

第V部門 複合構造の耐荷力の推定に関する研究

京都大学工学部 学生員○堀 倫之 京都大学大学院 正会員 小林 孝一
京都大学大学院 正会員 杉浦 邦征 京都大学大学院 正会員 小野 紘一

1.はじめに RC 構造物に補強は必要不可欠であるが、その補強工法として代表的なものに鋼板接着工法、炭素繊維シート(以下 CFS と呼ぶ)工法が挙げられる。それら両工法に共通する点は、鋼板もしくは CFS の接着後は RC 部材と鋼板、CFS とが一体となって外力に抵抗する複合構造として機能することである。複合構造物が高い耐荷力を維持するためには、材料同士の一体化が必要である。鋼板や CFS によって補強された床版や梁構造は载荷の過程で鋼板や CFS がコンクリートから剥離した瞬間に破壊することが報告されている。そこで本研究では、複合構造の耐荷力の推定に関して RC 床版や梁の鋼板接着補強や CFS 補強を例にとり鋼板や CFS とコンクリート間の付着強度を測定するとともに、鋼板とコンクリート、CFS とコンクリート間のせん断応力が付着強度に達したときを終局耐荷力とする新しい評価方法を提案しこれについて検討した。

2.実験概要 実験は、コンクリートに接着した鋼板もしくは CFS に引張力が作用した場合の付着面での強度を把握することを目的とした鋼板付着試験、CFS

付着試験、鋼板もしくは CFS により補強された RC 部材の終局耐荷力を把握することを目的とした梁の曲げ試験の 3 種類を行った。供試体の形状・寸法を図 1～3 に示す。CFS 付着試験については、CFS の付着長さを L_a とし、50、80、100mm の 3 パターンで実験を行った。梁の曲げ試験は 4 点曲げ载荷試験とし、せん断スパン比を鋼板補強供試体は 5.0、CFS 補強供試体は 5.9 とした。また、供試体名は鋼板補強されたものを MS-1、CFS 補強されたものを MC-1、2 とし、鉄筋量は全て一定で主鉄筋に D16 を 8 本、帯鉄筋に D13 を 21 本使用した。

使用したコンクリートの物性を表 1 に示す。また、補強材については厚さ 4.5mm の鋼板、目付量 $300\text{g}/\text{m}^2$ の CFS を使用した。

鋼板、CFS、主鉄筋および補強材の接着に使用したエポキシ樹脂の物性を表 2 に示す。

3.実験結果および考察 付着強度については鋼板付着試験より $4.82\text{N}/\text{mm}^2$ 、CFS 付着試験より $2.57\sim 4.26\text{N}/\text{mm}^2$ という値が得られた。なお、ほとんどの供試体で樹脂とコンクリートの接着面でコンクリートが破壊する剥離形態が見られた。

一方、梁の曲げ試験では、鋼板、CFS がコンクリートから剥離した瞬間に供試体が破壊したことから、樹脂層とコンクリート層の間にはたらくせん断応力が樹脂とコンクリートの付着強度を越えたときに補強材とコンクリートの剥離が起こり供試体は破壊したと考えられる。そこで、供試体を RC、樹脂、鋼板もしくは CFS の 3 つの層からなる合成梁にモデル化し、付着試験から得られた付着強度を用いて鋼板もしくは CFS に

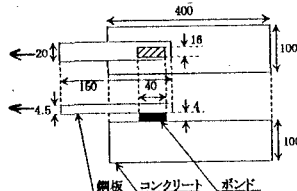


図1 鋼板付着試験供試体

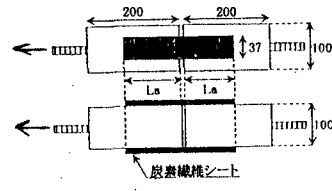


図2 CFS付着試験供試体

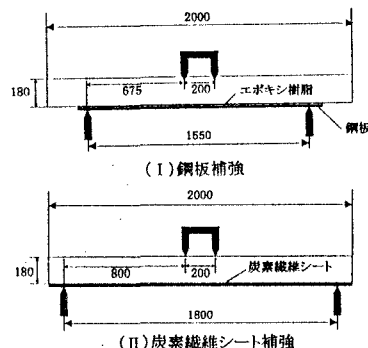


図3 梁の曲げ試験供試体

表1 コンクリートの物性

供試体名	圧縮強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)
鋼板付着試験	39.0	31.5
CFS付着試験	41.5	31.9
MS-1	28.0	23.2
MC-1	39.2	40.0
MC-2	40.2	24.0

表2 鋼板、CFS、主鉄筋、樹脂の物性

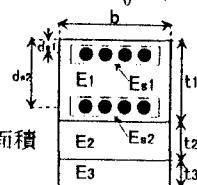
種類	引張強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)	設計厚さ (mm)
鋼板	437	217	4.50
CFS	3430	230	0.167
主鉄筋(D16)	509	187	—
樹脂(鋼板用)	55.3	2.30	4.00
樹脂(CFS用)	29.4	1.95	4.00

