# 高架橋柱における普通鉄筋スパイラル巻立工法の耐震性能評価

株式会社奥村組	正会員	〇山口	治
同	正会員	三澤	孝史
同	正会員	森本	克秀

### 1. 目的

高架橋柱の耐震補強は、平成7年の兵庫県南部地震以降、せん断耐力および変形性能の向上を目的とした補 強工法が多数開発され、実構造物に適用されている。せん断耐力の向上を目的とした耐震補強工法には、鋼板 巻立て工法、繊維巻立て工法、コンクリート巻立て工法等があるが、そのうちコンクリート巻立て工法は、通 常のコンクリート施工設備や材料による補強が可能であり、3種類の工法のうち最も安価なことから適用事例 が多い。当社は、大型機械を要せず狭隘部での施工が可能なコンクリート巻立て工法の一種である「高張力鉄 筋によるスパイラル筋巻立工法」(以下、高張力筋スパイラル巻立工法)を開発し、耐震補強に適用してきた。

しかし、高張力筋スパイラル巻立工法が適用できない 1.2m 四方以上の大断面柱や、断面に鋭角部を有する 柱の耐震補強に対しては、鋼板巻立てや繊維巻立てが適用されているため、より安価な工法による耐震補強が 求められている。このようなことから、適用範囲の拡大とコスト縮減を目的として、「普通鉄筋を使用したス パイラル巻立工法」(以下、普通鉄筋スパイラル巻立工法)を開発した。

本稿では、普通鉄筋スパイラル巻立工法の耐震補強性能を確認するため、鉄道高架橋柱を模擬した実物大試験体を作成し、正負交番載荷試験により耐震補強工法としての耐力・変形性能を確認したので報告する。

### 2. 普通鉄筋スパイラル巻立工法について

普通鉄筋スパイラル巻立工法について、従来の高張力筋スパイラル巻立工法との比較により特長を述べる。 従来の高張力筋スパイラル巻立工法は、工場で高張力鋼(SBPD 1275/1420)のスパイラル鉄筋を加工し、人 力で運搬できる重量(30kg)で現地に搬入して既設柱に巻立てる。高張力鉄筋は、70度以下の鋭角な曲げ加 工ができないため、適用できる柱断面が限定される。また、高張力鉄筋の継手は2重の重ね継手とするため鉄 筋使用量が嵩み、材料単価が高価なことと合わせてコスト増大の要因であった。

一方、普通鉄筋スパイラル巻立工法は、図-1に示すように、 既設柱の3辺と継手部分から成る形状に加工した普通鉄筋(SD 345,SD390等)を1つの部材として、図-2に示すように、柱 を挟み込むように設置し、スパイラル状に配置する。写真-1に 普通鉄筋の組立状況を示す。普通鉄筋は、70度以下の加工が可 能で、鋭角を有する柱断面への適用が可能となる。各部材の継手 部分をフレア溶接で接合するため、継手長が10D+40mm(D: 鉄筋径)となり、高張力筋スパイラル巻立工法に比べて大幅に継 手長を短くすることができる。また、表-1に示すとおり、帯形 状の鉄筋巻立てに比べて、溶接箇所を33%(102箇所から67箇 所)削減できる。普通鉄筋は、高張力鉄筋に比べ容易に入手でき るうえ、材料の重量当りの単価が約1/3であるため、高張力筋ス パイラル巻立工法と比べて、柱耐震補強工事全体で約5%のコス ト縮減が可能となる。



図-1 普通鉄筋スパイラル巻立工法概略図

キーワード 耐震補強、高架橋柱、普通鉄筋、スパイラル巻立、正負交番載荷試験 連絡先 〒108-8381 東京都港区芝 5-6-1 (株) 奥村組 東日本支社 TEL 03-5427-2323



# 3. 交番載荷試験概要

## 3.1 試験体諸元

交番載荷試験の試験体は、せん断破壊先行となる RC ラーメン高架橋を想定し、図-3に示すとおり断面寸 法 800mm×800mm で製作した。既設柱部は、図-4に示すとおり軸方向鉄筋を D32 (SD345) 20 本、帯筋  $\phi$ 9 (SR235) を 150~300mm 間隔で配置した。コンクリートの設計基準強度は 24N/mm<sup>2</sup> とした。試験体の 諸元を表-2に、コンクリートの配合を表-3に示す。

