

交番載荷荷重により損傷した丸鋼を用いたRC柱の補修効果に関する実験結果

東日本旅客鉄道株式会社 正会員 ○伊東 典紀
東日本旅客鉄道株式会社 正会員 大郷 貴之

1. 研究の目的

RC 部材が大変形領域の交番載荷で大きく損傷した場合の補修方法や補修後の変形性能に関しては、既往の研究^{例え^ば1)}において、断面修復やひび割れ注入による補修により、補修前と同等の耐震性能が確保できることが確認されている。しかし、既往の研究は異形鉄筋を用いたRC部材を対象としており、丸鋼を用いたRC部材の補修方法や補修後の変形性能に関する知見は少ない。丸鋼を用いたRC部材は、異形鉄筋を用いたRC部材と比べて鉄筋とコンクリートの付着が小さいため、交番載荷荷重を受けた場合に損傷状況や変形性能が異なることが報告されており^{例え^ば2)}、補修後の耐震性能も異なる可能性がある。

そこで本研究では、交番載荷荷重により損傷した丸鋼を用いたRC部材を補修し、補修した試験体に対して正負交番載荷試験を実施したので報告する。

2. 実験の概要

図-1、2に試験体配筋図を、表-1に材料諸元を示す。載荷方法は、一定の軸方向圧縮応力度のもとでの静的正負交番載荷とし、各ステップでの繰り返し回数は3回とした。

基準水平変位 δ_y は、No.1 は鉄筋とコンクリート間のすべりにより軸方向鉄筋が降伏ひずみに達するまでに大きな水平変位となることが懸念されたため、軸方向鉄筋が初降伏した時、または水平荷重が降伏荷重の計算値に達した時のいずれか早い方の載荷点変位を δ_y として、 δ_y の整数倍の水平変位で載荷を行った。また No.1R は、比較のため No.1 の δ_y を基準水平変位とした。

交番載荷試験後の試験体の補修方法は、最下段の帯鉄筋はフックが外れ大きく変形したため異形鉄筋にて再配置したが、その他の帯鉄筋および軸方向鉄筋は整形せずに欠損部を断面修復した。補修箇所は、コンクリートが細粒化した部分を取り除き、浮きが発生した柱基部から1D (D: 柱の断面高さ) の範囲のかぶりコンクリートをはつり落とした後、無収縮モルタルを打設した。また、ひび割れには注入用治具にて無収縮モルタルの打設後にエポキシ樹脂を注入した。なお、補修後の試験体は軸方向鉄筋の変形が大きく同一形状への修復が困難であったため、各辺 30mm ずつ断面を増加させた。写真-1に補修の無収縮モルタル打設前の状況を示す。

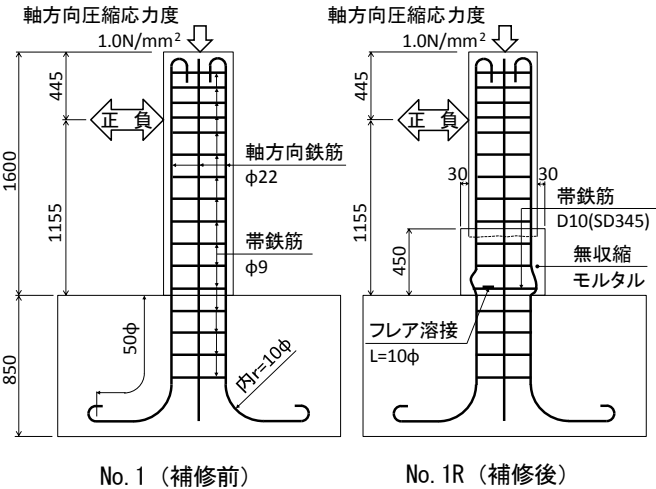


図-1 試験体配筋図

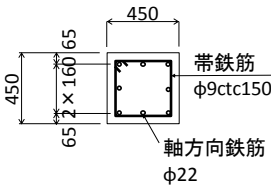


図-2 試験体断面図 (No. 1)

