

FRP 格子筋と HPFRCC を用いた下面増厚補強梁の
静的荷重下における破壊荷重と破壊モード

Static Failure Load and Mode of Beam Strengthened with HPFRCC and FRP Grid Overlay

北海道大学工学部環境社会工学科 ○学生員 山本 健太 (Kenta Yamamoto)
北海道大学大学院工学研究科 学生員 菊地 裕介 (Yusuke Kikuchi)
北海道大学大学院工学研究科 張 大偉 (Dawei Zhang)
北海道大学大学院工学研究科 正 員 古内 仁 (Hitoshi Furuuchi)
北海道大学大学院工学研究科 フェロー 上田 多門 (Tamon Ueda)
BASFポゾリス(株) 建材営業部 田村 哲也 (Tetsuya Tamura)
(株)デーロス・ジャパン 森井 直治 (Naoharu Morii)
(株)マレックス技研 斉藤 恒雄 (Tsuneo Saitoh)

1. まえがき

近年、道路橋などの交通荷重の増大に対する補強工法の一つとして、下面増厚工法が開発され、施工例が増えてきている。本研究では、引張応力下でひずみ硬化の性質を持つ HPFRCC (High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composite) と、軽量で高強度かつ耐食性に優れた FRP 格子筋を補強筋として利用した下面増厚補強工法について、静的荷重下における実験を行い破壊モードや耐力を調べることにした。また、増厚モルタルに PCM (Polymer Cement Mortar) を用いた下面増厚補強工法の実験結果との比較も行った。

2. 実験概要

2.1 下面増厚補強梁の静的載荷試験

供試体は、図-1 に示すように幅 200×高さ 150mm の矩形断面を有する鉄筋コンクリート梁に下面増厚補強を行ったものである。既設コンクリート梁下面で、補強筋である FRP 格子筋をオールアンカーで取付け、増厚モルタル (HPFRCC、PCM) を吹き付けて作製した。既設コンクリート梁部には、主筋として D13 (SD295A) を、スターラップには D10 (SD295A) を使用した。クリアランス (既設コンクリート梁下面から FRP 格子筋上面までの距離) は、いずれの供試体も 0mm として統一した。静的載荷には試験機として中型アクチュエーターを使用した。

2.2 実験変数

実験変数は、表-1 に示すように既設コンクリート梁

における主鉄筋の数、補強筋としての FRP 筋の軸方向の数とし、No.1 では主鉄筋 3 本+補強筋 2 本の供試体、No.2 では主鉄筋 2 本+補強筋 4 本、No.3 では主鉄筋 3 本+補強筋 4 本の供試体の 3 パターンとした。また主鉄筋 3 本+補強筋 2 本の供試体については、No.4 として増厚部に PCM を用いたものも作製した。

2.3 材料特性

既設コンクリート梁は、呼び強度 30N/mm²、スランプ 12cm、最大骨材寸法 20mm のレディミクストコンクリート (早強セメント) を用いて作製した。実測した圧縮強度は 38.2~45.7N/mm² (材齢 43~57 日) であった。補強筋として用いた FRP 格子筋は、カーボン連続強化繊維を樹脂に含浸させながら格子状に一体成形の材料である。筋 1 本あたりの断面積は 26.4mm²、材料特性は、引張強度 1,400N/mm²、引張弾性率 100,000N/mm² である。No.1 と No.4 の供試体にはピッチが 100mm×100mm、No.2 と No.3 の供試体には 50mm×50mm の FRP 格子筋を実験変数に合わせて使用した。

表-1 実験変数

供試体 No.	主鉄筋 本数	補強筋 本数	増厚モルタルの種類
1	3	2	HPFRCC
2	2	4	HPFRCC
3	3	4	HPFRCC
4	3	2	PCM

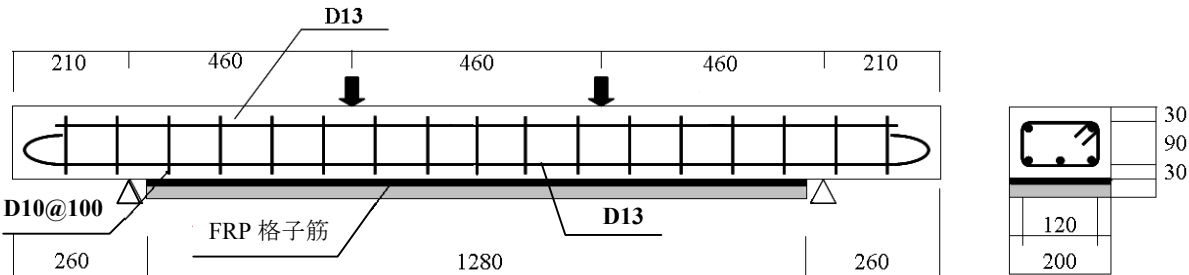


図-1 実験供試体の形状寸法

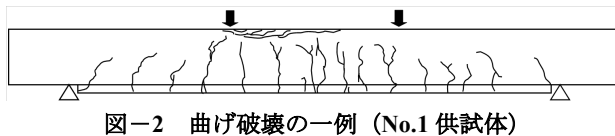


図-2 曲げ破壊の一例 (No.1 供試体)

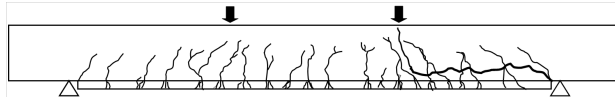


図-3 付着割裂破壊の一例 (No.3 供試体)

