

普通鉄筋のスパイラル巻立による耐震補強工法の開発

Development of a Method of Seismic Retrofit by Spiral Lining with Reinforcing Bars

山口 治* 三澤孝史** 森本克秀* 中村方紀*

要 旨

高架橋柱の耐震補強工法として開発した「高張力筋によるスパイラル巻立工法」は、これまでに多数の施工実績を有する。高張力筋で対応できない柱の耐震補強と、さらなるコスト縮減を目的として「普通鉄筋によるスパイラル巻立工法」を開発した。普通鉄筋スパイラル巻立工法は、鋭角加工や大断面柱への巻立てを可能にし、普通鉄筋を使用することで約 5%のコスト縮減が可能となる。

本稿は、普通鉄筋スパイラル巻立工法の概要と、実物大試験体の正負交番載荷試験による耐震性能の結果を報告する。

キーワード：普通鉄筋、スパイラル巻立、耐震補強、高架橋柱、正負交番載荷試験

1. まえがき

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としては、**図-1**に示すように鋼板巻立て工法、繊維巻立て工法、コンクリート巻立て工法の 3 種に大別される。コンクリート巻立て工法は、既設柱の外周にせん断補強鉄筋を配し、コンクリートの打設または吹付けコンクリートにより鉄筋を保護する工法である。通常の施工設備・材料で補強が可能で、上述の 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つ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では補強ができない 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が残っている。これらは、鋼板巻立てや繊維巻立てにより補強されているが、より安価な耐震補強工法が求められている。

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。

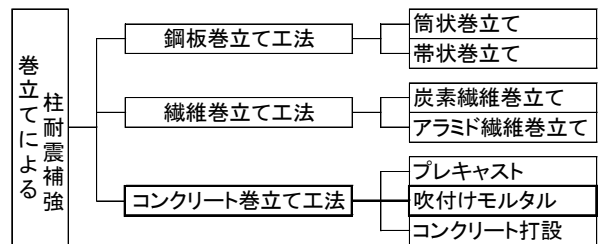


図-1 巻立てによる柱の耐震補強の分類

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、工場が高張力鋼（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-2**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-3**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

* 東日本支社環境技術部 ** 技術研究所

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にも適用できる。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工法に比べて、溶接箇所を33%(102箇所から67箇所)削減できる。

普通鉄筋は、高張力鉄筋に比べ一般的で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。高張力筋スパイラル巻立法と比べて、柱耐震補強工事全体で約5%のコスト縮減が可能となる。

