# 圧入鋼板巻立てによる曲げ補強工法の開発と その耐震性能に関する実験的検証

梅本 洋平1・岩本 靖2・堀越 直樹3・大塚 久哲4

<sup>1</sup>正会員 オリエンタル白石株式会社 施工・技術本部 (〒135-0061 東京都江東区豊洲五丁目6-52) E-mail:yohei.umemoto@orsc.co.jp

<sup>2</sup>正会員 オリエンタル白石株式会社 施工・技術本部 (〒135-0061 東京都江東区豊洲五丁目6-52) E-mail:osamu.iwamoto@orsc.co.jp

<sup>3</sup>正会員 オリエンタル白石株式会社 技術研究所 (〒321-4367 栃木県真岡市鬼怒ヶ丘5) E-mail:naoki.horikoshi@orsc.co.jp

<sup>4</sup>フェロー 株式会社大塚社会基盤総合研究所(〒814-0012 福岡県福岡市早良区昭代三丁目6-23) E-mail:orii.otsuka@mbr.nifty.com

橋脚の耐震補強において、大規模な仮設や浚渫が必要となる河川内での施工や空頭制限を受ける場合な ど、周辺環境や既設構造物により厳しい制約条件下では、施工が困難で工事費が高くなるなどの課題があ る.この課題を解決する方法として、著者らは、土中に圧入した鋼板により既設橋脚を巻き立て、既設橋 脚と鋼板との隙間にフーチングに定着したアンカー筋を設置することで橋脚基部の曲げ補強を行う工法を 考案した.本稿は、考案した工法において、施工面では狭隘な空間における施工性と品質の確認を行うと ともに、設計面では既往の耐震補強工法との比較とあわせて、履歴特性や損傷の進展状況、補強効果を実 験的に明らかにしたものである.

Key Words : RC bridge pier, seismic retrofit, press-in steel jaketting, anchor

# 1. はじめに

既設の鉄筋コンクリート(以下, RC)橋脚は,大規 模な地震動が作用した場合,速やかに要求される耐震性 能を回復できる程度の損傷に留めるため,耐震補強が進 ひかられている.これら耐震補強工事では,一般には,経 済性や施工性に優れる,RC巻立て補強や鋼板巻立て補 強,炭素繊維巻立て補強が多く用いられている.しかし, 架橋地点や既設構造物により施工時に制約条件を受ける 既設橋梁の耐震補強では,これらの工法を選定すること が,必ずしも経済性,施工性に優れたものとならないこ とがある.例えば,河川内に位置する橋梁では,補強工 事に伴う桟橋の構築や仮締切の設置に伴う浚渫により工 費が高額となることや,桁下で空頭制限を受ける場合に は,仮締切に使用する鋼矢板が短尺となることでスクラ ップ費用が発生すること,各種作業においても大きな制 約を受けることが課題となる. RC単柱

このように厳しい制約条件下で施工する場合,経済性, 施工性に優れた工法として,僅かな作業スペースで組み 立てた鋼板を,既設橋脚に取り付けた圧入装置により順





次土中に圧入して鋼板を巻き立てる補強工法が提案され ている<sup>1)</sup>.この工法は、「緊急輸送道路の橋梁耐震補強3 箇年プログラム」で対象とされている、段落し部のある RC単柱橋脚の補強やせん断補強を対象としており、橋 脚基部の曲げ補強には対応していない.そこで、この工 法を応用・発展させて曲げ補強に対応した耐震補強工法 (以下、本工法)を開発した.



図-2 実物大試験体と試験概要

本工法は、図-1に示すように、限られた作業空間で 鋼板の組立・圧入後、土砂を除去した既設橋脚と鋼板 との隙間で、1)止水を目的とした鋼板下端部への水中 不分離性コンクリートの打設、2)ウォータージェット (以下、WJ)によるフーチングの削孔、3)軸方向鉄筋 の設置およびエポキシ樹脂によるフーチングへの定着、 4)収縮補償コンクリートの打設、を行うことで、鋼板 および軸方向鉄筋と既設橋脚との一体化を図る.

ただし、WJ削孔作業については、1) フーチングの鉄 筋位置を探査する作業空間が無いこと、2) 作業空間が 狭隘なこと、3) 数m先で削孔作業を行うこと、などが課 題であった.また、アンカー筋の定着については、1) ア ンカー孔へのエポキシ樹脂の充填性、2) 湿潤および水中 環境下におけるアンカー筋の定着性能が課題であった. さらに、1) 施工上の制約により軸方向鉄筋の外側に帯鉄 筋を配置できない、2) 鋼板による拘束効果およびその評 価方法が明らかでない、などの課題があった.

そこで、施工面においては、鉄筋との干渉を考慮した 実物大試験体を用いて、実施工を模擬したフーチングの WJ削孔,孔内へのアンカー筋の設置およびエポキシ樹 脂の充填を行い、削孔作業が可能であることおよび施工 後の品質について確認を行った<sup>3</sup>.設計面においては、 実橋脚の1/5モデルの試験体を用いた正負交番載荷試験 を実施し、本工法により補強した橋脚の履歴特性、損傷 の進展状況を他工法と比較し確認するとともに、耐荷力、 変形性能について試験値と計算値との比較を行った<sup>3,4</sup>.

本工法による補強後の試験体は、鋼板を帯鉄筋に換算 し、参考文献5)に準拠してRC巻立てと同様に耐荷力お よび変形性能を評価しており、計算値と試験値の比較に より本手法で設計可能であることを明らかにした.加え て、塑性率と履歴吸収エネルギー、等価減衰定数の関係 について報告する.



