

論文 SBPDN 鉄筋を用いた円形断面 RC 柱の耐震性能に関する実験的研究

木村 弘基*1・Sargsyan Grigor*1・竹内 崇*2・孫 玉平*3

要旨：付着強度の低い超高強度鉄筋である SBPDN 鉄筋を主筋に用いた円形断面 RC 柱の耐震性能に及ぼす鋼板拘束のボルト接合位置と主筋の定着間距離の影響を明らかにするために、片持ち柱形式の試験体の一定軸力下における繰り返し載荷実験を実施した。薄肉鋼板により拘束した円形断面 RC 柱は、鋼板拘束のボルト接合部位置に依らず、いずれの載荷方向に対しても同等の耐震性能を発揮することを示した。また、逆対称曲げ変形にも対応できるように、柱中央に主筋定着部を設けると、主筋ひずみの増加率が高くなるが、主筋が降伏に至らなければ、残留変形を小さく抑えると共に、高い 2 次剛性を発揮することを明らかにした。

キーワード：レジリエンス、円形断面柱、付着すべり、鋼板横拘束、残留変形

1. はじめに

近年生じた巨大地震による被害において、倒壊を免れても、大きな変形を残し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を確保し、早期復旧を可能とするレジリエンスも重要視されるようになった。孫らは、正方形断面の RC 柱の主筋に、規格降伏強度が 1275N/mm^2 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(SBPDN 1275/1420、以下 SBPDN 鉄筋)を用い、早期の主筋降伏を回避することで、変形能を確保しつつ残留変形を抑制でき、優れたレジリエンスをもたらすことを報告している¹⁻⁴⁾。このレジリエンスを発揮するには、主筋の強固な定着が必要である。

また、円形断面 RC 柱は、横拘束材によるコンクリートの拘束効果が大きく、効果的に靱性を高めることが可能である。蔡らは、SBPDN 鉄筋を主筋に用いたせん断スパン比 2 あるいは 3 の円形断面 RC 柱の耐震性能を実験により調べ、このような柱は、残留変形を抑えるだけでなく、大変形域まで耐力が継続的に上昇し続ける高い 2 次剛性を有し⁵⁾、さらに、柱に幅厚比 80 程度の薄肉鋼板による鋼板拘束を施すことで、耐力の上昇割合を高め、より優れたレジリエンスを示すことを報告している⁶⁾。一方、高層建築物の最下階の柱は、曲げモーメントの反曲点が柱頭寄りにシフトするため、せん断スパン比がより大きくなることが想定される。このようなよりスレンダーな RC 柱の大変形域における 2 次剛性は、P- Δ モーメントの影響を大きく受けるが、それに関する研究は乏しいのが現状である。

そこで、著者らは SBPDN 鉄筋を主筋に用いたスレンダーな鋼板拘束円形断面 RC 柱の耐震性能を明らかにすることを目的として、せん断スパン比 4 の幅厚比 150 程

度の薄肉鋼板で拘束された片持ち柱試験体の耐震性能を実験的に調べ、試験体は高軸力下やせん断スパン比 4 においても、大変形時まで優れたレジリエンスを有すること^{7,8)}、付着すべりの影響を考慮した解析で柱の履歴性状を精度良く追跡できることを明らかにした⁸⁾。

しかしながら、SBPDN 鉄筋を用いた円形断面 RC 柱の耐震性能に関しては未だ不明な点がいくつか残されている。本研究では、反曲点が柱頭寄りにシフトすることを想定して、せん断スパン比の大きな片持ち柱に対する検討を行っているが、建物の変形初期では逆対称曲げに近い変形を受けると考えられる。SBPDN 鉄筋を主筋に用いた柱が逆対称曲げ変形を受ける状況下においては、柱中央部において主筋を定着する必要があることが既往の研究で報告されている⁹⁾。柱中央に定着部を持つ柱が片持ち形式の変形を受ける状況を考えると、定着部がない場合と比べて、主筋の定着部間距離が短くなり、主筋ひずみの分散効果が薄れ、残留変形の抑制に繋がらない可能性があり、その影響を明らかにする必要がある。また、本研究の鋼板拘束は、鋼板を折り曲げたものを 2 枚組み合わせ高力ボルトで接合し施すが、ボルト接合部を有するため、円形柱に方向性が生じ、ボルト接合部位置によって柱の耐震性能に差が生じないかを検証する必要がある。また、高せん断スパン比において、横拘束手法が柱の耐震性能に及ぼす影響は十分に検討されていない。

そこで、本研究は、SBPDN 鉄筋を主筋に用いた円形断面 RC 柱の耐震性能の解明を目的として、柱の耐震性能に及ぼす上記の影響を明らかにすべく、実験的検討を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

本研究に用いた 4 体の試験体の一覧を表-1 に、配筋

*1 神戸大学大学院 工学研究科建築学専攻 大学院生 (学生会員)

*2 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)

*3 神戸大学大学院 工学研究科建築学専攻 教授 工博 (正会員)