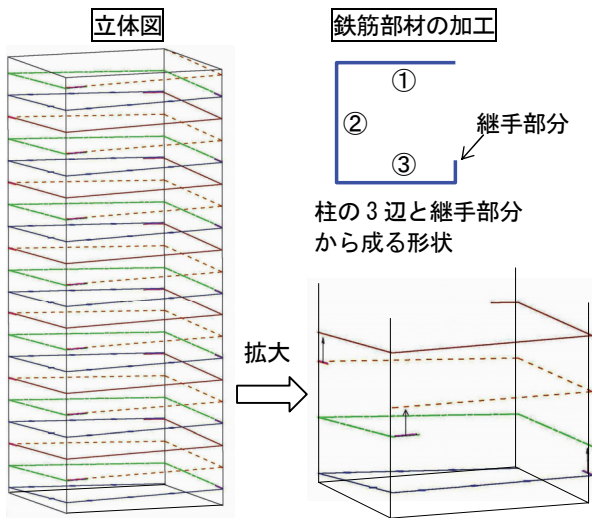


図-2 普通鉄筋によるスパイラル巻立て概略図

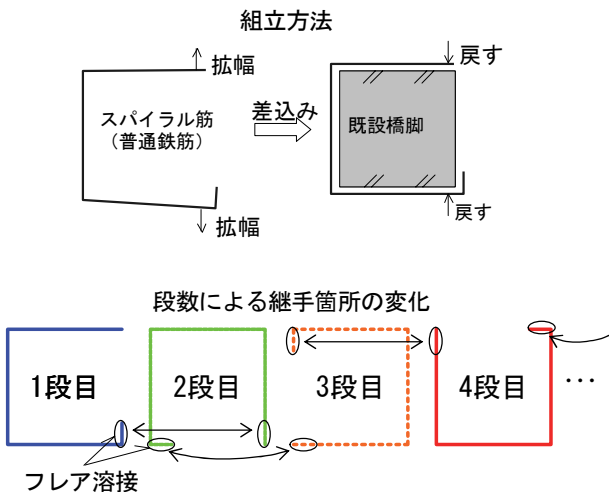


図-3 普通鉄筋の組立方法



写真-1 普通鉄筋の組立状況

表-1 継手部の比較

工法名称	高張力筋スパイラル巻立法	帯鉄筋(普通鉄筋)巻立法	普通鉄筋スパイラル巻立法
鉄筋種類	SBPD1275/1420	SD345,SD390	SD345,SD390
鉄筋加工形状 ^{*1}	 1束9巻きで加工 30kg	 1本:3辺+溶接しろ 1.8kg	 1本:3辺+溶接しろ 4.4kg
継手方法	2重の重ね継手	フレア溶接 10D	フレア溶接 10D
継手長略図 ^{*2}	 (6箇所、40.3m)	 (102箇所、16.3m)	 (67箇所、10.7m)
継手の割合 ^{*3}	24%	10%	6%

*1: □800mmの柱に対しD16(高張力筋はφ12.6mm)で加工した1部材の重量

*2: □800mm,L=3.0mの柱、鉄筋間隔60mmで比較

*3: 補強鉄筋全体に占める継手部分の割合

3. 交番載荷試験概要

3.1 試験体諸元

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、断面寸法 800mm×800mm の図-4に示す柱とした。既設柱部は、図-5に示すとおり軸方向鉄筋D32(SD345)20本、帯筋φ9(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/mm²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。

せん断補強部は、表-4に示す諸元により、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、図-6に示すように厚さ65mmのコンクリート巻立て部を形成した。

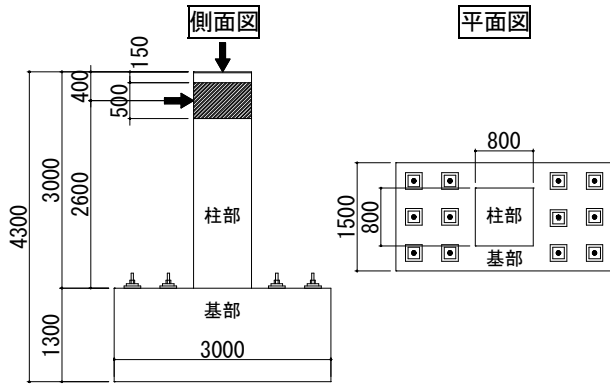
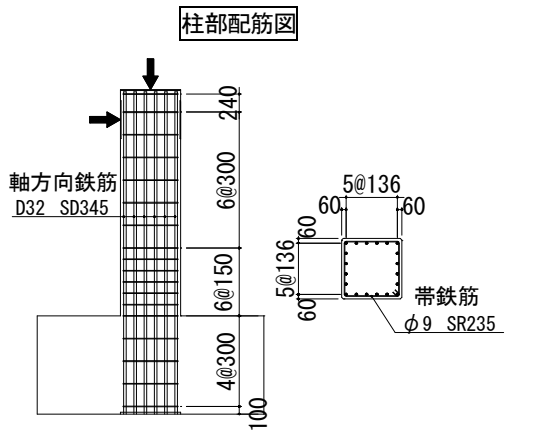
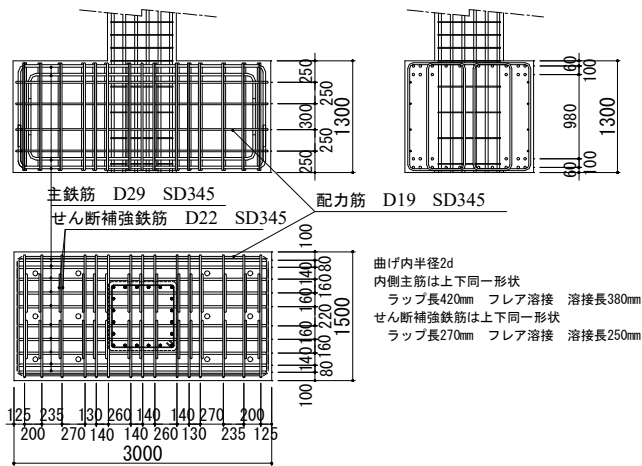