図-3 削孔装置および削孔状況

 4
 3
 2
 1
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●
 ●<

		1 2 3 4						
設定値	mm	850						
実測値	mm	855	854	826	864			
削孔位置		5	6	7	8			
設定値	mm		8	50				
実測値	mm	514	832	817	805			

図-4 削孔試験結果

## 2. 施工性確認試験

# (1) 試験概要

施工性確認試験に用いた試験体を図-2に示す. 試験体 は、実物大で本工法によるWJ削孔時の状況を再現した もので、高さを5.5m(橋脚部4.5m、フーチング1.0m)、鋼 板と既設橋脚の隙間250mmとした. フーチング部には WJ削孔時の鉄筋の干渉を再現するため、干渉が想定さ れる位置に配筋を行った. WJ削孔およびアンカー定着 の一連の作業は、実施工では圧入後の鋼板上端部で行う ため、同様の環境を想定して作業スペースを2.9m、空頭 制限を2.0mとした.

#### (2) WJ工法による削孔試験

WJ削孔には、本工法で使用するために、狭隘な作業 空間への搬入搬出および確実な削孔を行うことを目的と して開発した、専用の削孔装置を用いる(図-3).削孔 装置は、レールが空頭制限以下の長さに分割されており、 現地にて容易に連結ができる構造となっている.削孔試 験では、参考文献5)を参考にフーチングへの定着長を鉄 筋径の20倍以上確保することとし、フーチングの削孔深 さを700mm (D35×20)として、厚さ150mmの1次コンク

リート天端から850mmと削孔深さを設定した。今回の試 験では、専用の削孔装置を用いたWJ工法により削孔可 能であることの確認に加えて、設定値850mmに対する削 孔深さの誤差についても併せて確認を行うこととした.

WJ工法による削孔試験の結果を図-4に示す.開発し た削孔装置を用いることで、削孔位置5を除き概ね所定 の長さに削孔出来ることを確認した.また、削孔深さの 誤差は最大で45mm(削孔位置7)であった.試験では, 削孔時に削孔装置が既設鉄筋に干渉した場合においても, 削孔装置をスライドさせることで既設鉄筋を切断するこ となく所定の深さの削孔が可能であることを確認した.

#### (3) アンカー定着および接着剤の充填試験

アンカー定着および接着剤の充填試験は、図-2の試験 体に削孔した孔を用いてアンカー定着および接着剤の充 填を行った. アンカー孔の削孔にはWJを用いることか ら, 削孔後の孔内を乾燥状態とすることは困難な場合が あると想定される. そこで, 孔内を乾燥, 湿潤, 水中 (孔内が水で満たされた状態)の3種類の状態とし、接 着剤には乾湿両用エポキシ樹脂を用いた.

エポキシ樹脂によりアンカー筋を定着した後、6本の 引張試験を実施した結果を表-1に示す.試験結果より, 孔内の水分量に関わらず,引抜強度はアンカー筋の降伏 強度以上であり、<br />
定着長が不足している試験体について も十分な引抜耐力を有していることが確認された. さら に、引張試験後にアンカー筋の中心位置で試験体を切断 し、孔内のエポキシ樹脂の充填状況を確認した. エポキ シ樹脂の充填状況を写真-1に示す. 切断した試験体の状 況から分かるように、WJ削孔した孔内は鉄筋などの影

表-1 アンカー引張試験結果

試験位置		1	1 2				
孔内の状況		乾燥	乾燥 湿潤 水中				
引張荷重	kN	340					
定着長	mm	700	700 700				
試験位置		4	4 6				
孔内の状況		乾燥 湿潤 水中					
引張荷重	kN	340					
定着長	mm	700	650	615			

※試験位置=削孔位置(図-4)



(a)乾燥	(b)湿潤	(c)水中
(試験位置 1)	(試験位置2)	(試験位置3)
写真-1	エポキシ樹脂の	充填状況

響により凹凸が見られるが、エポキシ樹脂は密実に充填 できていることが確認できた.

# 3. 正負交番載荷試験

				- A -						
		胀舌	將電子注	補砕回	軸方向鉄筋			帯鉄筋および鋼板		
試験体		が出	mm	mm	既設部	補強部	鉄筋比	既設部	補強部	鉄筋比
		12.00			(SD295A)	(SD345)	Pt(%)	(SD295A)	(SD345)	ρs(%)
CASE1c	無補強		φ 500	-	D13-22本	-	1.42	D6@120mm	-	0.21
CASE2c	RC 巻立て	円形	φ 600	50mm(RC)	D13-22本	D13-12本	1.61	D6@120mm	D10@50mm	1.43
CASE3c	本工法		φ 604.6	50mm(RC)+ 2.3mm(鋼板)	D13-22本	D13-10本	1.51	D6@120mm	補強鋼板 2.3mm	1.40
CASE1r	無補強		400×400	-	D13-24本	-	1.57	D6@120mm	-	0.28
CASE2r	RC巻立て		540×540	50mm(RC)	D13-24本	D13-24本	2.26	D6@120mm	D10@50mm	1.61
CASE3r	本工法	石田之	544.6×544.6	50mm(RC)+ 2.3mm(鋼板)	D13-24本	D13-20本	2.02	D6@120mm	補強鋼板 2.3mm	1.18
CASE3r-1	本工法+ アンボンド	和小	544.6×544.6	50mm(RC)+ 2.3mm(鋼板)	D13-24本	D13-20本	2.02	D6@120mm	補強鋼板 2.3mm	1.18
CASE3r-2	本工法+ 間隙長 20mm		544.6×544.6	50mm(RC)+ 2.3mm(鋼板)	D13-24本	D13-20本	2.02	D6@120mm	補強鋼板 2.3mm	1.18
CASE4r	鋼板巻立て		489×489	20mm(モルタル)+ 4.5mm(鋼板)	D13-24本	M16-24本	3.80	D6@120mm	補強鋼板 4.5mm	1.80

