論文 付着強度の低い超高強度鉄筋を用いた円形断面 RC 柱の耐震性能に 関する研究

蔡 高創^{*1}·孫 玉平^{*2}·竹内 崇^{*3}·藤永 隆^{*4}

要旨:規格降伏強度 1275N/mm²の超高強度鉄筋を主筋に使用した円形断面 RC 柱部材に対し,一定軸力下に おける正負繰り返し水平力載荷実験を行った結果,異形鉄筋と丸鋼の中間的な付着性状を有する超高強度鉄 筋は大変形域でも降伏しないため,柱の残留変形及び残留ひび割れ幅を非常に小さく抑えることができるこ とや,柱は高い復元性を持ち,高い軸力下においても部材角 0.04rad.まで耐力低下がほとんどない安定した履 歴性状を有することなどが明らかになった。また,付着すべりの影響を考慮した解析により,柱の履歴性状 を比較的精度良く追跡できることを実証した。

キーワード:超高強度鉄筋、円形断面柱、残留変形、終局耐力、耐震性能評価

1. はじめに

円形断面を持つRC柱は,外力に対し断面形状に方向性 がないため矩形断面柱に比べて力学上合理的であり、ま た帯筋などにより高い拘束効果を発揮し効果的に靭性を 高めることが出来,実構造物へも数多く適用されている。 しかし円形断面RC柱の履歴性状に関する研究はあまり 行われておらず,特に高強度材料を用いた円形断面RC柱 に関する研究は極めて乏しい。また従来の耐震設計は, 人命保護を最優先に考え, 倒壊に至らない程度の損傷は 許容するものであったが、構造部材が塑性化することで 地震エネルギーを吸収することから、地震後の部材の残 留変形が大きくなり、地震後の使用性及び修復性に支障 を来す。特に1995年の兵庫県南部地震において、残留変 形の大きかった建物の取り壊しや補修に多大な費用を要 したことから、建築物には地震時の安全性のみならず、 地震後の使用性や修復性, すなわち建物機能を維持また は早期復旧できる性能といった面も重要視されるように なった。このような背景のもとで、残留変形やひび割れ を微小な範囲に抑えて、地震後の建物機能の早期復旧を 可能とする、つまりレジリエントな構造システムの開発 が重要な課題となっている。

RC柱の修復性を高めるための手法として,アンボンド 主筋を用いる手法¹⁾が提案されているが,主筋の負担す る引張力が大幅に減少し,付着がある場合ほど曲げ耐力 を発揮できないことが報告されている。一方,付着強度 の低い鉄筋を主筋に使用したRC柱では,主筋とコンクリ ート間に適度なすべりを誘発し,柱脚付近へのひずみ集 中を防ぐことにより,早期の主筋降伏を回避することが 可能である。孫らは,正方形断面の鉄筋コンクリート柱 の主筋に、規格降伏強度が1275N/mm²でスパイラル状の 溝を有し、通常の異形鉄筋より付着強度が低い超高強度 鉄筋(SBPDN1275/1420)を用いることで、変形能を確保し つつ残留変形を抑制できることを報告している^{2),3)}。円形 断面柱の断面の無方向性と円形横補強筋の高い拘束効果 を加味すれば、SBPDN1275/1420のような超高強度鉄筋 を入れることで、よりレジリエンスの高いRC柱の創出が 可能と考えられる。

そこで、本研究では超高強度鉄筋(SBPDN1275/1420) を主筋に用いた円形断面RC柱の耐震性能を明らかにす ることを目的として、一定軸力下における水平力繰り返 し載荷実験を行った。得られた実験結果に基づき、円形 断面柱の履歴性状、残留変形、及びエネルギー吸収性能 に関する考察を行うと同時に、柱の繰返し履歴性状を追 跡できるかどうかを実証する。



