抑制効果が確認されたが、その付着特性を適切に評価し設計手法を構築することが課題であり、また温度や水分など利用環境に対する適応性の検証が必要である。あと施工差込型 FRP 筋によるせん断補強工法については、補強材が離散的に配置されるためコンクリートのせん断ひび割れとの位置関係によりその補強効果の変動することから、面部材に適用する場合には、部材の軸方向に加えて軸直角方向の補強材の配置間隔も考慮した補強効果の検証、設計法の検討が必要である。FRP シートにより補強した RC 床版の疲労寿命予測に関する検討では、大阪大学の輪荷重走行試験機により得られたデータをもとに FRP 補強シート補強床版の $S-N$ 関係式を提案したが、RC 床版の $S-N$ 関係が輪荷重走行試験機により一定ではないことから、種々の载荷条件や床版の支持条件を考慮することが可能な $S-N$ 関係の構築、また補強時点での RC 床版の損傷度の影響の評価も今後の検討課題である。

謝 辞

本論文を取りまとめるのにあたり、論文審査の主査をつとめて頂きました早稲田大学大学院創造理工学研究科教授の佐藤靖彦先生には、終始ご熱心にご指導ご鞭撻を頂きました、深く感謝の意を表し、心からお礼を申し上げます。筆者が補強用 FRP およびそれを用いた鉄筋コンクリート部材の補強工法の開発に従事した 20 年来に渡り、佐藤先生には、種々の共同研究を通してご熱心にご指導を賜り、先生の独創的な知見により研究・開発の方向性、進め方に数多くの知見を頂きました。遅々として進まぬ筆に挫折しそうになることもございましたが、佐藤先生からは、終始変わらぬ励ましを頂き論文を取りまとめることができました。あらためて、衷心よりお礼申し上げます。

新型コロナウイルスの感染拡大防止のため大学に参上することもできず、インターネットによる通信に頼らざるを得ない中、貴重なお時間を割いて本論文をご審査して頂き、貴重なご意見を賜りました早稲田大学大学院創造理工学研究科教授岩波基先生、同教授小野潔先生および同教授秋山允良先生に深く感謝申し上げます。

本論文の 2 章から 4 章は、佐藤先生の前ご所属の北海道大学および北海学園大学にて行った実験をもとに取りまとめたものです。北海学園大学工学部教授の高橋義裕教授には、長年にわたり実験の進め方、データの解析にご指導を頂きました、厚く御礼申し上げます。3 章の高伸度弾性樹脂を用いた FRP 接着工法の開発では、九州大学名誉教授、現大分工業高等専門学校長日野伸一先生に多くのご助言を賜りましたことに深く御礼申し上げます。また付着特性の数値解析にご協力頂いた早稲田大学大学院の尾崎允彦様に感謝申し上げます。4 章のあと施工差込型 FRP 補強材によるせん断補強に関する研究では、当時、北海道大学工学部 4 年生の故増渕基様に多大のご協力を頂きました。過日、若くして急逝されていたとの報を聞き大変驚きました。ここに深く感謝の意を表するとともに哀悼の意を表します。実験にご協力頂きました、北海道大学ならびに北海学園大学の卒業生の皆様にお礼申し上げます。

5 章の道路橋 RC 床版の疲労寿命に関する検討は、大阪大学で行われた輪荷重走行試験の結果を収集し解析したものです。大阪大学名誉教授の松井繁之先生には、1993 年に初めて研究室に伺い炭素繊維シートの RC 床版の補強への適用性についてご指導をお願いした時から、貴重なご助言、熱心なご指導を賜ってまいりました。深く感謝の意を表します。昼夜をたがわず疲労試験にご協力頂きました現岩手大学教授大西弘志先生はじめ、大阪大学ゴンゴロ（輪荷重走行試験機）チームの卒業生の皆様、供試体の作成にご協力頂きました（株）ケミカル工事の代表取締役國川正勝様、執行役員真鍋隆様に厚くお礼申し上げます。