表-2 試験体の諸元

\*CASE3c, CASE3r, CASE3r-1, CASE3r-2の帯鉄筋体積比 ps 算出時の断面積 Ah は鋼板のみ考慮

※Pt ps は SD295 の換算断面積による値



## (1) 試験体

試験体の諸元を表-2に、試験体概要を図-5に示す.全 9体の試験体のうち、円形断面(circular section)は、無補 強、RC巻立て、本工法(以下,それぞれCASE1c, CASE2c, CASE3c)の3体とし、矩形断面(rectangular section)は、無補強、RC巻立て、本工法、鋼板巻立て(以 下、それぞれCASE1r, CASE2r, CASE3r, CASE4r)の4体に、 CASE3rのシリーズとして2体(CASE3r-1, CASE3r-2)を追 加した6体とした.CASE3rのシリーズは、本工法の標準 的な補強を行ったCASE3rに対して、川島らの研究<sup>60</sup>を参 考にCASE3rの補強部の軸方向鉄筋を橋脚基部から1d区 間(540mm)アンボンドとしたCASE3r-1,および鋼板下 端とフーチングとの間隙長をCASE3r の50mmから20mm とすることで、軸方向鉄筋の座屈の抑制効果を高める効 果を期待したCASE3r-2,としてそれぞれ変形性能の向上 を目的とした対策を行ったものである.

試験体は、いずれも曲げ破壊が先行するタイプとなる ように鋼材量を決定した.無補強のCASEle, CASElrは、 道路橋示方書V耐震設計編<sup>の</sup>により計算される地震時保 有水平耐力を満足しない設計とした.前記以外の補強試 験体は無補強試験体に対して各々の方法により補強した 試験体とし、円形断面および矩形断面どうしは補強後の 橋脚基部の曲げ耐力が同程度となるように、参考文献5) に準拠して設計した.

補強部の軸方向鉄筋は、参考文献5)を参考にフーチン グへの定着長を鉄筋径の20倍以上確保することとし、 RC巻立ておよび本工法は260mm (D13×20),鋼板巻立 ては390mm (14.7 (M16有効径)×26.5)とした.

本工法(CASE3シリーズ)の鋼板は、厚さ2.3mmとした.鋼板内側には、矩形断面のみ施工における鋼板圧入

	試験体		圧縮強度	弾性係数	
	CASE1c	既設部	40.4	30,834	
円	CASE2c	既設部	45.9	29,534	
形	CASE2C	補強部	44.0	29,149	
	CASE <sub>20</sub>	既設部	41.9	31,025	
	CASESC	補強部	49.7	31,565	
	CASE1r	既設部	40.9	29,784	
	CASE2r	既設部	43.6	29,604	
		補強部	36.3	24,487	
	CASE3r	既設部	42.0	28,698	
矩	CASESI	補強部	43.1	26,810	
形	CASE3r-1	既設部	44.7	30,442	
	CASESI-1	補強部	35.6	27,236	
	CASE <sub>2r</sub> 2	既設部	38.5	28,203	
	CASESI-2	補強部	36.9	27,538	
	CASE4r	既設部	36.7	28,239	
	CADDAI	補強部※1	65.4	21,967	

表-3 コンクリートの材料試験値 (N/mm<sup>2</sup>)

※1:CASE4rの補強部は無収縮モルタルの値を示す

時の座屈防止を目的として取り付けるT型のガイド鋼材 を設置した.鋼板巻立ての鋼板は、厚さ4.5mmとし、鋼 板下端とフーチングとの間隙長は50mmとした.鋼板下 端にははらみ出し防止鋼材として100×100mmのH形鋼を 設置し、これにD16異形棒鋼をM16にネジ切りしたアン カー筋を配置してエポキシ樹脂によりフーチングに定着 した.なお、アンカー筋が鋼板の強度を超えないように、 アンカー筋の径とピッチ、鋼板厚さを設定した<sup>8</sup>.

#### (2) 使用材料

コンクリートの材料試験値を表-3に、鋼材の材料試験 値を表-4に示す.

#### a) コンクリート

試験体のコンクリートには普通ポルトランドセメント を用い,すべて設計基準強度24.0N/mm<sup>2</sup>とした.配合は, 施工性を考慮してフーチング,橋脚の既設部,補強部で 異なるものを用いた.フーチングは最大骨材寸法を 20mm,スランプを10cmとした.橋脚の既設部は,フー チングと同配合で最大骨材寸法のみを10mmとした.橋 脚の補強部の狭隘な箇所は,石灰石微粉末を用いた中流 動コンクリートとし,最大骨材寸法を10mm,スランプ フローを40cmとした.また,ひび割れ抑制および収縮 補償のため膨張材を20kg/m<sup>3</sup>添加した.