補強部は、図-5および表-4に示すとおり、柱部の表面に普通鉄筋(SD345 D16 @59mm)をスパイラ ル状に配置し、継手部をフレア溶接で接合した。鉄筋の表面には表-5に示すとおり、短繊維を混合したモル タルを2層に分けて吹付け、厚さ65mmのコンクリート巻立て部を形成した。



	断面	800mm×800mm		
柱形状	有効高さ	740mm		
	せん断スパン	2600mm		
	せん断スパン比	3.51		
鉄筋	軸方向鉄筋	SD345 D32×20本		
	軸方向鉄筋比*4	2.48%		
	帯鉄筋(基部)	SR235		
	帯鉄筋比(基部) <sup>*⁵</sup>	0.11%		
	帯鉄筋(中間部)	SR235		
	帯鉄筋比(中間部) <sup>*5</sup>	0.05%		
コンクリート	設計基準強度	24N/mm <sup>2</sup>		

## 表-2 試験体(既設部)の諸元

## 表-3 試験体(既設部)コンクリート配合

使田	設計基準	道 単位量 (kg/m <sup>3</sup> )					
笛所	强度	セメ	74	細骨	粗骨	混和	混和
<b>H</b> /21	(N/mm²)	ント	11	材	材	材	剤
柱	24	275	184	876	932	_	2.75
基部	30	313	183	840	940	_	3.13

\*4:軸方向鉄筋比:p<sub>t</sub>=A<sub>s</sub>/(b·d)

A<sub>s</sub>=引張鉄筋の断面積(mm<sup>2</sup>) d=有効高さ(mm)

\*5:帯鉄筋比:p<sub>w</sub>=A<sub>w</sub>/(b·s<sub>s</sub>)

Aw: 区間ssにおける部材軸と直交する既設せん断補強鉄筋の総断面積(mm<sup>2</sup>)

s<sub>s</sub>:部材軸と直交する既設せん断補強鉄筋の配置間隔(mm)



図-5 試験体(補強部)配筋図

表-4 試験体(補強部)の諸元

	普通鉄筋スパイラル	SD345 D16@59mm
<b>油</b> 础如	補強鋼材比*6	0.84%
1日 足( 田1	吹付けモルタルの 設計基準強度	50N/mm <sup>2</sup>

\*6:補強鋼材比:p<sub>x</sub>=A<sub>x</sub>/(b·s<sub>x</sub>)

s<sub>x</sub>:部材軸と直交する普通鉄筋スパイラルの配置間隔(mm)

# 3.2 載荷方法

図-6に示すように、PC 鋼棒で試験体を反力床に固定 し、既設高架橋柱の軸方向圧縮力相当の 2,368kN (3.7N/mm<sup>2</sup>)を鉛直載荷した状態で水平載荷し、降伏変位 の偶数倍 ( $\pm 1\delta_{y}, \pm 2\delta_{y}, \pm 4\delta_{y}, \cdots$ )で各3サイクル実 施した。本実験の降伏変位 ( $1\delta_{y}$ )は、高張力筋スパイ ラル巻立工法で補強した同寸法の試験体を用いて得られ た降伏変位 (=14.6mm)を採用した。

#### 表-5 試験体(補強部)コンクリート配合 単位量 (kg/m<sup>3</sup>) 使用 混和 混和 混和 混和 細骨 粗骨 短繊 セメ 材 箇所 水 材 剤 剤 ント 維 材 材 1 (1)補強部 533 239 1416 53 43 8 5.04 0.91 混和材①:膨張材 混和材(2):シリカフューム 混和剂①:収縮低減剂 混和剤②:高性能AE減水剤 短繊維:ポリプロピレン樹脂



Ax:区間sxにおける部材軸と直交する普通鉄筋スパイラルの総断面積(mm<sup>2</sup>)

## 3.3 計測項目

表-6に示す載荷重、変位、ひずみの測定により、載荷試験の管理および試験体の状況を把握する。変位測 定位置を図-7、ひずみゲージ貼付位置を図-8に示す。



## 4. 試験結果

### 4.1 試験体の損傷状況

試験体の損傷状況を図-9に示す。1 $\delta_y$ で吹付けモルタルにせん断ひび割れが発生し、2 $\delta_y$ では、縦方向 のひび割れの進展とともに、柱基部より約 1600mm 付近に曲げひび割れが発生した。6 $\delta_y$ では、吹付けモル タル基部のはらみ出しとともに、基部表層の剥離が見られた。8 $\delta_y$ では、吹付けモルタルの剥落が見られ、 10 $\delta_y$ では、吹付けモルタルの剥落と基部の圧壊が顕著で、水平荷重の大幅な低下が見られた。12 $\delta_y$ の1 サ イクル目で主鉄筋の破断音が発生し、荷重が最大水平荷重の1/3 程度に低下したため、載荷試験を終了した。

