

アンボンド補強鉄筋コンクリート橋脚供試体の正負交番载荷実験

土木研究所寒地土木研究所 正会員 ○佐藤 孝司 土木研究所寒地土木研究所 正会員 岡田 慎哉
 土木研究所寒地土木研究所 正会員 西 弘明

1. はじめに

1970年代以前に建設されたRC構造物には丸鋼鉄筋が使用されていた実績がある。丸鋼鉄筋が使用されたRC橋脚は変形性能に富むことが明らかとなっている¹⁾が、合理的な耐震補強として、この変形性能を阻害しない方法が考えられる。本研究では、一般的な耐震補強方法である橋脚のRC巻立てコンクリートにおいて、軸方向鉄筋をアンボンド化した場合の耐震性能を把握するため、縮小橋脚供試体の正負交番载荷実験を実施した。

2. 実験概要

(1) 供試体および実験ケース：表-1に実験ケースの一覧を示す。PR-1は丸鋼鉄筋を使用し補強はしないケース、PR-2はPR-1と同様の供試体(既設部)にアンボンド化した鉄筋を用いたRC巻立てにより曲げ補強したケースである。ここで、アンボンド化は内径20mmの軽量巻管(シース)を用いることにより行った。供試体の配筋図を図-1に示す。供試体(既設部)は柱部の断面寸法が600×600mmであり、柱高さは1800mmである。鉄筋端部の境界条件を明瞭とするために、軸方向鉄筋の両端部は600×600mmの鋼板に溶接した。载荷日材齢のコンクリートの圧縮強度はPR-1が24.7N/mm²、PR-2の既設部35.0N/mm²、補強部42.0N/mm²である。

(2) 载荷方法：実験装置を図-2に示す。柱部天端にピン支承を設置し、交番载荷中において、鉛直荷重は180kNで保持した。水平方向の交番荷重は橋脚基部から高さ2105mmの位置のピン支承中心部に水平方向のジャッキにより変位制御で载荷した。せん断スパン比は3.8である。設計計算上の曲げ降伏耐力の50%の水平荷重を1サイクル载荷した後、水平力载荷点位置での基準変位 δ_y に対してその整数倍の変位振幅でそれぞれ3サイクルの正負繰り返し载荷を実施した。基準変位 δ_y は橋脚基部における軸方向鉄筋のひずみの測定結果が降伏ひずみに達した際の変位とした。

(3) 計測方法：载荷点の変位および载荷荷重をそれぞれ変位計、ロードセルにより測定した。また、ひずみゲージにより柱部の軸方向鉄筋、帯鉄筋のひずみを測定した。

3. 実験結果

(1) 载荷荷重-载荷点変位関係

図-3に载荷荷重-载荷点変位関係を示す。図中には、鉄筋とコンクリートの材料試験結果を用いて、道路橋示方書²⁾に基づいて算出した骨格曲線を示している。無補強のPR-1((a)図)では、 $1\delta_y$ におい

表-1 実験ケース(供試体の仕様)

Case	既設部鉄筋		補強部鉄筋		曲げ終局耐力 P _u (kN)	せん断力 P _s (kN) ^{*1}
	軸方向鉄筋	帯鉄筋	軸方向鉄筋	帯鉄筋		
PR-1	8-φ13 SR235	φ9ctc250 SR235	-	-	67.2	153.0
PR-2	8-φ13 SR235	φ9ctc250 SR235	12-D10 SR295	D10ctc250 SR295	154.4	344.7