#### b) 鉄筋

鉄筋は、過去の耐震補強事例に基づき、橋脚の既設部 にSD295Aを、補強部にSD345を用いた。

# c) 鋼板

CASE3シリーズに用いた鋼板および鋼板内側のガイド 鋼材は、厚さ2.3mmのSS400を使用した. CASE4rに用い た鋼板は、厚さ4.5mmのSS400を使用した.

## d) 無収縮モルタル

表-4 鋼材の材料試験値

	試験体	材質	径	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
鉄	円形	SD295A	D6	372	542
筋			D13	351	476
		SD345	D10	399	544
			D13	394	533
	矩形1	SD295A	D6	384	528
			D13	341	472
		SD345	D10	381	545
			D13	363	505
	矩形2	SD295A	D6	359	523
	および		D13	358	495
	CASE4r	SD345	D13	408	573
			D16	371	527
鎁	矩形1	SS400	2.3mm	340	456
板	矩形2	SS400	2.3mm	321	412
	CASE4r	SS400	4.5mm	301	438

※矩形1:CASE1r,2r,3r,矩形2:CASE3r-1,3r-2



図-6 載荷パターン



写真-2 載荷状況

CASE4rの鋼板と橋脚との隙間20mmには無収縮モルタルを充填した.

# e) エポキシ樹脂

軸方向鉄筋の定着に用いたエポキシ樹脂は, 乾湿両用 のエポキシ樹脂(E2300J)を使用した.

# (3) 載荷方法

載荷試験は,静的な正負交番載荷により実施した.載荷は,ひび割れ発生時,橋脚部の最外縁の軸方向鉄筋降 伏時(初降伏時)まで荷重制御により実施した.その後, 初降伏時の変位を1&yとし,1&y,2&y,3&y・・・と変位を漸増 させて,各ステップ3サイクルを基本とした変位制御に より行った(図-6).初降伏時の変位は,最外縁の軸方 向鉄筋が,材料試験により確認した降伏ひずみに達した 時点の変位とした.ただし,CASE3r-1は,補強部の軸方 向鉄筋をアンボンドとしており,軸方向鉄筋とコンクリ ートが付着の状態とは挙動が異なることが想定され, CASE3rと同一変位における損傷状況に着目するため1&y の変位は,CASE3rと同じ変位とした.

また,それぞれの試験体に上部構造死荷重に相当する 1MPa(円形:196kN,矩形:193.6kN)を,PC鋼棒により軸方向 力として導入した状態で水平力の載荷を行った.軸方向 力は,載荷試験中の橋脚の伸びに伴い増加するため,必 要に応じてPC綱棒の緊張力を解放することで軸方向力 が一定となるように調整を行った.

今回の試験における終局時は、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.

#### (4) 測定項目

載荷荷重はロードセルを用いて測定した.また,PC 鋼棒により与えた軸方向力もロードセルにて測定し、こ れを用いて載荷試験中に調整を行った.変位は、載荷点 の水平変位を測定した.軸方向鉄筋 (D13)のひずみは、 軸方向鉄筋に貼付したひずみゲージを用いて測定した. 軸方向鉄筋の降伏ひずみは材料試験結果を用いて判定し た.初降伏の判定は、CASEIc、Irは最外縁の軸方向鉄筋 の中心の1本に設置したひずみゲージの値、補強試験体 は最外縁のすべての軸方向鉄筋に設置したひずみゲージ の平均値により行った.

また, CASE3rは鋼板の挙動を確認するため, 軸方向 鉄筋のひずみゲージ位置と同じ平面にひずみゲージを貼 付して, 鉛直方向のひずみを計測した. 載荷状況を**写真** -2に示す.

#### 4. 試験結果および考察

#### (1) 履歴特性と損傷状況

図-7に、円形断面および矩形断面を有する9体の試験 体の載荷点における水平カー水平変位関係の履歴曲線を 示す.履歴特性は、円形断面および矩形断面の全ての試 験体で紡錘状を示した.CASE4rを除く全ての試験体で、 最大荷重のおよそ80%で再外縁の軸方向鉄筋が初降伏に 達し、最大荷重付近で荷重を一定に保持した後、かぶり コンクリートの剥落が生じて荷重が低下した.

かぶりコンクリート剥落以降の荷重の保持性能は試験 体により差異が見られ、無補強のCASEIc, CASEIrでは、 かぶりコンクリートの剥落とともに急激な荷重の低下が 見られた.また、CASE4rでは、アンカー筋の破断によ り荷重が低下した.一方、円形断面の補強試験体はかぶ りコンクリート剥落以降、36y荷重を保持し、CASE4rを 除く矩形断面の補強試験体は、1~26y荷重を保持したの ち、荷重が低下した.このことより、本工法は履歴形状 およびかぶりコンクリート剥落以降の荷重保持性能につ いて、RC巻立てと類似した性状を示すことが確認され た.

表-5に試験結果の一覧を示し、以下に補強試験体の損 傷の進展状況について詳述する.損傷の進展状況は、円 形および矩形の各断面形状毎に本工法と従来の耐震補強 工法との比較を行い、さらに変形性能向上の対策を施し た試験体についても詳述する.

#### a) 円形断面試験体

CASE2cは曲げひび割れ発生後、3byで斜めひび割れが 発生した.その後、8byでかぶりコンクリートが剥落し、 11byで再外縁の軸方向鉄筋が破断したのち荷重が低下し、 12byで終局に至った.一方、CASE3cでは橋脚基部およ び高さ50mmに位置する鋼板の下端位置に水平方向の曲 げひび割れが発生し、7byでかぶりコンクリートが剥落 した後、10byで座屈した軸方向鉄筋の破断により荷重が 低下して11byで終局に至った.試験終了時における鋼板 のはらみ出しは、確認されなかった.最終的な耐荷力の 低下はRC巻立て、本工法ともに補強部の軸方向鉄筋の 破断によるものと考えられる.