*1 神戸大学大学院工学研究科建築学専攻 大学院生 工修 (学生会員) *2 神戸大学大学院工学研究科建築学専攻 教授 工博 (正会員) *3 神戸大学大学院工学研究科建築学専攻 助教 博士(工学) (正会員) *4 神戸大学都市安全研究センター 准教授 博士(工学) (正会員)

Test	a/D	f_c	E_c	Longitudi	nal rebar	Spiral			Р	Q_{exp}	R _{exp}
No.		(N/mm ²)	(kN/mm ²)	Amount	$ ho_g(\%)$	Туре	$\rho_s(\%)$	n	(kN)	(kN)	(×0.01rad.)
S20N33	2.0	36.1	- 281	8-U12.6	2.0	D6@30	2.05	0.33	585	167.4	3.00*
S20N50	2.0	36.1						0.50	886	175.4	3.95
S30N33	3.0	36.1						0.33	585	100.2	3.72
S30N50	3.0	37.0						0.50	908	96.7	1.46

表-1 試験体一覧

注)*:計測不調による終了時変形角、 f'_c :コンクリート強度、P:軸力、n:軸力比、 ρ_c : 主筋比、 ρ_s :せん断補 強筋体積比, Qexp: 最大水平力実験値, Rexp: Qexp 時部材角, Ec:4 週強度試験時のコンクリートのfc/3の割線弾性係数。

表--2 鉄筋材料特性

Steel	f_y	\mathcal{E}_y	f_u	E_s		
type	(N/mm^2)	%	(N/mm^2)	(kN/mm ²)		
U12.6	1435	0.87	1512	213		
D6	311	0.37	508	185		

注) f_v , ε_v : 0.2%オフセット降伏点応力及びひずみ, f_{μ} : 引張強さ, E_s : 弾性係数



図-2 載荷装置

2. 実験概要

2.1 試験体概要

本実験で用いた試験体の一覧を表-1 に、試験体の寸 法及び配筋詳細を図-1 にそれぞれ示す。試験体は、高 層建築の最下階柱を模擬した 1/3 縮小モデルとなる外径 250mmの円形断面の片持ち柱である。

柱の主筋には規格降伏強度 1275N/mm²の超高強度鉄 筋(SBPDN1275/1420)を使用し、公称直径 12.6mm(呼 び名 U12.6)の鉄筋 8 本を断面縁から 30mm の位置に均 等配置した。主筋比は 2.0%である。SBPDN 鉄筋は,写 真-1 に示すように、丸鋼にスパイラル溝加工された異 形鉄筋で,通常の異形鉄筋に比べて表面の凹凸が小さく,



図-3 載荷プログラム



写真-1 SBPDN 鉄筋

丸鋼と異形鉄筋の中間的な付着性能を有する4のが特徴 である。主筋端部にはねじ切りを施し、 ナットと鉄板を 用いて機械式定着とした。横補強筋には円形スパイラル 状異形鉄筋 D6 (SD295A) を使用し, 図-1 に示すよう に, 30mm 間隔で配筋した。表-2 に鉄筋の材料試験結 果を示す。コンクリートには設計基準強度 F_c=40N/mm² のレディーミクストコンクリートを使用した。粗骨材の 最大粒径は20mmで、使用したセメントは普通ポルトラ ンドセメントである。実験時材齢の圧縮強度を表-1に 示す。また本実験では、柱の軸力比とせん断スパン比を 実験変数にとった。軸力比は 0.33 と 0.50 の 2 つで, せん 断スパン比 a/D は 2.0, 3.0 の 2 種類と設定し、 柱脚から 水平力載荷位置までの距離は 500mm と 750mm であった。 2.2 加力および測定方法

図-2 に載荷装置を示す。1000kN 油圧ジャッキで所定 の軸力を与えた状態で、300kN油圧ジャッキで正負交番 繰り返し水平力を作用させた。各試験体とも水平加力ピ ン位置で測定した水平変位を柱のせん断スパンで除して 求めた柱の水平部材角 R により載荷制御を行った。載荷 プログラムは図-3 に示すように, R=0.0025, 0.005,