図-4 試験体（既設部）一般図



柱部配筋図



基部配筋図

図-5 試験体（既設部）配筋図

表-2 試験体（既設部）の諸元

柱形状	断面	800mm×800mm
	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 φ9@150mm
	帯鉄筋比(基部) ^{*5}	0.11%
	帯鉄筋(中間部)	SR235 φ9@300mm
帯鉄筋比(中間部) ^{*5}	0.05%	
コンクリート	設計基準強度	24N/mm ²

*4: 軸方向鉄筋比: $p_x = A_s / (b \cdot d)$

A_s : 引張鉄筋の断面積(mm²) d : 有効高さ(mm)

*5: 帯鉄筋比: $p_w = A_w / (b \cdot s_w)$

A_w : 区間 s_w 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(mm²)

s_w : 部材軸と直交する既設せん断補強鉄筋の配置間隔(mm)

表-3 試験体（既設部）コンクリート配合

使用箇所	設計基準強度 (N/mm ²)	単位量 (kg/m ³)					
		セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤	
柱	24	275	184	876	932	—	2.75
基部	30	313	183	840	940	—	3.13

表-4 試験体（補強部）の諸元

補強部	普通鉄筋スパイラル	SD345 D16@59mm
	補強鋼材比 ^{*6}	0.84%
	吹付けモルタルの設計基準強度	50N/mm ²

*6: 補強鋼材比: $p_x = A_x / (b \cdot s_x)$

A_x : 区間 s_x 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(mm²)

s_x : 部材軸と直交する普通鉄筋スパイラルの配置間隔(mm)

表-5 試験体（補強部）コンクリート配合

使用箇所	単位量 (kg/m ³)								
	セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤①	混和剤②	混和剤①	混和剤②	短繊維
補強部	533	239	1416	—	43	53	8	5.04	0.91