試験終了後、試験体下部から 500mm 部分をはつり出し、主鉄筋及び補強鉄筋の損傷状況を確認した。その 結果、写真-2に示すように、隅角部の主鉄筋が下部から 120~160mm で破断していたが、普通鉄筋スパイ ラルは、鉄筋の破断や溶接箇所の損傷等が見られなかった。

### 4.2 荷重変位関係

水平荷重と水平変位の関係を図-10 に示す。軸方向鉄筋が降伏(1 $\delta_y$ ) した後、 $6\delta_y$ までは繰返し載荷に よる耐力の低下は見られなかった。 $8\delta_y$ からは、繰返し載荷による耐力の低下が顕著になり、 $10\delta_y$ で曲げ破 壊した。繰返し載荷による耐力の低下が現れない最大変位点(M点)は、正負とも $6\delta_y$ であった。



本試験では「鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)」<sup>1)</sup>に準拠し、部材端の曲げモーメントと部材角の関係の包絡線として表した図-11 に示す骨格曲線モデルで変形性能を評価した。

降伏点(Y 点)および終局点(N 点)の部材角 θ は、鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構 造物)1により算出した。繰返し載荷により荷重低下



が生じない最大変形点である最大耐荷力点(M 点) の部材角は、既往の研究<sup>2)</sup>で提案された式により算出 した。

試験から得られる水平荷重と水平変位の関係を曲 げモーメントと部材角に換算し、既往の実験式<sup>2)</sup>から 得られる結果との比較を表-7および図-12に示す。

表-7 曲げモーメント・部材角の比較(既往の実験式)

$M_{y} = M_{n}$	(kN·m)	$M_{\rm m}$ (kN·m)			
既往の実験式	試験結果	既往の実験式	試験結果		
2125.6	2266.2	2520.9	2825.3		
$\theta_{y}$ (rad)		$\theta_{\rm m}$	(rad)	$\theta_n$ (rad)	
既往の実験式	試験結果	既往の実験式	試験結果	既往の実験式	試験結果
0.00512	0.00596	0.0282	0.034	0.0412	0.0528

曲げモーメントは、Y 点まで既往の実験式と同等、Y 点以降は既往の実験式を上回った。また、部材角は全ての サイクルで上回った。このことから、普通鉄筋スパイラル巻立工法は、既往の実験式の値を上回る耐力、変形性能 を発揮することを確認した。

曲げモーメントー部材角に換算した試験結果と高張力筋スパイラル巻立工法の試験結果の比較を図-13 に示す。 普通鉄筋スパイラル巻立工法は、高張力筋スパイラル巻立工法と比べて、耐力・変形性能ともほぼ同等であった。



# 5.2 まとめ

普通鉄筋スパイラル巻立工法の実物大交番載荷試験により、以下の結果を得た。

i.普通鉄筋を使用したスパイラル巻立工法は、既往の実験式を上回る耐力と変形性能を有する。

ii.普通鉄筋を使用したスパイラル巻立工法は、高張力筋を使用したスパイラル巻立工法と比べて、同等程度 の耐力と変形性能を有する。

### 6. あとがき

従来の高張力筋スパイラル巻立工法に比べ、適用範囲の拡大とコスト縮減が可能な普通鉄筋スパイラル巻立 工法を開発し、耐震性能を確認した。実構造物への適用に向けて、効率的な施工方法を確立することが課題と なる。今後は、既設柱のせん断補強だけでなく、曲げ耐力の向上を目的とした耐震補強が増加することを見据 え、耐力・変形性能を有する安価な工法の開発が必要であると考える。

### 【参考文献】

1)財団法人鉄道総合技術研究所、「鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)」、丸善、2004.4 2)前田友章,岡本 大,谷村幸裕,庄野 昭,中村敏晴、「補強鋼材と吹付けモルタルで補強した RC 柱の変形性能 算定手法」、土木学会第 64 回年次学術講演会、I-600、2009.9

3)公益財団法人鉄道総合技術研究所、「溶接型スパイラル筋巻立工法による耐震補強効果確認試験に関する技術指導」、2012.04