よって補強された梁の曲げ試験供試体の終局耐荷力を推定する方法を検討しその計算値と実験値を比較した。

まず合成梁の断面を図4のようにモデル化した。合成断面の図心位置 χ_0 、断面二次モーメント I_0 は、

$$\chi_0 = \frac{n_1 A_1 \frac{t_1}{2} + n_2 A_2 (t_1 + \frac{t_2}{2}) + n_3 A_3 (t_1 + t_2 + \frac{t_3}{2}) + n_{s1} A_{s1} d_{s1} + n_{s2} A_{s2} d_{s2}}{n_1 A_1 + n_2 A_2 + n_3 A_3 + n_{s1} A_{s1} + n_{s2} A_{s2}}$$

ここで $n_i = E_i / E_1$, $A_i = b \cdot t_i$, A_{s1} は圧縮鉄筋の断面積 , A_{s2} は引張鉄筋の断面積



$$I_0 = n_1 \left\{ I_1 + A_1 \left(\frac{t_1}{2} - \chi_0 \right)^2 \right\} + n_2 \left\{ I_2 + A_2 \left(t_1 + \frac{t_2}{2} - \chi_0 \right)^2 \right\} + n_3 \left\{ I_3 + A_3 \left(t_1 + t_2 + \frac{t_3}{2} - \chi_0 \right)^2 \right\} + n_{s1} \left\{ I_{s1} + A_{s1} (d_{s1} - \chi_0)^2 \right\} + n_{s2} \left\{ I_{s2} + A_{s2} (d_{s2} - \chi_0)^2 \right\}$$

図4 断面モデル

さらに τ_{12} を E_1 材と E_2 材間のせん断応力とすれば

$$P = 2Q = \frac{4\tau_{12} \cdot I_0}{n_2 \left\{ (t_1 + t_2 - \chi_0)^2 - (t_1 - \chi_0)^2 \right\} + n_3 \left\{ (t_1 + t_2 + t_3 - \chi_0)^2 - (t_1 + t_2 - \chi_0)^2 \right\}}$$

したがって、 τ_{12} に付着強度 (4.82、2.57N/mm²) を代入すれば終局耐荷力 P が推定できると考えられる。また、実際の実験での供試体の破壊過程を考慮すると載荷荷重が増加するにつれて梁にはひび割れが発生し、 E_1 、 I_0 、 χ_0 が変化すると考えられる。特にコンクリートの引張強度は無視するという仮定に従えば、引張側のコンクリート断面は無視されることになりコンクリートの有効断面積は減少する。さらに引張鉄筋は完全に降伏しており $n_{s2}=0$ と考えてよい。以上のことを考慮して計算した終局耐荷力と実験値を表3に示す。

鋼板補強された供試体については破壊時に鋼板は降伏しており、実際の E_3 は小さくよって I_0 は減少する。ここで鋼板の剥離によって破壊が生じたことを考慮すれば、鋼板補強された複合構造物の終局耐荷力は破壊時の合成断面の性状を把握することから今回提案した式により

表3 終局耐荷力

供試体名	実験値 (kN)	計算値 (kN)
MS-1	255	559
MC-1	125	1110
MC-2	127	790

推定可能であると考えられる。一方、CFS 補強された供試体の計算値についてはかなり大きな値になっている。これは、シートが薄すぎるため、平面保持を仮定した断面計算上で CFS の強度についての評価が難しいことに起因していると考えられる。また、破壊時にシートが降伏していないことを考慮すれば、CFS は耐荷力計算において従来のように鉄筋換算で扱うのではなく拘束効果として扱い樹脂が切れることによってシートが剥離し破壊が生じると判断したほうが適切であると考えられる。そして、モデル計算ではこの拘束効果は例えばせん断ばねで表現できると考えられる。

いずれにせよ破壊が付着破壊により生じていることから鋼板とコンクリート、CFS とコンクリートの付着の改善は非常に重要である。

4.まとめ 鋼板補強された梁の終局耐荷力は鋼板とコンクリート間のせん断付着強度から推定可能である。但しひび割れ発生等によるコンクリート梁部の合成を十分把握しておく必要がある。また、CFS 補強された梁の新方法による終局耐荷力の推定は、十分な結果が得られなかった。したがって CFS が極めて薄いこと、破壊付近でも CFS に発生している応力がその強度にしてまだ十分余裕があることを考慮すると CFS は従来の耐荷力計算における鉄筋換算で扱うよりも拘束効果として扱うほうが適切であると考えられる。モデル計算ではこの拘束効果は例えばせん断ばねで表現できると考えられる。

なお今後の課題として鋼板補強については、新式を適用するためには付着強度の算出方法の確立、破壊時の合成断面の把握が必要不可欠である。CFS 補強については、拘束効果をどう評価すべきか、またせん断ばねで評価したときのばね定数、ばねが切れる強度を検討する必要がある。