

曲げ補強に対応した圧入鋼板巻立て工法による橋脚の耐震補強工法の検討(その2)

オリエンタル白石(株) 正会員 ○梅本洋平
 オリエンタル白石(株) 非会員 岩本 靖
 オリエンタル白石(株) 正会員 堀越直樹
 九州大学大学院 フェロー 大塚久哲

1. はじめに

既設橋脚のせん断補強工法として実績のあるピア-リフレ工法を発展させて、圧入鋼板内に鉄筋アンカーを用いた曲げ補強が可能な耐震補強工法(以下、本工法という)を開発した¹⁾。以下に、本工法の補強効果、耐力および変形性能の確認を行うために実施した、模型橋脚試験体による正負交番載荷試験(写真-1)の結果について報告を行う。

2. 試験概要

試験体の概要および使用したコンクリートの材料試験の結果を図-1に、試験体の諸元を表-1に示す。試験体は、実物の1/5モデルのRC橋脚3体とし、CASE1は補強しない試験体、CASE2はRC巻立てによる補強試験体、CASE3は本工法による補強試験体である。CASE2およびCASE3はCASE1に対して補強を行ったもので、両者の曲げ耐力が同程度となるように補強鋼材量を決定した。

載荷は、上部構造の死荷重反力に相当する軸力(1MPa)をプレストレスにより作用させた状態で、橋脚基部から高さ1900mmの位置とした。試験は、独立行政法人土木研究所のガイドライン(案)²⁾を参考に、荷重制御によりひび割れ発生荷重、最外縁鉄筋の初降伏荷重の正負交番載荷を行った後、初降伏時の変位を $1\delta_y$ とし、 $1\delta_y$, $2\delta_y$, $3\delta_y$...と変位を漸増させて、各ステップ3サイクルずつの変位制御による正負交番載荷を行った。試験の終了は、各ステップで1サイクル目の荷重が最大荷重の80%を下回った時点とした。

3. 試験結果

試験終了時の試験体の損傷状況を図-2に示す。補強した試験体の損傷の進展状況について比較すると、CASE2では水平方向の曲げひび割れ発生後、 $3\delta_y$ で斜めひび割れが発生した。その後、 $8\delta_y$ でかぶりコンクリートがはく落し、 $11\delta_y$ 以降、座屈したアンカー筋の破断により荷重が低下し、 $12.3\delta_y$ で終局に至った。一方、CASE3では橋脚基部および高さ50mmに位置する補強鋼板の下端位置に水平方向の曲げひび割れが発生し、 $7\delta_y$ でかぶりコンクリートがはく落した後、 $10\delta_y$ で橋脚



写真-1 試験状況(CASE3)

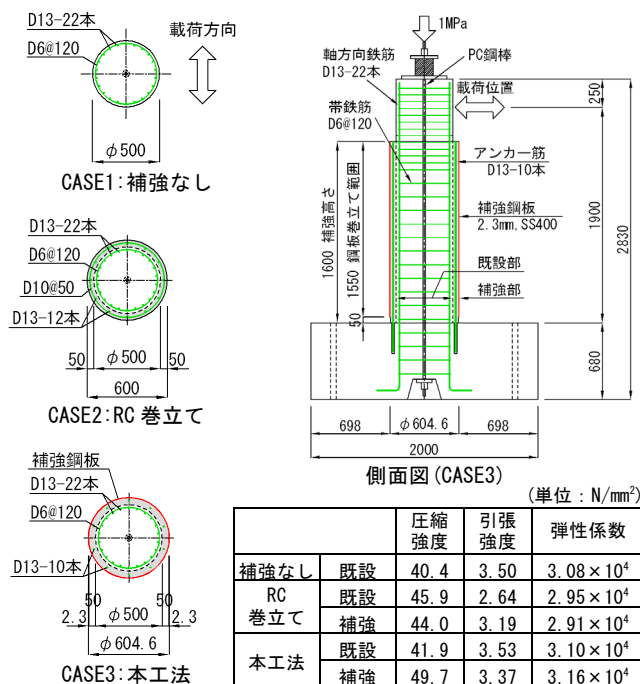


図-1 試験体概要

表-1 試験体諸元

試験体	断面寸法 (mm)	軸方向鉄筋			帯鉄筋		
		既設部 (SD295)	補強部 (SD345)	鉄筋比 Pt	既設部 (SD295)	補強部	鉄筋比 ρ_s
補強なし	$\phi 500$	D13-22本	—	1.42%	D6@120mm	—	0.21%
RC巻立て	$\phi 600$ (補強厚 50mm)	D13-22本	D13-12本	1.61%	D6@120mm	D10@50mm (SD345)	1.43%
本工法	$\phi 604.6$ (補強厚 50+2.3mm)	D13-22本	D13-10本	1.51%	D6@120mm	補強鋼板 2.3mm (SS400)	1.24%