#### b) 矩形断面試験体

CASE2rでは曲げひび割れ発生後、4&y以降、斜めひび 割れが発生した. その後, 86yでかぶりコンクリートが 剥落し、118yで終局に至った. さらに、128yまで載荷し た時点で補強部の軸方向鉄筋で破断が確認された.一方, CASE3rでは橋脚基部および高さ50mmに位置する鋼板の 下端位置に水平方向の曲げひび割れが発生し、78yでか ぶりコンクリートが剥落した後、10byで座屈した軸方向 鉄筋が破断し、荷重が低下して118yで終局に至った. 試 験終了時における鋼板のはらみ出しは、鋼板下端部のガ イド鋼材間でわずかに確認された. CASE4rは, 橋脚基 部に水平ひび割れが生じ、78yでアンカー筋の破断が生 じると、88y以降荷重が低下し、98yで終局に至った.最 終的な耐荷力の低下は, RC巻立てはかぶりコンクリー トの剥落と軸方向鉄筋の座屈による荷重を保持できなく なったものと考えられ、本工法は軸方向鉄筋の破断によ るものと考えられる.また、鋼板巻立てはアンカー筋に より耐荷力を保持しているものと考えられる.

c) CASE3r-1, CASE3r-2試験体



**図-7** 水平力一水平変位関係

CASE3r-1は、CASE3rと同様に橋脚基部と鋼板下端位 置に水平方向の曲げひび割れが発生した.10&9でかぶり コンクリートが剥落し、11&9で軸方向鉄筋が座屈した後、 荷重が低下して13&9で補強部の軸方向鉄筋が破断し、 14&9で終局に至った.CASE3r-2は、CASE3rと同様に橋脚 基部と鋼板下端位置に水平方向の曲げひび割れが発生し、 7&9でかぶりコンクリートが剥落し、8&9で軸方向鉄筋が 座屈した後、10&9で荷重の低下とあわせて再外縁の軸方 向鉄筋の破断が生じ、11&9で終局に至った.

前述のとおり、本工法の損傷の進展状況はRC巻立て と類似したものであることから、試験終了時の損傷状況 については本工法(CASE3c, CASE3r)とRC巻立て (CASE2c, CASE2r) およびCASE3rのシリーズ(CASE3r-1, CASE3r-2) について図-8に示す.円形断面のCASE2c は橋脚基部から高さ1.30mまで水平ひび割れが発生し,橋脚基部から高さ226mmの範囲でかぶりコンクリートの 剥落が見られた.一方,CASE3cでは橋脚基部から高さ850mmまで水平ひび割れが発生し,かぶりコンクリートの の剥落は橋脚基部から高さ100mmの範囲であった.

矩形断面のCASE2rは,橋脚基部から高さ1.35mまで水 平ひび割れが発生し,橋脚基部から高さ250mm程度の範 囲でかぶりコンクリートの剥落が確認された.一方, CASE3rは,試験終了後に鋼板を剥がして損傷状況を確 認したところ,鋼板巻立て範囲には水平ひび割れが目視

表-5 試験結果一覧

		ひび割れ 発生時	初降伏時	最大荷重時	かぶりコンク リート剥落時	終局時
CASE1c	荷重(kN)	荷重(kN) 65.1		137.1	127.3	109.7
(無補強)	変位(mm)	3.1	8.3	42.6	51.1	70.0
CASE2c	荷重(kN)	85.3	184.7	235.7	221.8	188.6
(RC巻立て)	変位(mm)	1.7	8.6	45.1	71.9	105.9
CASE3c	荷重(kN)	80.0	182.0	224.9	224.9	179.9
(本工法)	変位(mm)	1.3	7.1	49.1	49.1	76.9
CASE1r	荷重(kN)	52.6	112.3	143.1	143.1	114.7
(無補強)	変位(mm)	1.9	8.4	49.8	57.5	72.1
CASE2r	荷重(kN)	85.4	236.4	298.9	285.1	240.9
(RC巻立て)	変位(mm)	1.4	9.0	44.0	70.7	92.6
CASE3r	荷重(kN)	70.3	216.4	285.4	282.7	228.7
(本工法)	変位(mm)	1.0	5.5	33.7	39.4	64.3
CASE3r-1	荷重(kN)	80.6	196.9 <sup>%1</sup>	278.4	270.6	220.2
(本工法:アンボンド)	変位(mm)	1.4	5.6 <sup>%1</sup>	33.5	55.8	71.4
CASE3r-2	荷重(kN)	95.4	227.4	294.3	294.3	235.5
(本工法:間隙長20mm)	変位(mm)	1.5	6.3	44.1	44.1	64.1
CASE4r	荷重(kN)	-	217.4	377.4	385.0**2	339.0
(鋼板巻立て)	変位(mm)	-	8.7	42.7	60.2 <sup>**2</sup>	71.3

※1: CASE3r-1は, CASE3rの 1δy と同じ変位における荷重と変位を示している. ※2: CASE4rは, かぶりコンクリートの剥落ではなくアンカー筋の破断で耐力低下が生じるため,

アンカー筋の破断時の荷重と変位を表記



載荷面

側面 ~~ +++

+

(a) CASE2c (RC 巻立て): 13 by 終了時

(b) CASE3c (本工法): 21 by 終了時



(c) CASE2r (RC 巻立て): 12 by 終了時



(e) CASE3r-1 (本工法:アンボンド): 16 សy 終了時

(d) CASE3r (本工法): 14 by 終了時

側面

載荷面





図-8 試験終了後の損傷状況



図-9 鉛直方向ひずみ分布

により確認できなかった.また,かぶりコンクリートの 剥落は,鋼板下端とフーチング上面との隙間50mmで全 面に渡って確認され,鋼板巻立て範囲ではガイド鋼材間 で橋脚基部から高さ150mm程度の範囲で確認された.こ れらのことより,本工法は鋼板の拘束効果により,橋脚 基部に損傷が集中したものと考えられる.