学位取得まで長期にわたり励ましを頂きました、日鉄ケミカル&マテリアル(株)の五十嵐正晃常務執行役員ならびに遠藤正己執行役員コンポジット事業部長、一方向性炭素繊維シートの発明者であり材料開発に於いて貴重なご助言を頂いた斉藤誠参与、本研究の実施に終始協力頂いた荒添正棋グループリーダー、立石晶洋グループリーダー、小森篤也グループリーダー、秀熊佑哉マネージャーはじめコンポジット事業部の皆様に感謝申し上げます。

最後に、休日を研究と論文執筆に費やすことが多く、これまで長い間辛抱し協力してくれた妻祐子、長男嵩弘、次男航に感謝いたします。

2020 年 10 月

小林 朗

研究業績リスト

種 類 別	題名、発表・発行掲載誌名、発表・発行年月、連名者（申請者含む）
論文	<ul style="list-style-type: none"> ○ (1) 高伸度弾性樹脂を用いて接着した FRP シートとコンクリートの付着挙動に関する研究：構造工学論文集，Vol. 66A，pp.855-867，2020.4，<u>小林朗</u>・尾崎充彦・佐藤靖彦・荒添正棋・立石晶洋・小森篤也 ○ (2) 連続繊維シート接着により補強された道路橋 RC 床版の疲労寿命算定法に関する一検討：構造工学論文集，Vol. 62A，pp.1261-1271，2016.3，<u>小林朗</u>・松井繁之 (3) 界面にポリウレタ樹脂を塗布された CFRP スtrandシート補強 RC はりの曲げ挙動に関する実験的研究：コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.2，pp.1285-1290，2013.7，高橋義裕・荒添正棋・<u>小林朗</u>・佐藤靖彦 ○ (4) FRP スtrandシートの材料特性と RC 梁の曲げ補強効果に関する研究：コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.1561-1566，2008.7，<u>小林朗</u>・佐藤靖彦・高橋義裕・立石晶洋 (5) 炭素繊維プレートにより補強された RC はりの破壊挙動：コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.1519-1524，2008.7，佐藤靖彦・<u>小林朗</u>・高橋義裕 ○ (6) あと施工差込型連続繊維補強材により補強された RC はりのせん断耐力に関する実験的研究：コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.1585-1590，2007.7，<u>小林朗</u>・佐藤靖彦・高橋義裕 ○ (7) 炭素繊維シート格子接着工法により補強した RC 床版の疲労耐久性：コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，pp.1513-1518，2005.6，<u>小林朗</u>・蔡華堅・下西勝・松井繁之 ○ (8) 埋込型 FRP 筋の付着特性とはり部材のせん断補強効果：コンクリート構造物の補修補強アップグレード論文報告集，Vol.4，pp.401-408，2004.10，<u>小林朗</u>・佐藤靖彦・阿部篤史 ○ (9) FRP 補強材埋め込み方式で補強された RC はりのせん断性状：コンクリート構造物の補修補強アップグレード論文報告集，Vol.3，pp.83-86，2003.10，<u>小林朗</u>・増渕基・佐藤靖彦
講演	<ul style="list-style-type: none"> (1) EFFECT OF CONCRETE STRENGTH AND AMOUNT OF POLYUREA RESIN ON CONCRETE – STRAND SHEET BOND: Proceedings of the 8th International Conference on Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Composites in Civil Engineering (CICE 2016), CD-ROM, 2016.12, M. Arazoe, <u>A. Kobayashi</u>, Y. Takahashi and Y. Sato (2) スtrandシート補強 RC はりの曲げ耐力：土木学会第 69 回年次学術講演会講演概要集，V-120，pp.239-240，2014.9，高橋義裕・<u>小林朗</u>・荒添正棋・佐藤靖彦 (3) BONDING CHARACTERISTIC AND STRENGTHENING EFFECT OF STRAND SHEET WITH SOFT LAYER: Proceedings of the 6th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE 2012), CD-ROM, 2012.6, M. Arazoe, Y. Sato, Y. Takahashi and <u>A. Kobayashi</u> (4) BASIC CHARACTERISTICS OF FRP STRAND SHEETS AND FLEXURAL BEHAVIOR OF RC BEAMS STRENGTHENED WITH FRP STRAND SHEETS : The Second official International Conference of International Institute for FRP in Construction for Asia-Pacific Region,pp.93-98，2009.12，<u>A. Kobayashi</u>, Y. Sato, Y. Takahashi (5) STUDY ON BASIC CHARACTERISTICS OF FRP STRAND SHEETS AND ITS FLEXURAL STRENGTHENING FOR RC BEAMS: Proceedings of the 9th international Symposium on Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures, CD-ROM, 2009.7, <u>A. Kobayashi</u>, Y. Sato, Y. Takahashi