混和材①: 膨脹材

混和材②: シリカフューム

混和剤①: 収縮低減剤

混和剤②: 高性能AE減水剤

短繊維: ポリプロピレン樹脂

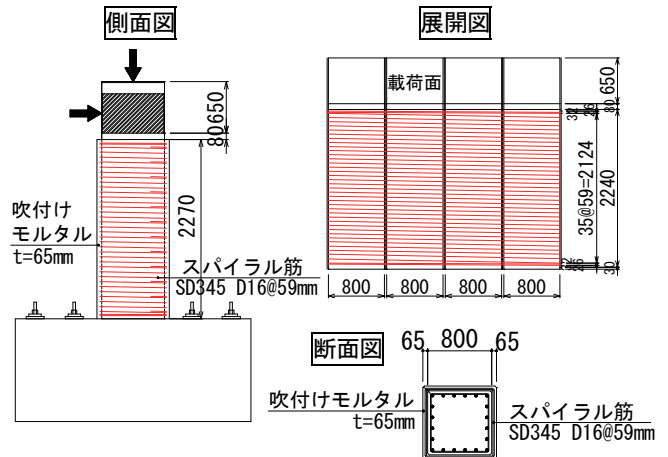


図-6 試験体（補強部）配筋図

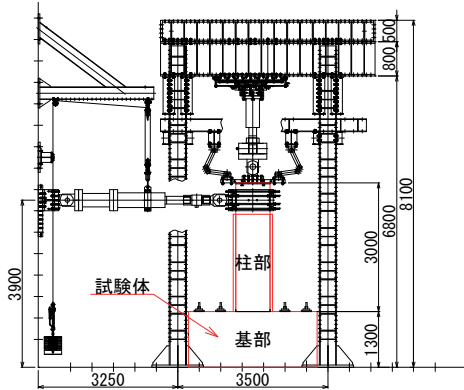
3.2 荷重方法

試験体を PC 鋼棒で反力床に固定し、既設高架橋柱の軸方向圧縮力相当の 2,368kN(3.7N/mm²)を鉛直荷重した。水平方向の荷重を降伏変位の偶数倍 ($\pm 1 \delta_y, \pm 2 \delta_y, \pm 4 \delta_y, \dots$) として各 3 サイクルとした。荷重装置を図-7に示す。

本実験の降伏変位 ($1\delta_y$) については、高張力筋スパイラル巻立工法で同寸法の試験体を用いて交番载荷を実施した際、軸方向鉄筋が降伏した水平変位である14.6mmを採用した。

3.3 計測項目

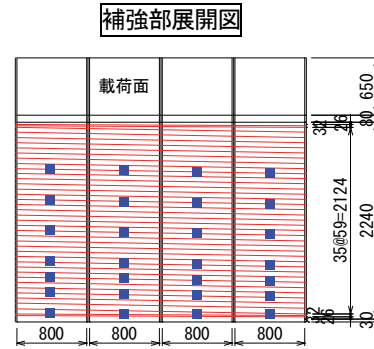
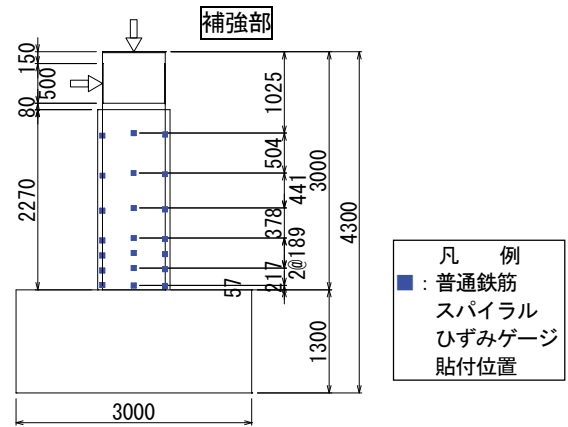
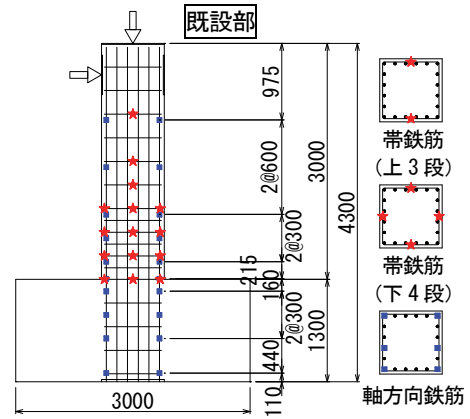
表一六に示す载荷重、変位、ひずみの測定により、载荷試験の管理および試験体の状況を把握する。変位測定位置を図一八、ひずみゲージ貼付位置を図一九に示す。



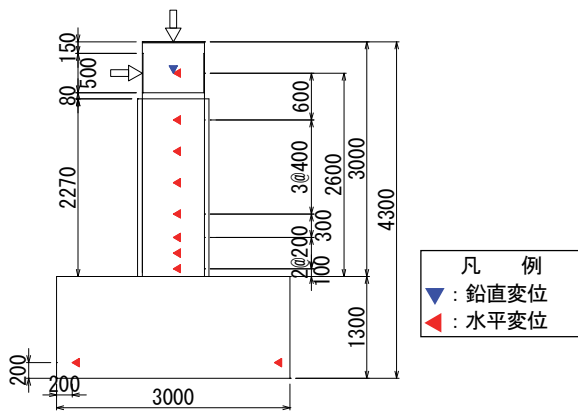
図一七 载荷装置 (側面図)

