

ローラゲート主桁変断面部を対象とした CFRP プレートによる荷重作用下でのせん断補強

電力中央研究所 正会員 ○府川 和樹
同 正会員 塩竈 裕三

1. はじめに

ローラゲートの横主桁の変断面 I 形鋼 (図 1) は、ウェブに生じるせん断によって終局耐力を迎える恐れがあるが、補強に関する検討事例¹⁾は少ない。数少ない補強事例では、補強施工時に構造物と貯水を隔離するための大型仮設設備が必要であるため、コスト削減のため水圧荷重作用下での工法が望まれる。

本報告では、荷重作用下での炭素繊維補強プラスチック (CFRP) を用いたせん断補強工法の効果を、実験を通して整理する。

2. 実験概要

試験体は、ローラゲートの主桁端部の変断面パネルを模擬した縮小試験体である (図 2)。両側の主桁端部を隣り合わせた形状で、せん断パネルは板厚 3.2mm で (図 2 左側)、試験体の最大パネル高さ b_t と最小パネル高さ b_s の比および幅厚比は、既設ローラゲート²⁾と同程度の値になるように設定した。材料は SS400 を使用し、降伏点は材料試験から 282.2N/mm² とした。

補強材には三菱ケミカルインフラテック製の高強度グレード e プレート「GM512」を用いた (表 1)。

設置角度の選定について述べる。座屈が生じるとせん断パネルの中で引張膜応力が卓越的に大きくなり作用せん断力を支持する³⁾。この斜張応力場理論では、等断面のせん断パネルにおいて、終局せん断耐力 V_{ult} は下記のように算出される³⁾。

$$V_{ult} = V_{cr} + V_t + V_f \quad \text{式(1)}$$

V_{cr} : 座屈直前までのせん断強度によって負担されるせん断力

V_t : 斜張応力場によって負担されるせん断力

V_f : フランジと垂直補剛材で囲まれた枠組みが負担するせん断力

本工法はせん断パネルのみに CFRP を設置するため、フランジが受け持つ耐力である V_f への補強効果は小さい。そのため、補強による終局耐力の向上には、 V_{cr} と V_t の変化が影響すると予想される。

補強材が 1 方向応力のみを分担すると仮定して、せん断による座屈に抵抗する方向と座屈後に斜張力場と協働して補強効果を得る方向 (斜張力場と同方向) に設定した。斜張力場の角度は、無補試験体の数値解析および試験より求めた。

補強パターンは図 3 のとおり、(a)無補強の試験体 (Ori)、(b)平行方向に CFRP を設置した試験体 (CR1)、(c)垂直方向に CFRP を設置した試験体 (CR2) および(d) 載荷中に平行方向に設置した補強を施した試験体 (CR3) の合計 4 体とした。CR1 と CR3 は補強のタイミングのみ異なる。この 2 つの試験体を比較することで、耐力に与える補強時の荷重の有無の影響を確認する。Ori の