種 類 別	題名、発表・発行掲載誌名、発表・発行年月、連名者（申請者含む）
	<p>(6) STUDY ON FLEXURAL CAPACITY OF RC BEAMS REINFORCED WITH CFRP SHEET, CFRP PLATE AND CFRP STRAND SHEET: Proceedings of the 9th international Symposium on Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures, CD-ROM, 2009.7, Y. Takahashi, Y. Sato, <u>A. Kobayashi</u></p> <p>(7) 各種補強材により下面補強された RC はりの曲げ耐力に関する実験的研究：土木学会第 63 回年次学術講演会, V-493, pp.985-986, 2008.9, 高橋義裕・佐藤靖彦・<u>小林朗</u></p> <p>(8) 面状 CFRP 補強材の付着性状に関する一検討：土木学会第 62 回年次学術講演会概要集, V-376, pp.751-752, 2007.9, 立石晶洋・<u>小林朗</u>・佐藤靖彦</p> <p>(9) 格子配置された炭素繊維シートによる床版補強効果：第 3 回道路床版シンポジウム講演論文集, pp.175-190, 2003.6, 岡田昌澄・大西弘志・松井繁之・<u>小林朗</u></p>
特許	<p>○ (1) コンクリート構造物の補強方法及び補強構造体、並びに、コンクリート構造物補強用弾性層形成材, 特許第 5478651 号, 2012.2.28 出願, <u>小林朗</u>・小森篤也・荒添正棋</p> <p>○ (2) 繊維強化シート及びその製造方法：特許第 5254930 号, 2009.10.27 出願, 宮尾巻治・<u>小林朗</u></p> <p>○ (3) 構造物の補強方法：特許第 5214864 号, 2006.9.5 出願, <u>小林朗</u>・竹田敏和・宮尾巻治</p> <p>○ (4) コンクリート構造物の補強方法：特許第 4194894 号, 2003.7.8 出願, <u>小林朗</u>・佐藤靖彦</p> <p>○ (5) 道路橋床版の補強方法：特許第 4004436 号, 2003.5.30 出願, 小島宏・松井繁之・岡田昌澄・中野博文・<u>小林朗</u>・久部修弘・深川英明・藤本宜充</p>
その他 論文	<p>(1) CFRP プレート接着補強工法におけるポリウレタ樹脂挿入による付着性能の改善: コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp.1129-1134, 2017.7, 扇孝洋・日野伸一・畠山繁忠・<u>小林朗</u></p> <p>(2) 中・高弾性型 CFS 接着補強におけるポリウレタ樹脂を用いた RC 床版の耐疲労性の評価: コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp.1135-1140, 2017.7, 小森篤也・<u>小林朗</u>・阿部忠</p> <p>(3) 道路橋 RC 床版の急速施工型上面補強法の開発と施工例: コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp.2125-2130, 2017.7, 小森篤也・<u>小林朗</u>・阿部忠</p> <p>(4) Strengthening of steel plates subjected to uniaxial compression using small-diameter CFRP strands: Construction and Building Materials, Vol.111, pp.223-236, 2016, Hamid Kazem, Lucas Guaderrama, Hatem Selim, Sami Rizkalla, <u>Akira Kobayashi</u></p> <p>(5) 高伸度弾性パテ材を用いた炭素繊維シート接着による鋼桁補修設計法の提案：土木学会論文集 F4, Vol.71, No.1, pp.44-63, 2015.4, 若林大・宮下剛・奥山雄介・秀熊佑哉・<u>小林朗</u>・小出宜央・堀本歴・長井正嗣</p> <p>(6) New small-diameter CFRP material for flexural strengthening of steel bridge girders: Construction and Building Materials, Vol.95, pp.748-756, 2015, Salar Tabrizi, Hamid Kazem, Sami Rizkalla, <u>Akira Kobayashi</u></p> <p>(7) 鋼部材腐食損傷部の炭素繊維シートによる補修技術に関する設計・施工法の提案：土木学会論文集 F, Vol.65, No.1, pp.106-118, 2009.3, 杉浦江・<u>小林朗</u>・稲葉尚文・本間淳史・大垣賀津雄・長井正嗣</p>

