

場所打ち可能な超高強度繊維補強モルタルで耐震補強された RC 橋脚の正負交番載荷試験

鹿島建設（株） 正会員 ○岩本拓也 小林 聖 曾我部直樹 フェロー 山野辺慎一

1. はじめに

既設の RC 橋脚において地震時に塑性化する部分のかぶりを、ひび割れ誘発目地を含む場所打ち可能な超高強度繊維補強モルタルで置換することで、橋脚の断面寸法を変えずに变形性能を向上させる耐震補強工法（以下、本工法）の開発を行っている（図-1）¹⁾。本稿では、本工法で補強された RC 橋脚模型試験体の正負交番載荷試験を実施し、变形性能向上効果について検証した内容について報告する。

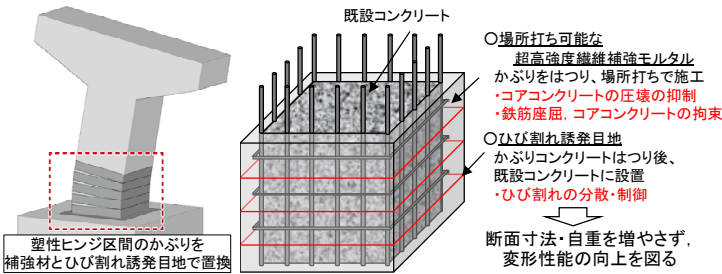


図-1 本工法の概要

2. 試験概要

試験体は、耐震補強が必要とされる実橋脚を 1/4 に縮小した 2 体の RC 橋脚模型試験体である。試験体概要を図-2 に、材料試験結果を表-1 に示す。試験体諸元は 2 体の試験体で同様であり、断面寸法は 600×1200mm、せん断スパンは 2400mm である。試験パラメータは補強の有無とし、無補強試験体を No.1、補強試験体を No.2 とした。軸方向鉄筋には SD295 D13 を使用し、かぶりを 50mm、軸方向鉄筋比を 0.7% とした。No.2 では、柱基部から 1.0D 区間（D:断面高さ 600mm）を補強区間とし、表面から 50mm のかぶり部にひび割れ誘発目地を断面の全周に配置した上で、左官工法に適した超高強度繊維補強モルタル²⁾を塗り付けることで補強を行った（写真-1）。目地にはアングル材を使用し、180mm 間隔で配置した。柱基部のフーチングについても、支圧破壊が生じないように、柱部と同じ超高強度繊維補強モルタルを用いて補強を行った。

写真-2 に載荷装置を示す。鉛直ジャッキは球座とスライド装置を介して固定し、試験体の曲げ変形を拘束することなく 543kN（軸応力度 0.75N/mm²）の一定軸力を作用させた。水平ジャッキは試験体幅方向に 2 台設置し、0.25P_y、0.5P_y、0.75P_y（P_y：軸方向鉄筋が実降伏する時の荷重の計算値）の各荷重で正負 1 回ずつの繰返し載荷を行った。その後、P_yを載荷した際に計測された載荷点変位 δ_y を基準とした同一振幅の繰返し回数 3 回の振幅漸増型載荷波形を変位制御で作用させた。No.1 の P_yは 219kN、 δ_y は 5.7mm であり、No.2 の P_yは 226kN、 δ_y は 6.3mm である。載荷中は、水平荷重と鉛直荷重および載荷点の水平変位を計測した。

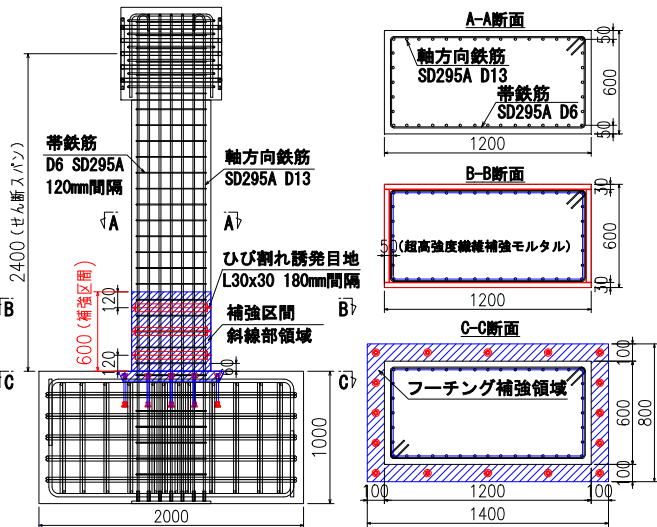


図-2 試験体概要 (No. 2)

表-1 材料試験結果（単位：N/mm²）

試験 ケース	コンクリート 圧縮	超高強度FRM		軸方向鉄筋 降伏強度	帯鉄筋 降伏強度
		圧縮	曲げ		
No.1	30.2	—		345	362
No.2	31.3	131	18.3		

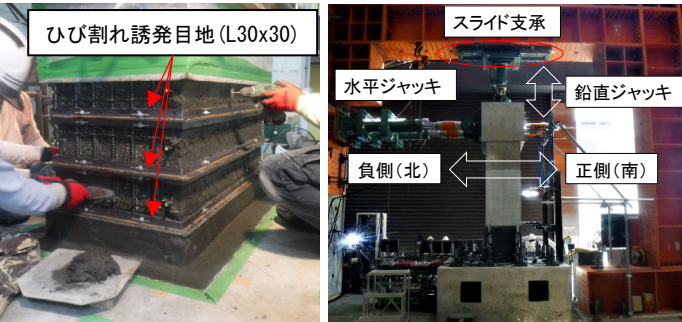


写真-1 補強部施工状況

写真-2 載荷装置概要

キーワード：耐震補強，RC 橋脚，超高強度繊維補強モルタル，变形性能
連絡先 〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1 鹿島建設(株)技術研究所 TEL 0424-89-7062