P_u：道路橋示方書²⁾に基づく曲げ終局耐力

P_s：道路橋示方書²⁾に基づいて算出したレベルIIタイプI地震動に対するせん断耐力

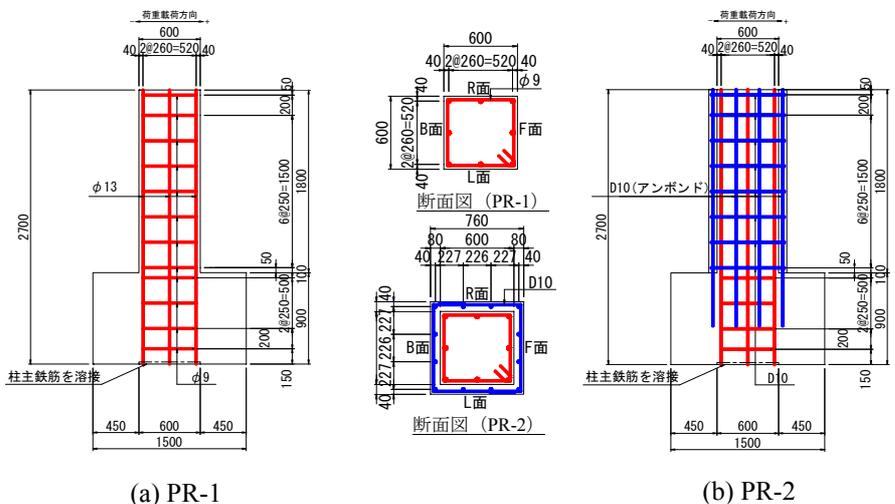


図-1 脚供試体の配筋概略図(単位:mm)

キーワード：丸鋼鉄筋, 鉄筋コンクリート橋脚, アンボンド, 正負交番载荷実験, 耐震補強

連絡先 〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3丁目1-34 土木研究所 寒地土木研究所 TEL011-841-1698

て柱基部に、 $2\delta_y$ から $13\delta_y$ にかけて基部からの高さ 300mm および 800mm 程度の位置に水平方向のひび割れが発生した。荷重が進行するにつれて徐々に柱部のロッキング挙動が卓越し、 $14\delta_y$ において F 面で基部のコンクリートが一部圧壊して剥落した。その後も $21\delta_y$ にかけて基部のコンクリートの圧壊が進行していき、 $26\delta_y$ において引張側の軸方向鉄筋が破断して復元力が低下した。最終的にはかぶりコンクリートの剥落は基部から高さ 50mm 程度の範囲において発生した。 $26\delta_y$ で軸方向鉄筋が破断するまでは安定した履歴曲線が得られている。正負平均の最大耐力は 76.7kN であった。

アンボンド化した鉄筋により曲げ補強した PR-2 (b)図) では、 $1\delta_y$ において柱基部に水平ひび割れが発生した後、徐々に柱のロッキングが卓越した。 $6\delta_y$ で、圧縮となる側の柱基部において巻き立てたコンクリートがわずかに欠け、その欠けが徐々に進展する傾向にあった。 $23\delta_y$ で既設部の軸方向鉄筋が破断した。そして、圧縮となる側の巻き立てたコンクリートの基部が高さ 25mm 程度に渡り圧壊し、 $26\delta_y$ にかけて高さ 20~60mm の範囲にわたって剥落した。そして、 $26\delta_y$ で既設部の軸方向鉄筋が、 $27\delta_y$ で補強部の軸方向鉄筋がそれぞれ破断して復元力が低下した。正負平均の最大耐力は 136.8kN であり、PR-1 と比較して耐力は増加した。

(2) 変形性能

表-2 に変形性能の実験値および設計値を示す。実験値については耐力が急激に低下する直前のステップとして PR-1 は $25\delta_y$ 、PR-2 は $26\delta_y$ に対応する変位とした。設計値に対する実験値の比 $\delta_{max}/\delta_{ls3}$ は PR-1 で 1.29、PR-2 は 2.36 である。PR-2 ではアンボンド化した鉄筋を用いた補強により軸方向鉄筋量が増加しても変形性能が確保され、補強鉄筋をアンボンド化した効果が得られている。

4. おわりに

本研究では丸鋼鉄筋を用いた橋脚の耐震補強方法として軸方向鉄筋をアンボンド化した RC 巻立て工法に着目し、正負交番荷重実験を実施した。その結果、既設橋脚の有している変形性能を阻害せず、耐力を向上させることが可能であることを確認した。