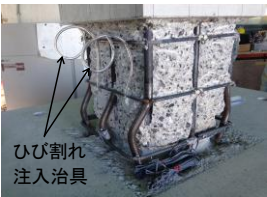


写真-1 補修状況 (無収縮モルタル打設前)

表-1 材料諸元

試験体材料		補修材料						
コンクリート 圧縮強度	引張降伏強度		ひび割れ注入材					断面修復材
	軸方向鉄筋	帯鉄筋	粘度	比重	圧縮降伏強度	引張強度	曲げ強度	引張せん断付着強度
	N/mm ²		mPa・s	—	N/mm ²			
26.1	300.5	372.6 (349.8)	580	1.14	76.4	43.4	64.9	20.4

※帯鉄筋の引張降伏強度は上段が丸鋼、下段が異形鉄筋を示す。

3. 実験結果と考察

(1) 試験体損傷状況

写真-2は、2試験体の損傷状況であり、水平荷重が降伏荷重の計算値まで低下した段階の状況を示したものである。No.1は、既往の研究²⁾と同様な軸方向鉄筋の抜け出しに伴う柱のロッキングが発生し、柱基部を除いては曲げひび割れは発生しなかった。7 δ_y で柱基部の隅角部コンクリートが欠けるように圧壊し、損傷は圧壊範囲が徐々に拡大するように進展した。また、軸方向鉄筋の座屈は柱基部から1段目と2段目の帯鉄筋の間で発生した。かぶりコンクリートは、柱基部から1.0D程度の範囲で

キーワード 交番載荷試験, 補修, じん性率

連絡先 〒151-8512 東京都渋谷区代々木2-2-6 東日本旅客鉄道(株) 構造技術センター 03-6276-1251

剥離したが、軸方向鉄筋の内部に達するような損傷は柱基部に限られ、柱基部から 0.5D 程度以上では、軸方向鉄筋の内部のコンクリートにひび割れは確認されなかった。

補修後の試験体 No.1R は、 $1\delta_y$ で補修部の上端付近に曲げひび割れおよび斜めひび割れが発生した。この斜めひび割れは、 $2\delta_y$ で補修界面に沿うような縦方向のひび割れとなり柱基部に達した。なお、ひび割れ幅は $3\delta_y$ の 2 回目の正側載荷時で 2.0mm 程度であった。 $5\delta_y$ 以降は、補修部より上部にも曲げひび割れや斜めひび割れが発生した。ひび割れの範囲は、試験終了時には柱基部から 2.0D 程度の高さまでであった。実験終了時にかぶりコンクリートを取り除き観察したところ、軸方向鉄筋の内部のコンクリートにはひび割れは見られたものの、細粒化はほとんど生じておらず、補修前の試験体よりも損傷は少なかった。また、軸方向鉄筋のうち 2 本に亀裂が確認された。

(2) 荷重－変位曲線の包絡線

図－3 は、荷重－変位曲線の包絡線である。補修前の試験体は $10\delta_y$ まで最大荷重の 90% 程度の耐力を維持しているのに対して、補修後の耐力は $4\delta_y$ で急落している。これは補修材が剥離したためである。しかし $4\delta_y$ 以降の荷重勾配は補修前と同程度であり、急激な耐力低下はなく一定の補修効果が確認された。

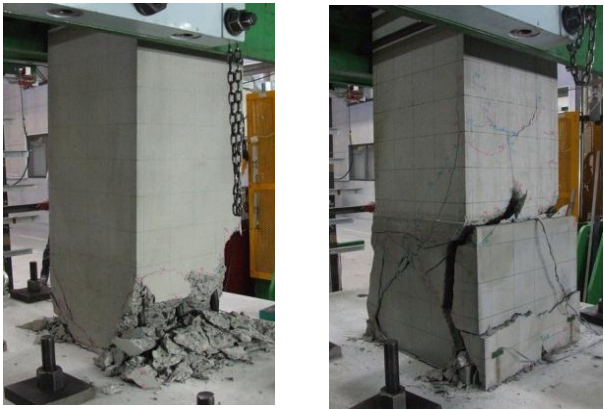
(3) 最大耐力および初期剛性

表－2 に補修前後の最大耐力および、異形鉄筋として算出した降伏荷重の計算値までの初期剛性を示す。最大耐力は、補修後と補修前の比は 1.17 であり 17% 増加した。これは補修の際に部材断面を増加したことと、無収縮モルタルの強度が高かったこと、軸方向鉄筋のひずみ硬化の影響が考えられる。