0.0075, 0.01, 0.015, 0.02rad.の変位レベルでは2回ずつの 正負繰返し載荷, R=0.025, 0.03, 0.035, 0.04rad.の変位レベ ルで1回ずつの正負繰返し載荷であった。

主筋及びせん断補強筋にひずみゲージを貼付し、鉄筋 のひずみを測定した。主筋については、図-1の断面図 に示す水平力加力方向最外縁の2本に対して, 柱脚から -215mm, 25mm, 145mm, 265mm, 425mm, 585mm, そ してせん断スパン比3.0の試験体にはさらに745mmの位 置にひずみゲージを貼付した。せん断補強筋については, 柱脚から 30mm, 150mm, 270mm の高さで図-1の断面 図に示す位置に貼付した。いずれの計測箇所においても, ひずみゲージは1か所につき1枚貼付した。

実験結果と考察

3.1 実験経過

各試験体で, R=0.0025rad.あるいは R=0.005rad.のサイ クルにおいて,曲げひび割れが発生した。部材角が大き くなるにつれて、ひび割れが進展し、本数も増えた。 R=0.0075~0.01rad.のサイクルにおいてかぶりコンクリー トの浮きが見られ R=0.01~0.015rad.のサイクルで剥落し 始めた。その後、かぶりコンクリートの剥落は大きくな ったが、柱は大きく耐力低下することなく、所定の載荷 を終了した。図-4 に部材角 R=0.02rad.における各試験 体の損傷状況を示す。各図は左から東面、北面、西面に 発生したひび割れを示している。せん断スパン比が 3.0



の試験体については、柱脚から 2.0D より上の区間でひび 割れの発生はなかったため, 柱脚から 2.0D だけを示した。 図中のグリッドは幅が円周の1/16,高さが50mmである。 また図中の線は載荷時に発生したひび割れを、灰色に塗 られた部分はコンクリートの剥落を示している。



軸力比の大きさに関わらず柱脚から約 0.6D (D は柱のせい)の範囲内に集中しており、軸力比が大きいほど損傷が大きくなっていることが分かる。一方、せん断スパン 比が 3.0の試験体はせん断スパン比が 2.0の試験体と比べると損傷が広範囲に拡がり、軸力比が小さい試験体 S30N33 では柱脚から約 1.5D の範囲まで曲げひび割れが 発生したが、顕著な損傷はすべての試験体において、柱 脚から約 1.0D の範囲内に集中していた。

3.2 水平力-部材角関係

図-5 に実験で得られた各試験体の水平力-部材角関 係を示す。図中●印は水平力が最大となった点を示す。 破線は軸力による P-ム効果の影響分を示す。試験体 S20N33 は実験中に計測装置に不具合が生じ実験を中断 したため, R=0.03rad.までの記録となっている。主筋に付 着強度の低い高強度鉄筋を用いているため,主筋が降伏 せず,いずれの試験体も復元力特性は原点指向性の強い 履歴ループを描いた。試験体 S20N50 と S30N33 はいず れも所定の載荷の最終サイクルである R=0.04rad. (S20N33 のみ R=0.03rad.) に至るまで水平耐力が低下す ることなく上昇し続けた。S30N50 においては, R=0.015rad.で最大耐力を示したがその後も耐力を維持し, 最大耐力発揮後の耐力低下は R=0.04rad.で最大耐力の約 6%とP-ム効果による低下分より小さかった。

地震後の建物の修復性及び使用性の評価における重要な指標となる水平力除荷後の残留部材角 Res (正負平均) と最大経験部材角の関係を図-6 に示す。すべての 試験体で R=0.02rad.での平均残留部材角は軸力比 0.33 の 試験体と 0.5 の試験体はそれぞれ 0.002rad.と 0.004rad.以 下に抑えられている。軸力比が小さいほど、またせん断 スパン比が小さいほど、柱の残留部材角は小さく抑えら れる傾向にある。