CASE3r-1, CASE3r-2は, CASE3rと同様に鋼板下端部 への損傷の集中およびガイド鋼材間での剥落範囲の増大 が確認された.このことより,本工法は補強部の軸方向 鉄筋をアンボンドにした場合および間隙長を20mmとし



表-6 計算値と試験値との比較

				円形			矩形					
				CASE1c	CASE2c	CASE3c	CASE1r	CASE2r	CASE3r	CASE3r-1	CASE3r-2	CASE4r
計	算値	曲げ耐力	kN	119.5	221.0	216.5	116.8	265.7	268.4	283.0	283.4	286.3
		終局変位	mm	23.8	54.9	43.1	27.3	47.4	35.8	36.5	35.5	35.3
試	験値	最大荷重	kN	137.1	235.7	224.9	143.1	298.9	285.4	274.6	294.3	376.6
		剥落荷重	kN	127.3	221.8	224.9	143.1	285.1	282.7	270.6	294.3	371.9
		初降伏変位	mm	8.3	8.6	7.1	8.4	9.0	5.5	5.6	6.3	8.7
		剥落変位	mm	51.1	71.9	49.1	57.5	70.7	39.4	55.8	44.1	60.2
剥落変位/終局変位		2.15	1.31	1.14	2.11	1.49	1.10	1.53	1.24	1.71		
剥落荷重/曲げ耐力		1.07	1.00	1.04	1.23	1.07	1.05	0.96	1.04	1.30		
								×=15	皮 古 ・ か	ごり マンク	リートの剥	波時の荷香

※剥溶何重:かふりコンクリートの剥落時の何重 ※剥落変位:かぶりコンクリートの剥落時の変位

※試験値は正負の計測値の平均値を示す

た場合も損傷状況に差異は生じないものと考えられる.

#### (2) 鋼板と軸方向鉄筋の鉛直方向ひずみ分布

CASE2r, CASE3r, CASE3r-1の負側最大荷重時における,既設部および補強部の軸方向鉄筋と鋼板の鉛直方向ひずみ分布を図-9に示す.ひずみは,ひび割れ発生, 1δy(初降伏),2δy,3δy,かぶりコンクリートの剥落時を示す.ひずみの計測位置は,軸方向鉄筋および鋼板ともに,載荷面の中心もしくは中心近傍の2点の平均とする.

ひずみの計測結果より、CASE2rの既設部と補強部の 軸方向鉄筋ひずみは、ひび割れ発生から、かぶりコンク リートの剥落に至るまで、ほぼ一定の比率のまま増加し ている.このことから、RC巻立てでは、既設部と補強 部が曲げ変形時に一体となって挙動することが分かる.

これに対し、CASE3rでは、既設部と補強部の軸方向鉄 筋ひずみはほぼ一致している.ただし、鋼板のひずみは、 loyでは橋脚基部から高さ550mmより上方、2oyでは橋脚 基部から高さ750mmより上方で軸方向鉄筋ひずみと一致 しているものの、3oy以降は最大で500µ程度となり軸方 向鉄筋ひずみに追従しないことが分かる.このことより、 本工法は既設部と補強部は曲げ変形時に一体となって挙 動し平面保持が成り立つが、鋼板とコンクリートでは、 平面保持が成り立たないものと考えられる. また、かぶりコンクリートの剥落時において、補強部 の軸方向鉄筋ひずみが降伏に達した範囲は、CASE2rで は橋脚基部から高さ350mm、CASE3では橋脚基部から高 さ150mmであり、図-8に示す損傷範囲と同様に基部に損 傷が集中する傾向を示す.

CASE3r-1は、1&yで既設部の軸方向鉄筋が先行して橋 脚基部で降伏し、補強部のアンボンドした位置では鉄筋 ひずみが平滑化するため、2&y以降に一様に降伏に達し た.

#### (3) 耐荷力および変形性能

図-10に載荷点における水平カー水平変位関係の包絡 線を示し、図中に示すかぶりコンクリート剥落時の荷重 と変位を表-6に示す. なお、ここでは設計上の終局変位 に対応する試験体の損傷状況として、道路橋示方書V耐 震設計編<sup>7</sup>に示されているかぶりコンクリートの剥落時 を評価に用いている.

CASE3cはCASE1cに対して、剥落荷重は1.77倍、剥落 変位は0.96倍となり、CASE3rはCASE1rに対して剥落荷重 は1.98倍、剥落変位は0.68倍となった.このことより、 本工法により補強することで曲げ耐力の増加は見込める が、かぶりコンクリート剥落時の変位は、円形断面では 補強前とほぼ同程度、矩形断面では補強前から30%ほど



図-11 試験値と計算値との比較

小さくなる結果となった.