また、初期剛性は補修後と補修前の比は 1.05 であり、補修前と同程度まで回復した。異形鉄筋試験体における既往の研究¹⁾では、ひび割れ注入が不十分な場合、補修後の初期剛性は低下することが報告されている。しかし、丸鋼試験体は損傷が基部に限定され、ひび割れの発生が少ないことから、断面修復により初期剛性が大きく回復したと考えられる。

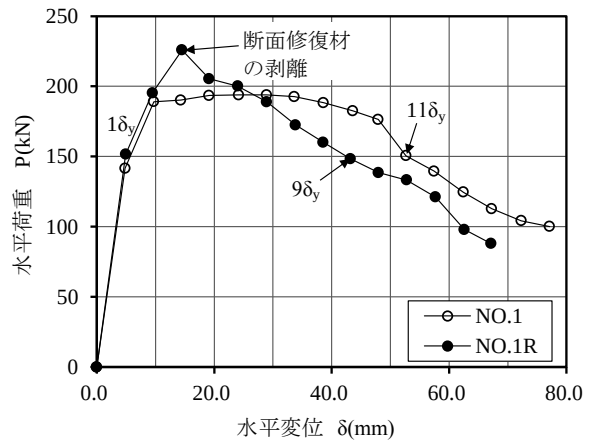
(4) じん性率

表－2 に補修前後のじん性率を示す。じん性率は補修前が 11.2、補修後は 9.4 であり補修後は 16% 低下した。じん性率が回復しなかった要因は、丸鋼試験体は軸方向鉄筋の内側のコンクリートがほとんど損傷しないことから、補修材と既設コンクリートの一体性が弱く、補修材が剥離したためと考えられる。加えて、補修後の試験体は、初期段階からひび割れが発生し、最終的には柱の上部まで進展していることから耐荷機構が異なる可能性がある。これは、丸鋼と補修材の付着が補修前よりも強く



No.1 (11 δ_3 回目) No.1R (9 δ_3 回目)

写真－2 試験体損傷状況



図－3 荷重－変位曲線の包絡線（正負平均）

表－2 補修前後の実験結果の比較

項 目	単位	No.1	No.1R	No.1R No.1
最大耐力 P_{max}	kN	193.9	225.9	1.17
初期剛性 $K=P_{ycal}/\delta_{yexp}$	N/mm	29,403	30,900	1.05
じん性率 $\mu=\delta_{uexp}/\delta_{yexp}$	—	11.2	9.4	0.84

※最大耐力および初期剛性は、正側、負側の平均値であり、じん性率は正側と負側の低い方の実験結果を示す。

なった影響もあると考えられる。

本実験の結果から、今後の課題として剥離を抑制する補修材料や補修方法の検討および、補修後の耐荷機構に対する検証が必要と考えられる。

【参考文献】

1) 梅原卓也, 石橋忠良, 松田芳範, 小林薫: 大変形領域
交番載荷により損傷した高じん性 RC 柱の補修効果に
関する試験結果, 「耐震補強・補修技術, 耐震診断技術
に関するシンポジウム」講演論文集, Vol.2, pp71-78,
1998

2) 澤松俊寿, 三田村浩, 西弘明, 松本高志, 加保勇介:
柱部の鉄筋に丸鋼を用いた鉄筋コンクリート橋脚の履
歴特性, 構造工学論文集, Vol.58A, pp.333-342, 2012.3