表一六 計測項目

計測項目	計測器	容量	数量	備考
载荷重	荷重計	±3000kN	1	鉛直荷重
		±2000kN	1	水平荷重
载荷点水平変位	変位計	1000mm	2	载荷方向
载荷点鉛直変位		100mm	1	载荷直角方向
試験体水平変位	変位計	200mm	2	-
		1000mm	4	
		300mm	2	
		200mm	1	
基部変位	変位計	25mm	6	载荷方向
すべり支承変位		2000mm	1	载荷直角方向
軸方向鉄筋ひずみ	ひずみゲージ	-	60	1箇所2枚
帯鉄筋ひずみ		-	22	1箇所2枚
普通鉄筋スパイラルひずみ		-	28	1箇所2枚



図一八 ひずみゲージ貼付位置



図一八 変位測定位置

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一十に示す。1 δ_y で吹付けモルタルにせん断ひび割れが発生し、2 δ_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 δ_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 δ_y では、吹付けモルタルの剥落が見られ、10 δ_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 δ_y の1サイクル目の正負とも主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、载荷試験を終了した。

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の溶接箇所には破断等の損傷は見られなかった。

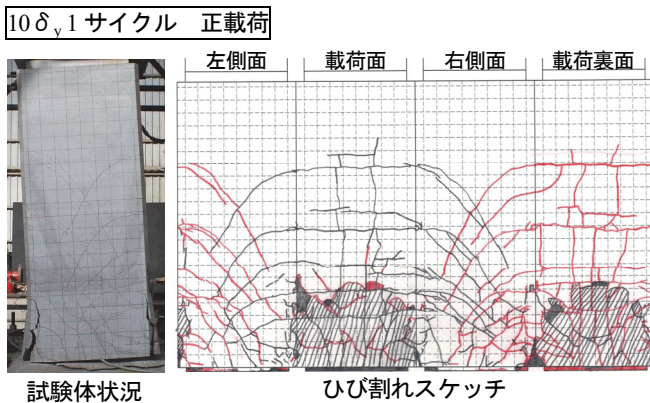
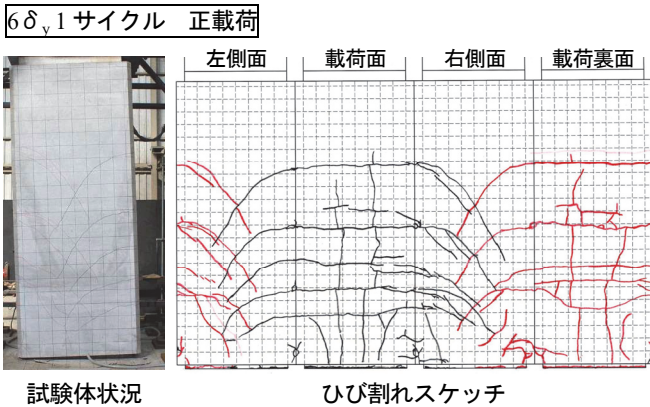
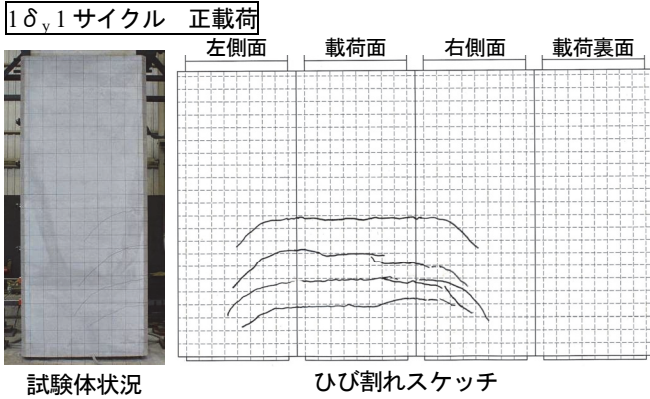