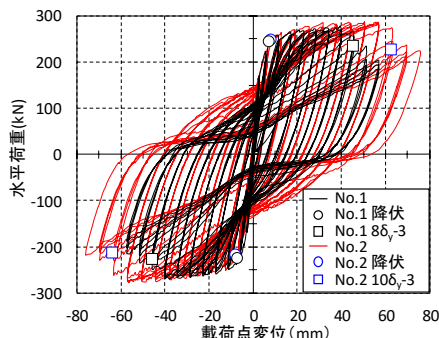


図-3 水平荷重-載荷点変位関係

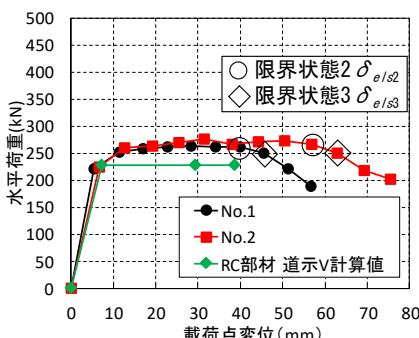


図-4 骨格曲線

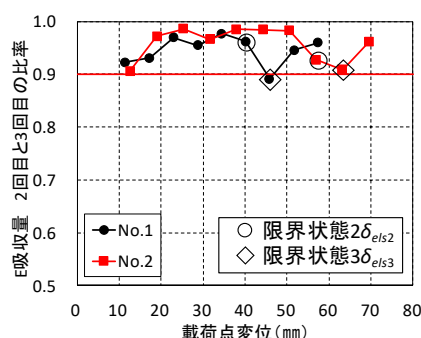


図-5 エネルギー吸収量の比率



写真-3 No.1 8δ_y



写真-4 No.2 10δ_y

表-2 限界状態変位の実験結果と計算結果

試験 ケース	限界状態2		限界状態3	
	変位(mm)	比率	変位(mm)	比率
	実験値δ _{els2}	No.2δ _{els2} / No.1δ _{ls2}	実験値δ _{els3}	No.2δ _{els3} / No.1δ _{ls3}
No.1	39.9(7δ _y)	—	45.6(8δ _y)	—
No.2	56.7(9δ _y)	1.42	63.0(10δ _y)	1.38

4. 試験結果

図-3 に各試験体の水平荷重と載荷点変位との関係を示す。No.1 では、変位 39.9mm で最大荷重 278kN を示し、その後、変位 45.6mm (8δ_y) の 3 回目載荷時に、軸方向鉄筋の座屈に伴って基部から 200~300mm の範囲のかぶりが剥落し、降伏荷重以下まで水平荷重が低下した (写真-3)。No.2 では、No.1 で荷重が低下した変位 45.6mm 以降も安定して荷重を保持し、変位 50.4mm に到達した時点で最大荷重 287kN を示した。補強区間の損傷状況を見ると、目地部以外の箇所から曲げひび割れは確認されず、9δ_y までは補強部の顕著な損傷は確認されなかった。変位 63.0mm (10δ_y) の 3 回目載荷時に、柱基部から 1 段目と 2 断面の目地間における圧縮側の補強部がはらみ出し、降伏荷重以下まで水平荷重が低下した (写真-4)。

図-4 に、各試験体の骨格曲線と H29 道示³⁾により算出した No.1 の計算値を示す。表-2 には、各限界状態に相当する変位の実験結果の一覧を示す。各限界状態に相当する変位は、星隈ら⁴⁾の手法を参考に評価した。すなわち、限界状態 2 に相当する変位は、繰返し回数 3 回の載荷の 1 回目と 3 回目載荷時の水平耐力の比率が 0.85 を下回らず、かつ図-5 に示すとおり、2 回目と 3 回目載荷時のエネルギー吸収量の比率が 0.9 を下回らないことを目安とした。限界状態 3 に相当する変位は、水平耐力が保持できなくなった時点とした。

No.1 の限界状態 2 におよび 3 相当する変位の実験結果は、それぞれ δ_{els2}=39.9mm (7δ_y) と δ_{els3}=45.6mm (8δ_y) であり、No.2 の限界状態 2 および 3 に相当する変位の実験結果は、それぞれ δ_{els2}=56.7mm (9δ_y) と δ_{els3}=63.0mm (10δ_y) であった。両試験体の実験結果と比較すると、各限界状態において、No.2 の水平変位は No.1 の水平変位を 1.4 倍程度上回っている。このことから、本試験体の諸元においては、本工法で補強することで、RC 柱部材の変形性能が約 40%向上することが確認された。

5. 結論

本研究では、ひび割れ誘発目地を有する場所打ち可能な超高強度繊維補強モルタルによって補強した RC 橋脚模型試験体の正負交番載荷試験を実施した。その結果、本試験体の諸元においては、本工法で補強を行うことにより、RC 柱部材の変形性能が約 40%向上することが確認された。なお、本研究は国立研究開発法人土木研究所と鹿島建設株式会社が「既設部材への影響軽減等に配慮した耐震補強技術に関する共同研究」の一環として実施したものであり、御指導頂いた関係各位に謝意を表する。

参考文献

1)小林ら：超高強度繊維補強コンクリートによる橋脚の耐震補強技術，セメントコンクリート，No.876，2020。
2)小林ら：超高強度繊維補強コンクリートの左官工法への展開に関する実験的検討，土木学会第 73 回年次学術講演会，V-104，2008。
3) (社) 道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2017。
4)星隈ら：鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究，土木研究所資料 No.4262，2013。