最大耐力の半分の荷重が作用した状態で行う。補強は、当該荷重時に荷重増加を停止して、補強を行い、接着樹脂の定着後に除荷した後、再度荷重を増加させた。

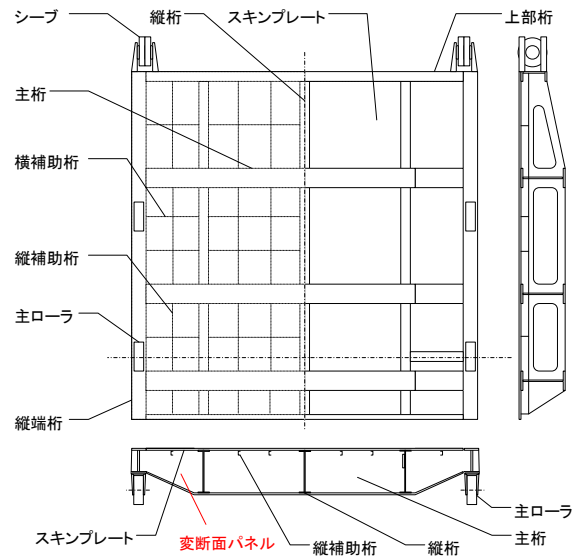


図 1 ローラゲートの構造概要および対象部材

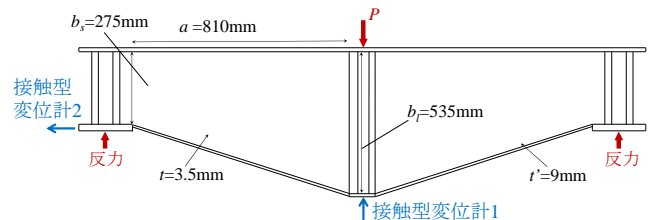


図 2 試験体概要

表 1 CFRP プレート諸元

ヤング係数	170kN/mm ²
引張強度	2400N/mm ²
設計厚み	1.2mm



(a) 無補強 (Ori)



(b) 平行張り (CR1)



(c) 垂直張り (CR2)



(d) 載荷中に補強 (CR3)

図 3 補強パターン

キーワード ダムゲート, せん断耐力, 耐震補強, 炭素繊維補強プラスチック, 鋼構造

連絡先 〒270-1194 千葉県我孫子市我孫子 1646 一般財団法人 電力中央研究所 サステナブルシステム研究本部
Tel : 070-5555-6806, FAX : 04-7183-2962, E-mail : k-fukawa@criepi.denken.or.jp

3. 実験結果

最大耐力後は、鋼材の面外変形の進行に伴い、CFRPの剥離・亀裂が発生し、斜張応力場上のCFRPが大きく剥離する(図4)。鋼材の面外変形は、CFRPの設置方法の違いで大きな差異は確認されなかった。

最大耐力について整理する。図5に各試験の荷重変位関係を示す。Oriの最大耐力は390kNとなったため、CR3の補強タイミングは半分の195kNに設定した。

図5から、補強時の荷重の有無が耐力に大きく影響しないことが確認される。また、各試験体の最大耐力までの経路はほぼ一致している。各試験体の最大耐力を、Oriを基準とした比で比較すると、CR1により16%、CR2で11%向上した。また、CR3は14%の向上であることから、CR1と比較しても大きな差は生まれないことが確認された。

図6に変位計2(図2)の変位量を無次元化した値と荷重の関係を示す。無次元化にあたっては、変位計2の最大変位量で除すことで算出した。変位計2の変位は、载荷初期から座屈前は、支点部の回転に伴い正の方向、すなわち試験中央から向かって外方向に進む。しかし、座屈が発生するとパネルでは斜張応力場に沿って面外変形が進展し、その直交方向には収縮する。変位計2の変位は座屈変形に伴って試験体中央側へ進む傾向となるため、図6の変曲点および極大点は座屈発生の一いつの目安となる。図6をみると、3つの試験体における極大点の発生荷重は20kN程度の差であり、最大耐力の差に比して小さいことから、本試験では、補強による座屈耐力 V_{cr} の明確な向上は確認されなかった。一方で、終局せん断耐力 V_{ult} は15%程度向上しているため、この増加分は V_c によるものであると考えられ、斜張応力場の分担が部材の耐力に与える影響は相対的に大きかったといえる。

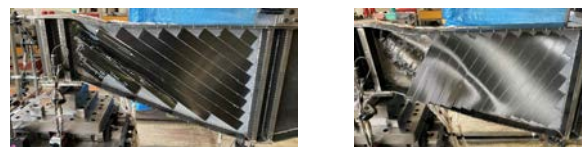
図7にせん断パネルの主ひずみ分布を示す。Oriは、座屈発生前までは主ひずみは概ね45度と、等断面と同様の傾向となる。せん断座屈が進展するにつれて斜張応力場が発生し、主ひずみ傾きが生じることがわかる。この角度は各試験体で同様であることから、本補強による斜張応力場の角度への影響は小さいことがわかる。

上下フランジの塑性ヒンジの位置について整理する。図8にCR1とCR3の上下フランジの1軸ひずみゲージの発達を比較し、補強時の荷重の有無による差異を確認する。試験体中央と変位量(図5と同様の変位)が2mm増加するごとにプロットしており、試験終了する20mmまでの結果を示す。グラフ左側は圧縮フランジである上部フランジ、グラフ右側は引張フランジである下部フランジである。この図から塑性ヒンジと近接する縦桁の距離は、圧縮側と引張側ともに210mm付近で最大値となる。塑性ヒンジの発生位置は同様な個所であり、補強による影響は小さいことがわかる。