図-10 試験体の損傷状況

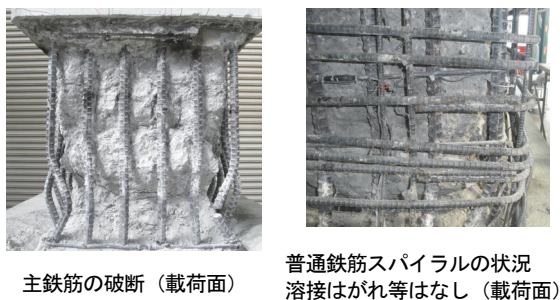


写真-2 載荷後の鉄筋状況

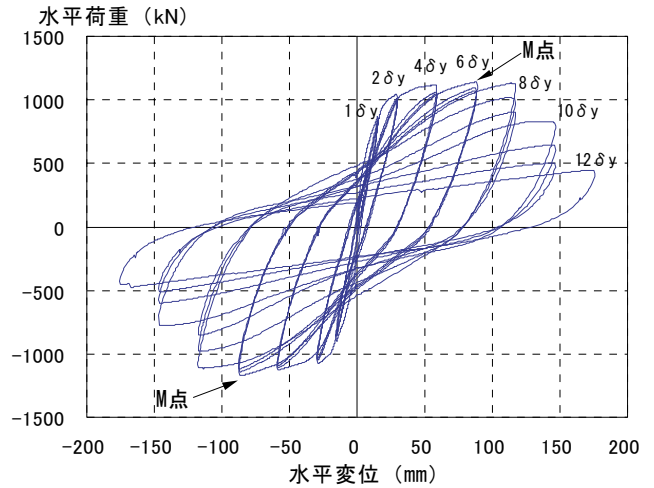


図-11 水平荷重-水平変位関係

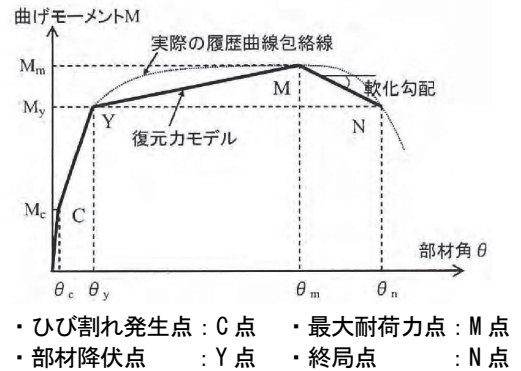


図-12 骨格曲線モデル

4.2 荷重-変位関係

水平荷重-水平変位の関係を図-11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。

5. 耐力・変形性能の評価

5.1 骨格曲線の算定

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)」¹⁾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-12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力点 (M点) の部材角は、既往の研究²⁾で提案された式により算出した。

部材角 θ_m は、躯体変形 (θ_{m0}) と軸方向鉄筋の伸出しによる回転角 (θ_{m1}) の和として算出する。 θ_{m0} は、

塑性ヒンジ回転角 (θ_{pm}) と塑性ヒンジ以外の変形 (δ_{mb}) により算出できる。

$$\theta_m = \theta_{m0} + \theta_{m1} \quad , \quad \theta_{m0} = \theta_{pm} + \delta_{mb}$$

$$\theta_{m1} = \{2.7(k_{w1} \cdot p_w + k_{x1} \cdot p_x) + 0.22\} \cdot (1 - N'_d / N'_b + 1) \theta_{y1}$$

$$\theta_{pm} = \{(0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013) + (0.0092k_{x0} \cdot p_x + 0.0022)\} \cdot k_{tb} / (0.79p_t + 0.153)$$