※Pt, ρ_s はSD295に換算した断面積による値とする

キーワード 耐震補強, 橋脚, 鋼板巻立て, 正負交番

連絡先 〒135-0061 東京都江東区豊洲5丁目6番52号 オリエンタル白石(株)本社 TEL. 03-6220-0637

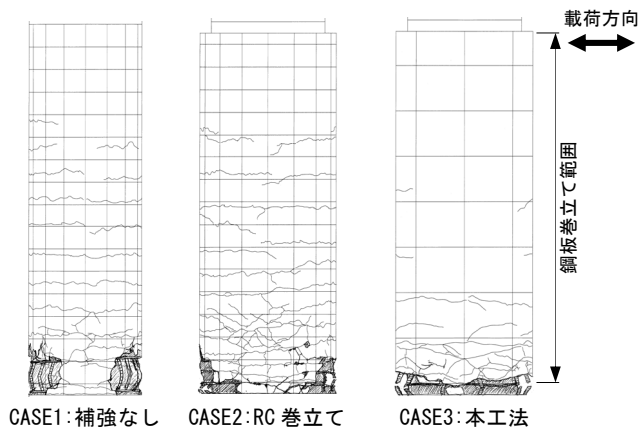


図-2 試験終了時の損傷状況

基部の座屈したアンカー筋の破断により荷重が低下し、10.8 δy で終局に至った。

試験終了後、CASE3の補強鋼板を取り除いて、各試験体の損傷状況を比較した。CASE3は、CASE2に比べて、鋼板の巻立て範囲においてひび割れ本数が少なく、かぶりコンクリートのはく落も橋脚基部に集中する結果となった。

載荷点における水平力と水平変位の関係を図-3に、試験体を使用したコンクリートと鉄筋の材料強度を用いて、道路橋示方書³⁾により計算した曲げ耐力と試験により得られた諸数値との比較を表-2に示す。CASE1とCASE3の試験結果より、最大荷重は、CASE1では137.1kNであり、CASE3では224.9kNであった。CASE3は補強することで、CASE1に比べて約1.6倍の耐力を有している。また、終局時の変位は、CASE1では70.0mmであり、CASE3では76.9mmであった。CASE3は補強することで、CASE1に比べて約1.1倍の変形性能を有している。これらのことから本工法による補強効果が確認できたといえる。

CASE2とCASE3の試験結果は、ひび割れ発生時、初降伏時および最大時の荷重は、ほぼ同程度であり、本工法はRC巻立てと同様な挙動である。但し、降伏変位 δy に対する終局変位 δu は、CASE2では12.3、CASE3では10.8であり、変形性能はRC巻立てと比べて小さい値であった。

図-4に本工法の水平力と水平変位の履歴曲線を示す。同図には試験値と併せて計算値も付記した。なお、本工法の計算値は、補強鋼板を帯鉄筋に換算して求めたものである。

CASE3の試験結果の最大荷重は、計算結果とほぼ同程度であり、本工法は、補強鋼板を帯鉄筋に換算し、RC巻立てと同様に評価することができるといえる。

4. まとめ

1/5縮尺の試験体を用いて実施した正負交番載荷試験結果により、本工法の効果等に関して以下のことが確認できた。

- ①本工法を行うことにより曲げ耐力および変形性能が向上する。
- ②補強鋼板を帯鉄筋に換算し、RC巻立てと同様に評価することができる。

参考文献

- 1) 岩本,堀越,梅本,大塚:曲げ補強に対応した圧入鋼板巻立て工法による橋脚の耐震補強工法の検討(その1),土木学会第67回年次学術講演会,2012.9
- 2) 独立行政法人土木研究所:橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン(案),平成18年8月
- 3) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編,平成14年3月

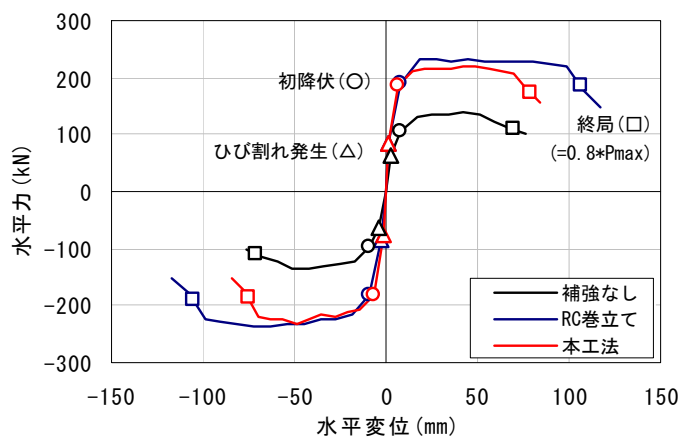


図-3 水平力-水平変位関係(包絡線)

表-2 計算値と試験値との比較

			補強なし	RC 巻立て	本工法
計算値	曲げ耐力 Pu	kN	119.5	221.0	216.5
試験値※	最大荷重 Pmax	kN	137.1	235.7	224.9
	降伏変位 δ y	mm	8.3	8.6	7.1
	終局変位 δ u	mm	70.0	105.9	76.9
	δ u/ δ y		8.4	12.3	10.8
Pmax/Pu			1.15	1.07	1.04

※試験値は正負の平均値を示す

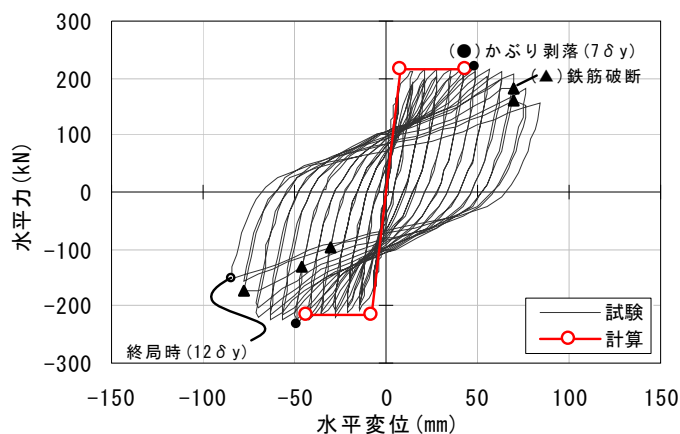


図-4 水平力-水平変位関係(CASE3)