以上より、補強施工時の荷重の有無が補強効果に大きな影響を与えないこと、補強により座屈モードが大きく変化しないが、後座屈耐力に大きな影響を与えること事が確認された。

4. まとめ

ローラゲート主桁端部を対象に、荷重作用下のCFRPによる耐震補強工法についてせん断試験を実施し、その補強効果について整理した。



(a) 平行張り (b) 垂直張り

図4 試験終了時の様子

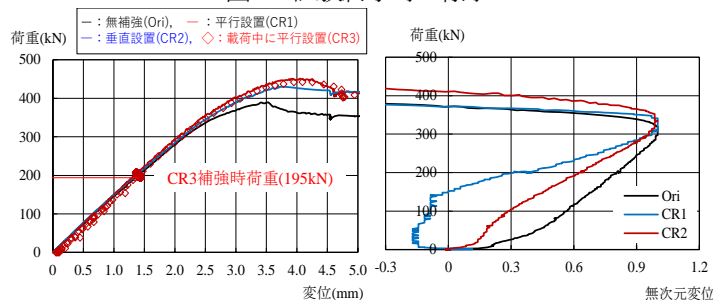


図5 荷重変位関係 (変位計1)

図6 荷重-無次元変位関係 (変位計2)

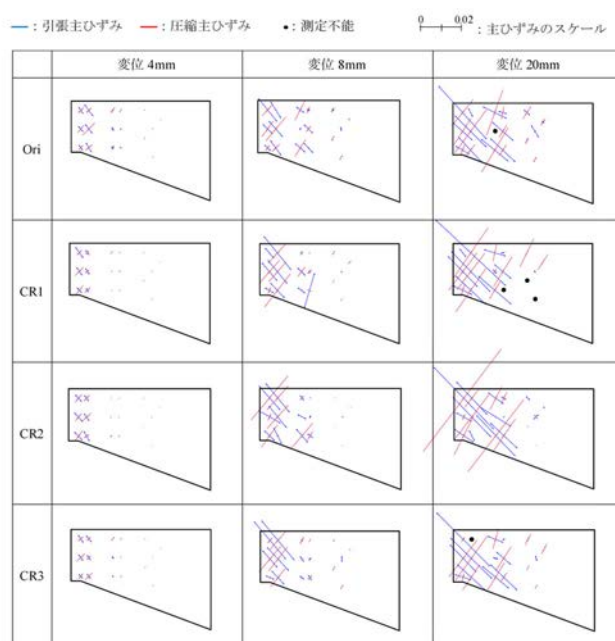


図7 せん断パネルの主ひずみの進展

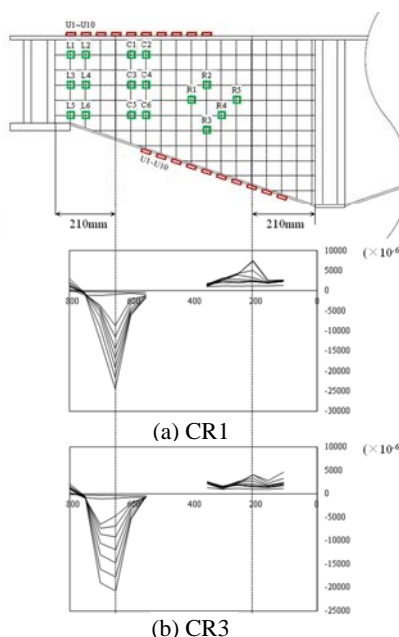


図8 フランジのひずみの進展

参考文献

- 1) 相沢成樹, 高倉功, 松本陽介: 当板とステッパによるローラゲートの耐震補強, 電力土木, No.401, pp.27-31, 2019.
- 2) 塩竈裕三: 実測応力との比較によるローラゲート主桁の応力計算における不確実性の定量化. 構造工学論文集, vol.59A, p.14-25, 2013.
- 3) 土木学会: 座屈設計ガイドライン, 丸善, 2005.10