図-7 に試験体の各載荷サイクルの履歴ループにおける等価粘性減衰定数(*h_{eq}*)の推移を示す。いずれの試験体も*R*=0.02rad.まで平均で0.08とほぼ一定の値を示した。その後の大変形域で試験体 S20N33, S20N50,及び S20N33 はほぼ一定の値を示し,試験体 S30N50 は緩やかに上昇している。*R*=0.02rad.以降の大変形領域においては,軸力比が大きいほど,またせん断スパン比が大きいほど *h_{eq}*は大きい傾向が見られるものの,上昇率は非常に緩やかであった。大変形域での著しいかぶりコンクリートの剥離を加味すると,かぶりコンクリートの剥離が *h_{eq}*に及ぼす影響は支配的でないことが推定できる。

3.3 主筋ひずみ及びせん断補強筋ひずみ

主筋ひずみとせん断補強筋ひずみの変化状況の例と して図-8に試験体 S20N50の柱脚から145mmの位置に おける主筋ひずみを示し,図-9に試験体 S20N50の柱 脚から150mmに位置するせん断補強筋のひずみを示す。



図-9 せん断補強筋ひずみ

ここで,柱脚から25mmの位置に貼付したゲージが不調 であり,145mmの位置で最も大きな値を計測したため,

この位置での主筋ひずみを示した。主筋の降伏ひずみが 約0.9%であるのに対し、測定したひずみは最大で0.4% 程度であり、いずれの試験体においても主筋は降伏しな かった。また、せん断補強筋についても降伏ひずみ (0.37%)を超えるものはなく、すべてのせん断補強筋 が降伏しなかったと考えられる。

4. 付着すべりを考慮した解析による検討

4.1 解析概要

本実験では付着強度の低い鉄筋を主筋に用いたため, 一般に用いられる平面保持の仮定に基づいた断面解析で は柱の終局耐力を危険側に評価する可能性が高く,鉄筋 の付着すべりの影響を考慮できる解析方法を用いる必要 がある。そのため、本論文では、北島ら⁵⁾により提案さ れた付着バネモデルを用いた分割要素解析を行う。

図-10に柱のモデルと付着バネ領域の概要を示す。解 析は、まず柱部材を柱脚に一様な曲率を生じる塑性ヒン ジ領域と基礎側及び柱頭側の付着性状を取り入れた有限 個の付着バネで剛なコンクリートと鉄筋をつないだ付着 バネ領域に分割する。付着バネ領域では鉄筋の抜け出し 量を仮定し、付着応力ーすべり量関係より塑性ヒンジ領 域内の鉄筋のひずみと応力を求め、塑性ヒンジ領域では ファイバー法を用いて断面の曲げモーメントー曲率解析 を行う。塑性ヒンジ領域の断面はかぶりコンクリートと せん断補強筋で囲まれたコアコンクリートに分け、断面 全体を曲げ軸と直交する方向に 50 分割した。

なお,本解析で用いる仮定は以下の通りである。

- 1) 部材の変形は材端のヒンジ領域に集中する
- 2) ヒンジ領域の長さは1.0Dとする
- 3) ヒンジ領域内で主筋のひずみ分布は一様である
- 4) コンクリート部分は平面保持の仮定が成り立つ
- 5) せん断変形は考慮しない
- 6) コンクリートは引張応力を負担しない
- 7) 材料の応力ひずみ関係は文献5で提案されたモデルを 用い,付着応力-すべり関係は文献4で提案されたモデ ルを用いる。使用した付着応力-すべり量関係モデル の概要とパラメータを図-11に示す。モデルの詳細に ついては文献4を参照されたい。
- 8) スタブによる付加拘束の影響は、文献4で提案された式(1)により、NewRC式におけるコンクリート強度 上昇係数Kを補正係数Kmに置換して考慮する。

$$K_m = 1.10K \qquad (n < 0.3)$$

$$K_m = \left\{ 1.10 + 0.8(n - 0.3)^2 \right\} K \qquad (n \ge 0.3)$$
(1)