種 類 別	題名、発表・発行掲載誌名、発表・発行年月、連名者（申請者含む）
講演	(8) 緊張した炭素繊維プレートによる既設コンクリート部材の補強に関する研究：土木学会論文集, No.711/V-56, pp.27-44, 2002.8, 濱田讓・井上真澄・ <u>小林朗</u> ・高木宣章・児島孝之
	(9) 炭素繊維フレキシブル筋を用いたコンクリート橋脚の変形特性について：コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.1, pp.853-858, 2001.7, 大久保征一郎・佐藤靖彦・ローシャントウラダー・ <u>小林朗</u>
	(10) 炭素繊維シートの付着せん断強度に関する研究：コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.319-324, 2000.7, 土谷逸郎・ <u>小林朗</u> ・松井繁之・真鍋隆 その他：7件
	(1) 超軽量 FRP 複合床版の強度特性に関する基礎的研究：土木学会第 72 回年次学術講演会概要集, CS5,pp.19-20, 2017.9, <u>小林朗</u> ・秀熊佑哉・大垣賀津雄
	(2) Strengthening of steel and concrete structures using CFRP in Japan: IABSE-JSCE Joint Conference on Advances in Bridge Engineering III, pp.597-606, 2015.8, <u>A. Kobayashi</u> , Y. Hidekuma and A. Tateishi
	(3) 高温時におけるポリウレタ樹脂層を有する炭素繊維シート補強工法の付着特性 (1) —実験的検討—：土木学会第 69 回年次学術講演会講演概要集, V-127, pp.253-254, 2014.9, 荒添正棋・ <u>小林朗</u> ・山野辺慎・新井崇裕・佐藤靖彦
	(4) 高温時におけるポリウレタ樹脂層を有する炭素繊維シート補強工法の付着特性 (2) —解析的検討—：土木学会第 69 回年次学術講演会講演概要集, V-127, pp.255-256, 2014.9, 新井崇裕・山野辺慎・荒添正棋・ <u>小林朗</u> ・佐藤靖彦
	(5) FATIGUE BOND OF CARBON FIBER SHEETS AND CONCRETE IN RC SLAB STRENGTHENED BY CFRP: Proceedings of the Sixth International Symposium on FRP Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCE-6), PP.865-874, 2003.7, <u>A. Kobayashi</u> , S. Matsui, M. Kishimoto
	(6) 炭素繊維シートによる RC 橋脚の耐力およびじん性補強に関する研究: コンクリート構造物の補強設計・施工の将来像—性能照査型補強設計指針(指案), pp.II175-185, 1998.4, <u>小林朗</u> ・松井繁之・李泳昊・真鍋隆・伊藤嘉修 その他 47件
	著書
特許	
	(2) 地中に埋設されたコンクリート構造物の補強方法及び補強されたコンクリート構造物：特許第 4582771 号, 2004.8.4 出願, <u>小林朗</u> ・斉藤誠
	(3) コンクリート剥落防止方法：特許第 4314163 号, 2004.6.22 出願, <u>小林朗</u> ・斉藤誠
	その他 46件