CASE3cはCASE2cに対して、剥落荷重は0.96倍、剥落 変位は0.68倍となり、CASE3rはCASE2rに対して、剥落荷 重は0.99倍、剥落変位は0.56倍となった.このことより、 本工法は、RC巻立てと同程度に曲げ耐力を向上させた 場合、剥落変位は本工法に対して30~45%程度小さくな り、矩形断面ほどRC巻立てと比べて変形性能は小さい 結果となった.さらに、CASE4rに対するCASE3rは、剥 落荷重が0.76倍、剥落変位が0.65倍となり、鋼板巻立て と比較して本工法は、最大荷重、終局変位ともに小さい 値を示す.

CASE3rに対するCASE3r-1は、剥落荷重が0.96倍、剥落

変位が1.42倍となり、補強部の軸方向鉄筋をアンボンド にすることで、曲げ耐力は4%小さい値を示し、変形性 能が42%増加する結果となった.また、CASE3rに対する CASE3r-2は、剥落荷重が1.04倍、剥落変位が1.12倍とな り、鋼板下端部の間隙長を50mmから20mmとした場合に、 変形性能にはほとんど差異は見られなった.

以上のことより、本工法は補強前およびRC巻立てに より補強した橋脚と比較して、かぶりコンクリートの剥 落時の変位は小さくなるが、図-7に示すように塑性率 (剥落変位/初降伏変位)により評価すると、本工法は、 RC巻立てと同程度の変形性能を示す.これは、補強部 のコンクリートを鋼板で巻き立てるため、前述のとおり



軸方向鉄筋はコンクリートに追従しないが、橋脚の曲げ 変形を抑制することにより、RC巻立てと比較して変形 が小さくなるものと考えられる.

図-11にCASE2rおよびCASE3rの載荷点における水平力 ー水平変位関係の履歴曲線と併せて計算値を示し,表-6 に計算値と試験値との比較を示す.ここで,計算値は道 路橋示方書V耐震設計編<sup>n</sup>および参考文献5)に準拠して, 表-3,4の材料試験値を用いて求めている.本工法につ いては,鋼板を帯鉄筋に換算してRC巻立てと同様に計 算しており,横拘束効果は鋼板のみを考慮している.ま た,図-7(b)に示すように,補強部のコンクリートと鋼板 は一体となって曲げ挙動をしないことから,鋼板の軸方 向剛性は考慮していない.

曲げ耐力に着目して、計算上の曲げ耐力に対するかぶ りコンクリート剥落時の荷重を比較すると、CASE2cは 1.00倍、CASE3cは1.04倍となる.また、CASE2rは1.07倍、 CASE3rは1.05倍となる.終局変位に着目して、計算上の 終局変位に対するかぶりコンクリート剥落時の変位を比 較すると、CASE2cは1.31倍、CASE3cは1.14倍となる.ま た、CASE2rは1.49倍、CASE3rは1.53倍となる.

以上のことから、曲げ耐力については円形断面および 矩形断面のいずれも、本工法、RC巻立てともに試験値 は計算値とほぼ同程度となることが確認された.また、 終局変位については、本工法の設計値に対する試験値は 10~14%程度の余裕度となったが、RC巻立ての設計値に 対する試験値は31~49%となり、本工法は設計値に対す る余裕度がRC巻立てと比較して小さい結果となった.

CASE3rに比べてかぶりコンクリート剥落時の変位が 顕著に伸びたCASE3r-1では、曲げ耐力の計算値283.0kN に対して、かぶりコンクリート剥落時の荷重270.6kNが 0.96倍となり、終局変位の計算値36.5mmに対する、かぶ りコンクリート剥落時の変位55.8mmが1.53倍となり、曲 げ耐力は僅かに計算値より小さい値を示すが、変形性能 についてRC巻立てと同程度の計算値に対する余裕度を 示すことが分かる.

#### (4) 履歴吸収エネルギー

図-12に、履歴吸収エネルギーと塑性率(載荷時最大変位/初降伏変位)の関係を示す.履歴吸収エネルギーは各ステップの最初のサイクルを用いて算出した.

各塑性率における吸収エネルギーは、円形断面および 矩形断面ともに、無補強、本工法、RC巻立ての順に大 きくなる結果を示した.これは、RC巻立てが本工法と 比べて変形性能に優れる結果と合致する.また、鋼板巻 立ては、RC巻立てと同程度のエネルギー吸収性能を有 する結果となった. さらに、本工法の変形性能を向上さ せたCASE3r-1は、CASE3rと各塑性率における吸収エネ ルギー量は概ね一致する結果を示した.また, CASE3r-2 は、CASE3rと比べて各塑性率において2~3割程度エネ ルギー吸収量が大きくなる結果となった. これらのこと より、本工法は塑性率により比較を行った場合、無補強 に対してエネルギー吸収量は増加するが、他の補強工法 と比較すると小さい値を示す結果となった. また, 補強 部の軸方向鉄筋をアンボンドとして、本工法の変形性能 を向上させた場合も、エネルギー吸収量に顕著な差異は 認められなかった.

ただし、本工法により補強された試験体は、いずれも かぶり剥落後も安定したエネルギー吸収性能を示し、他 の補強試験体と同様の傾向を示すことが分かる.