ただし、 $2.7(k_{w1} \cdot p_w + k_{x1} \cdot p_x) + 0.22 \leq 3.7$

$$(0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013) + (0.0092k_{x0} \cdot p_x + 0.0022) \leq 0.04$$

$$0.79p_t + 0.153 \geq 0.78$$

ここに、 p_w ：帯鉄筋比 p_x ：補強鋼材比 p_t ：引張鉄筋比
 k_{w0}, k_{w1} ：帯鉄筋強度を考慮する係数 $k_{w0}, k_{w1} = f_{swy} / 345$
 k_{x0}, k_{x1} ：補強鉄筋強度を考慮する係数 $k_{x0}, k_{x1} = f_{xy} / 345$
 k_{tb} ：柱寸法を考慮する係数 $k_{tb} = -0.0016b + 1.80 \geq 0$
 b ：部材下端部の断面積(mm)
 N'_d / N'_b ：軸力釣合比

試験から得られる水平荷重－水平変位の関係を曲げモーメント－部材角に換算し、既往の実験式²⁾から得られる結果との比較を表－7および図－13に示す。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－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－14に示す。普通鉄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、既往の実験式により耐力・変形性能を評価できる
- 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

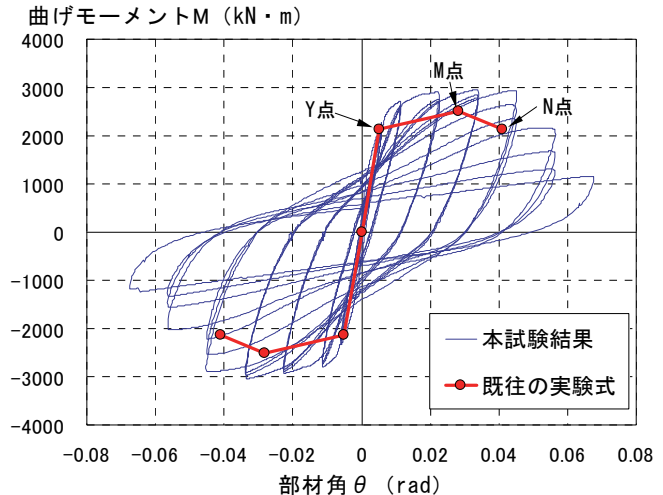
6. あとがき

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。

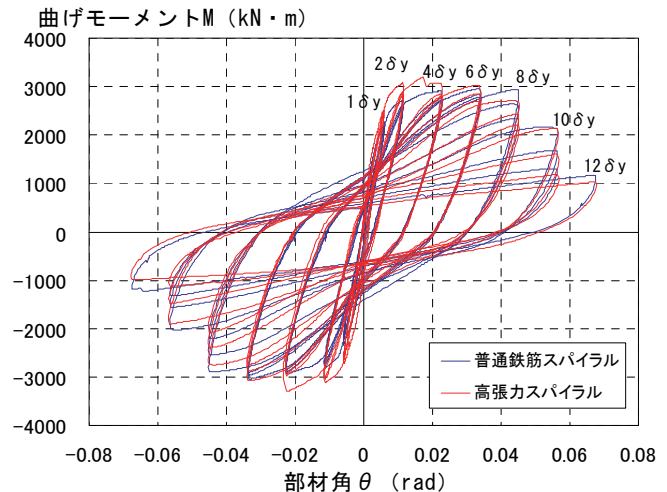
今後は、既設柱のせん断補強だけでなく、曲げ耐力の向上を目的とした耐震補強が増加することを見据え、耐力・変形性能を有する安価な工法の開発が必要であると考える。

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_m (kN・m)		θ_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
2125.6	2266.2	2520.9	2825.3	0.0412	0.0528
θ_y (rad)		θ_m (rad)		θ_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



図－13 曲げモーメント－部材角関係と既往の実験式



図－14 高張力筋スパイラル巻立工法との比較

【謝 辞】

本工法の開発において載荷実験の実施および耐震性能の評価では公益財団法人鉄道総合技術研究所殿の御指導・御協力を賜りました。記して感謝いたします。

【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