増厚モルタルに使用した HPFRCC および PCM は、いずれも吹付けによって施工が行われた後、養生期間を 28 日間取った。試験日における HPFRCC と PCM の実測圧縮強度は、それぞれ 42.5N/mm^2 、 51.9N/mm^2 であった。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

いずれの供試体についても、荷重の低い段階で既設コンクリート梁の引張縁からひび割れが発生し、荷重を増加させるにしたがい、上部へとひび割れが進展していき、主鉄筋の降伏に至った。基盤コンクリートの主鉄筋が降伏に至るまでの挙動は、全供試体でほぼ共通していた。

No.1 と No.4 の供試体については、主鉄筋降伏後の既設コンクリート梁の上縁部での圧壊により、曲げ破壊に至った (図-2 参照)。No.2 と No.3 の供試体については増厚部の端部から発生したひび割れが進展し、既設コンクリート梁の主鉄筋に沿って、割裂ひび割れが発生し、急激な荷重低下を伴って終局に至った (図-3 参照)。いずれの供試体も増厚部の剥離は見られなかった。

3.2 荷重-変位曲線

全 4 体の供試体について、荷重-中央点変位関係を図-4 に示す。いずれの供試体も荷重が、ひび割れ発生荷重、降伏荷重と増加していくにつれ変位も大きくなっていく。降伏荷重以前は変位に大きな違いは見られなかった。降伏荷重を超えると主鉄筋、補強筋量の違いにより差異が生まれた。No.1 の供試体は、主鉄筋、補強筋量が同じである No.4 の供試体に比べ最大荷重および最大荷重時の変位が大きくなった。

3.3 計算値と実験値の比較

降伏荷重および終局荷重について、計算値を表-2に、実験値を表-3に示す。実験値の降伏荷重は、既設コンクリート梁の主鉄筋が降伏点に達したときの荷重である。降伏荷重の計算では、コンクリートは弾性体と仮定し、鉄筋はバイリニアモデル、FRP格子筋は弾性体としてのモデルを用いた。終局荷重の計算では、等価応力ブロックを用いて計算した。

降伏荷重については、いずれの供試体も実験値が計算値を大きく下回った。いずれも実験値と計算値の差は同じ程度だった。終局荷重について、曲げ破壊したNo.1とNo.4供試体は計算値の破壊モードと一致していたが、実験値が計算値を多少上回った。とくに、No.1供試体はHPFRCCの特性の一つであるひずみ硬化を計算値には考慮していなかったため、No.4 (PCM供試体) に比べてその差が大きくなったと思われる。

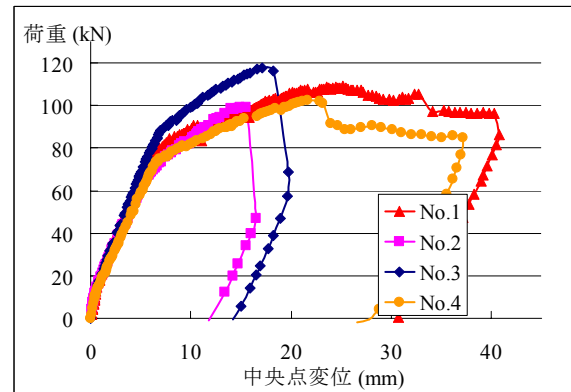


図-4 荷重-変位曲線

表-2 計算値

供試体 No.	降伏荷重 (kN)	終局荷重 (kN)	破壊モード
1	77.9	100.5	曲げ破壊
2	66.0	116.6	曲げ破壊
3	85.3	128.1	曲げ破壊
4	73.0	99.0	曲げ破壊

表-3 実験値

供試体 No.	降伏荷重 (kN)	終局荷重 (kN)	破壊モード
1	72.2	109.0	曲げ破壊
2	58.1	99.5	付着割裂破壊
3	74.3	117.5	付着割裂破壊
4	63.8	102.7	曲げ破壊

No.2 と No.3 の供試体は、破壊モードが予想と異なる付着割裂破壊であったため、実験値が計算値を下回る結果となった。これは、HPFRCC の接着性が良好である上、補強筋量が No.1 に比べて大きかったため、定着が取られていない FRP 格子筋の引張力が直接既設はりに伝達し、補強領域端部でのひび割れの発生を促したためと考えられる。このひび割れを発生させる局所的な引張応力は、主鉄筋に沿って概ね平行に働いているため、主鉄筋に沿った割裂ひび割れに発達したものと考えられる。

4. まとめ

- 1) 増厚部の補強筋量の増加により、破壊モードが既設梁部的主鉄筋に沿った付着割裂破壊になった。付着割裂破壊による終局荷重は、曲げによる終局荷重を下回った。この破壊形式については、終局荷重を推定するためのモデルを検討する必要がある。
- 2) 同じ補強筋量においては、増厚部としてPCMよりHPFRCCを用いることで、降伏荷重、終局荷重ともに大きくなった。
- 3) 曲げ破壊した供試体は、実験値が計算値を多少上回った。とくに、増厚モルタルにHPFRCCを用いた供試体ではひずみ硬化を計算値には考慮していなかったため、PCMを用いた供試体に比べてその差が大きくなった。
- 4) 付着割裂破壊の原因としては、定着が取られていないFRP格子筋の引張力が直接既設はりに伝達し、補強領域端部でのひび割れの発生を促したことが考えられる。