#### (5) 等価減衰定数

図-13に、等価減衰定数と塑性率(載荷時最大変位/初降伏変位)の関係を示す.等価減衰定数は各ステップの 最初のサイクルを用いて算出した.(a)円形断面および(b) 矩形断面ともに、無補強、RC巻立て、本工法により補 強した試験体の1δyからかぶりコンクリートの剥落まで の等価減衰定数は、0.08~0.27の範囲で推移しており、 断面形状により差異は見られなかった.ただし、かぶり



コンクリート剥落後は、無補強試験体は減衰性能が明ら かな低下を示したが、CASE2r以外の補強試験体は、安 定した減衰性能を有することが確認された.このことよ り、断面形状に関わらず、本工法により補強された橋脚 はかぶりコンクリートの剥落以降も安定した減衰性能を 有し、他の補強方法と同程度の性能を示すことが確認さ れた.また、CASE3r-1はCASE3rと比較して26y以降、1割 ほど小さい減衰性能を示した.

# 5. まとめ

実物大の施工性確認試験および本工法により補強した 円形および矩形断面を有するRC橋脚の1/5モデル試験体 を用いて実施した,正負交番載荷試験結果より以下のこ とが確認できた.

- 施工性確認試験結果より、専用の削孔装置を用いたWJ工法によるアンカー孔は、概ね所定の深さ 削孔できることを確認した。
- アンカー孔の水分量に関わらずエポキシ樹脂によるアンカー定着が可能であること、また、エポキシ樹脂が密実に充填できることを確認した.
- 3) 本工法は, RC巻立てと同様に損傷が進行し, 履 歴特性はRC巻立てと類似した履歴のタイプを示 す.
- 4) 本工法は、円形断面および矩形断面ともに、かぶ りコンクリート剥落時において鋼板下端部のは らみ出しはほとんど見られなった。
- 5) 本工法は、RC巻立てと比較して損傷が橋脚基部 に集中し、鋼板を巻き立てた範囲において、円 形断面ではわずかにひび割れが見られたが、矩 形断面ではひび割れによる損傷はほとんど見ら れない.
- 6) 本工法は、横拘束効果を鋼板のみに考慮し、鋼板

を帯鉄筋に換算して、鋼板の軸方向剛性を考慮 せずにRC巻立てと同様に評価することで、曲げ 耐力については安全側に、終局変位については ほぼ一致する結果を示す.

- 7) 本工法の変形性能向上を目的として、補強部の軸 方向鉄筋をld区間アンボンドにすることで、付着 の状態に比べてかぶりコンクリート剥落時の変 位が42%向上する.また、曲げ耐力については、 ほぼ同程度となる.
- 8) 本工法の変形性能向上を目的として、補強部の軸 方向鉄筋を1d区間アンボンドにした場合、曲げ耐 力は計算値に対して4%小さい値を示し、かぶり コンクリート剥落時の変位は計算値に対して53% 大きい値を示す。
- 9) 本工法の履歴吸収エネルギーを塑性率により比較 すると、RC巻立て、鋼板巻立てと比較して小さ い値を示すが、かぶりコンクリートの剥落以降 も安定したエネルギー吸収性能を示す.なお、 本工法の補強部の軸方向鉄筋をアンボンドとし て変形性能向上させた場合も同様の傾向を示す.
- 10) 等価減衰定数の結果より、本工法は他の補強工 法と同等の減衰性能を有しており、かぶりコン クリートの剥落以降も安定した性能を示す.

#### 参考文献

- 例えば、オリエンタル白石株式会社: ピア-リフレ工法 施工実績
- 2) 梅本, 岩本, 堀越, 大塚: 厳しい制約条件下における RC 橋脚の耐震補強工法の開発, 第 21 回プレストレスト コンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, 2012年10月
- 4. 4本, 岩本, 堀越, 大塚: 圧入により鋼板巻立てを行う 橋脚の耐震補強工法の開発, コンクリート工学年次論 文集, Vol.35, No.2, 2013.
- 4) 梅本, 岩本, 堀越, 大塚: 矩形断面の曲げ補強に対応した圧入による鋼板巻立て工法の開発, 第17回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演

論文集(2014年7月)

- 5) 財団法人海洋架橋・橋梁調査会: 既設橋梁の耐震補強 工法事例集, 平成 17 年 4 月
- 6) 川島, 細入, 庄司, 堺: 塑性ヒンジ区間で主鉄筋をアン ボンドした鉄筋コンクリート橋脚の履歴特性, 土木学 会論文集 No.689 / I-57, pp.45-64, 2001.10
- 7) 社団法人日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震 設計編,平成14年3月
- 8) 独立行政法人土木研究所:曲げ耐力制御式鋼板巻立て

工法による鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強,土木研 究所資料第3444号,平成8年5月

- 9) 社団法人日本道路協会:既設道路橋の耐震補強に関する参考資料,平成9年8月
- 10) 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)(橋脚の正負 交番載荷実験方法及び振動台実験方法),土木研究所 資料第4023号,平成18年8月

# DEVELOPMENT OF INVESTIGATION OF THE SEISMIC PERFORMANCE BY EXPERIMENTAL STUDY

# Yohei UMEMOTO, Osamu IWAMONO, Naoki HORIKOSHI and Hisanori OTSUKA

It is often at issue that due to hard site conditions including required temporary works, dredging in the river and headroom constraints, earthquake-resistance retrofitting works are difficult and cost-consuming for existing bridge piers. For solution, we have developed a new method. In addition to pressing into the riverbed and installing steel plates around piers, this method ensures strength of pier ends against bending moment force by extending rebars into the existing footings. This paper reports the experimental results of the new retrofit method on its construction practicability and quality, hysteretic characteristics, cyclic loading tests, reinforcement effectiveness, etc.