ここで, n は軸力比である。

4.2 解析結果と実験との比較

図-12と図-13にそれぞれ水平力-部材角関係と残 留部材角と等価粘性減衰定数の実験値と解析結果の比較 をS30N33, S30N50の2体を代表に示す。図-12の中,実線は解析結果,点線は実験値,一点鎖線は軸力による*P-A*効果の影響分を示す。図より分かるようにいずれの試験体についても,実験で確認された残留変形の小さな原点指向型の履歴性状を,本解析によって適切に予測できた。ページ制限のため本論には載せていないが他の2体の試験体についても同程度の精度で解析結果は実験結果を













図-13 残留部材角Resと等価粘性減衰定数heaの比較

評価している。また,残留部材角と等価粘性減衰定数に ついては,*R*=0.02rad.まで,解析結果は実験結果とよく対 応しているが,*R*=0.02rad.以後,解析結果は実験結果を過 小評価する傾向が見られた。これは*R*=0.02rad.から激しく 生じ始めたかぶりコンクリートの剥離が解析では考慮さ れなかったためである。

5. 結論

付着強度の低い超高強度鉄筋を主筋に用いた円形断面 RC 柱に対して,一定軸力下における繰り返し載荷実験 を行い,柱の履歴性状を調べた結果,以下の知見が得ら れた。

- いずれの試験体も、残留変形が小さく抑えられており、軸力比が0.5と高い軸力下においても、本部材は高い復元性を有することを示した。一方、エネルギー吸収量は小さいため、他の制振デバイスと併用する必要がある。
- 軸力比及びせん断スパン比による水平耐力の違いは あるものの、すべての試験体で、R=0.04rad.まで (S20N33 はR=0.03rad.まで)耐力の継続的上昇また は維持が見られ、安定した履歴性状を示した。
- いずれの試験体もR=0.02rad.までの載荷サイクルでは、h_{eq}が平均で0.08 とほぼ一定値となり、その後も大きく増加することはなかった。
- 4) 付着すべりの影響を考慮した解析方法は履歴性状を 比較的精度良く評価することができるが、大変形時 においては残留部材角と等価粘性減衰定数をやや過 小評価する傾向が見られた。

謝辞

本研究を進めるにあたり,神戸大学技術職員・金尾優 氏,同大学院生(当時)太田祥子氏の多大な協力を得た。 本研究の一部は,第51回(2012年度)竹中育英会研究助 成を受けた。また,本実験の試験体に用いた超高強度鉄 筋は高周波熱錬株式会社よりご提供頂いた。記して謝意 を表します。

参考文献

- 田中睦,他:高強度アンボンド主筋を用いた RC 柱の履歴性状、コンクリート工学年次論文集、Vol.26, No.2, pp.181-186, 2004.7
- 2) 橘高将義,他:超高強度鉄筋を主筋に用いた RC 柱 部材の曲げせん断性状に関する研究,コンクリート 工学年次論文集,Vol.32,No.2, pp.79-84, 2010.7
- 仲井士門,他:主筋比及び軸力比が超高強度鉄筋を 主筋に用いた RC 柱の耐震性能に及ぼす影響,コン クリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.157-162, 2011.7
- 4) 船戸佑樹,他:スパイラル溝を有する超高強度鉄筋の付着特性のモデル化と柱部材の履歴解析への応用,コンクリート工学年次論文集,Vol.34,No.2, pp.157-162,2012.7
- 北島英樹,他:高強度 RC 部材の耐震性能評価法の 提案 その1,日本建築学会九州支部研究報告 第44 号,pp.349-352,2005.3