参考文献

- 1) 澤松俊寿, 岡田慎哉, 角間恒, 西弘明: 軸方向鉄筋比の小さい鉄筋コンクリート橋脚の水平方向の抵抗特性に関する実験的検討, 構造工学論文集, Vol.60A, 2014
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, pp.113-115, 2002

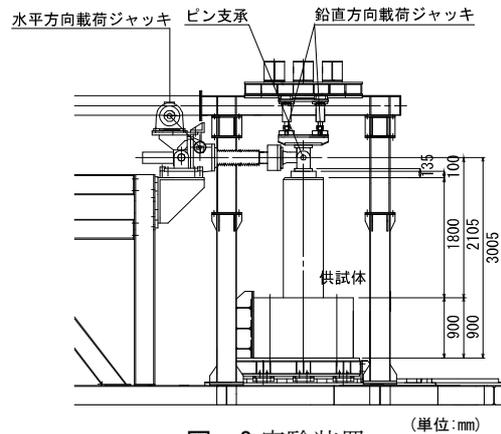
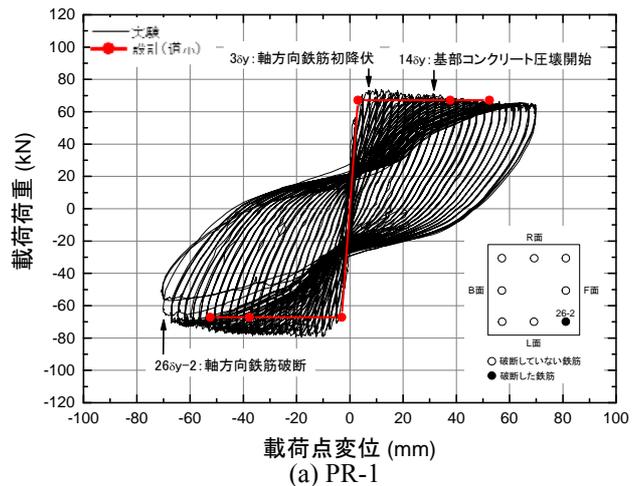
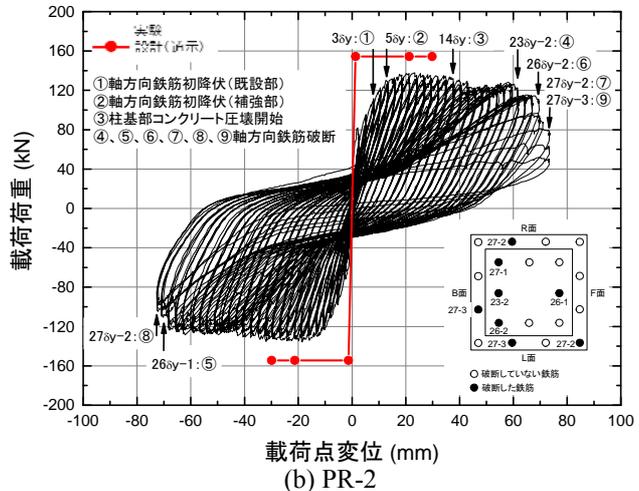


図-2 実験装置 (単位:mm)



(a) PR-1



(b) PR-2

図-3 荷重荷重-荷重点変位関係

(図中の設計のプロットは原点に近い方から設計上の降伏変位 δ_y , 耐震性能 2 の限界状態に相当する変位 δ_{ls2} , 耐震性能 3 の限界状態に相当する変位 δ_{ls3})

表-2 変形性能一覧

	損傷の特徴	変形性能		
		δ_{ls3}	δ_{max}	$\delta_{max}/\delta_{ls3}$
PR-1	基部の狭い範囲における座屈を伴う軸方向鉄筋の破断	52.2	67.3	1.29
PR-2	基部の狭い範囲における座屈を伴う軸方向鉄筋の破断	29.8	70.3	2.36

δ_{ls3} : 設計上の耐震性能 3 の限界状態に相当する変位(mm)
 δ_{max} : 実験において耐力を保持できた荷重ステップの最大変位(mm)