表 - 1 試験体一覧

試験体名	a/D	f_c (N/mm ²)	n	主筋	横補強形式						主筋定着 間距離 (mm)	Q_{exp} (kN)	R_{exp} ($\times 10^{-2}$ rad.)		
					Type	帯筋	ρ_h (%)	鋼板	ρ_t (%)	D/t				ボルト 接合位置	
RS30T32	3	44.4	0.33	8-U12.6 ($p_g=2.0\%$)	Hoop + Plate	D6@90	0.67	PL3.2	5.19	80	ウェブ面	1207	140	4.95	
RS40T-F	4	44.0						PL1.6	2.58	158		フランジ面	915	100	5.00
RS40T-F-B	4	42.9			Spiral	D6@30	2.02	-	-	-	-		-	1459	75
RS40U	4	43.7													

ここに、 a/D :せん断スパン比、 f_c :コンクリートシリンダー強度、 n :軸力比、 p_g :主筋比、 D/t :幅厚比、 ρ_h :帯筋体積比、 ρ_t :鋼板体積比、 Q_{exp} :最大水平力実験値(正負平均)、 R_{exp} : Q_{exp} 時部材角(正負平均)

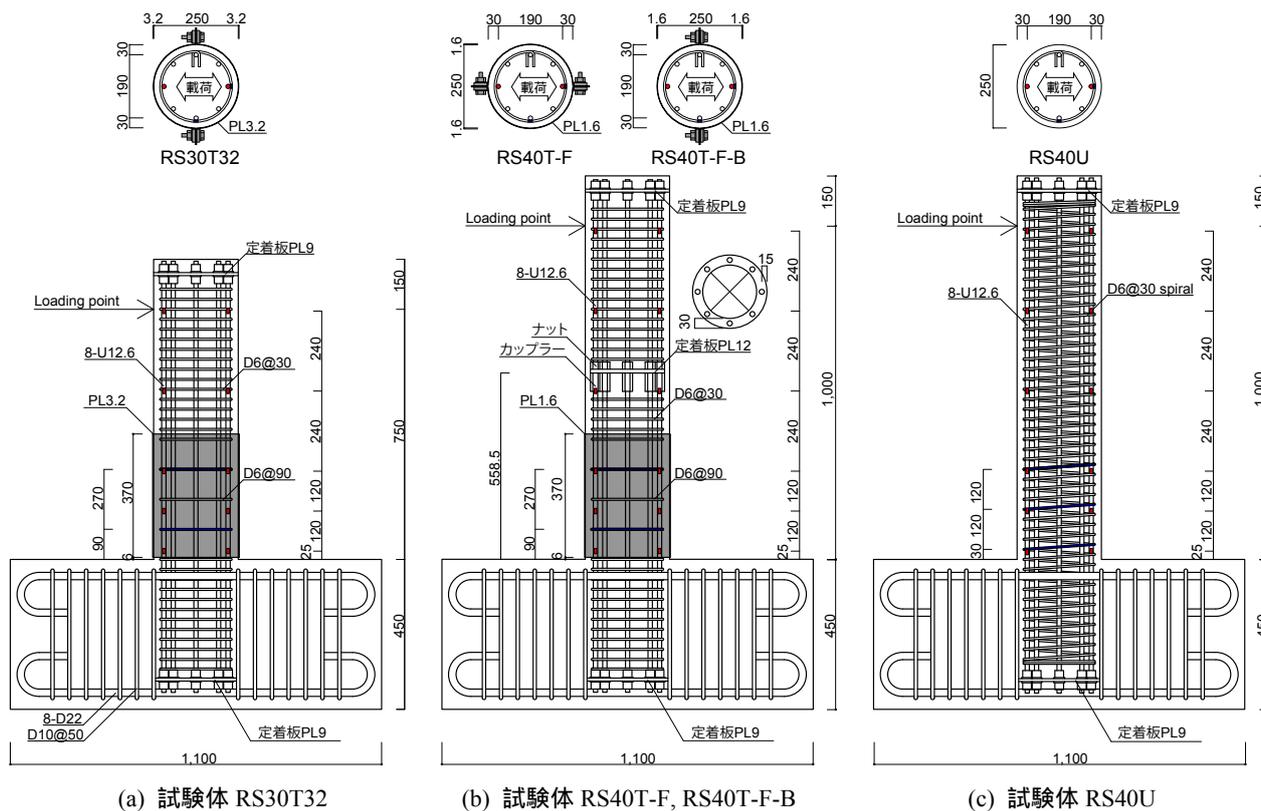


図 - 1 試験体の配筋詳細

詳細を図 - 1 に示す。試験体は高層建築物の下層階の柱を模擬した 1/3 縮小モデルで、直径 250mm の円形断面を有する片持ち柱である。

コンクリートには調合強度 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。

柱の主筋には、SBPDN 鉄筋を用いた。公称直径 12.6mm (呼び U12.6) のものを断面縁から 30mm の位置に均等に 8 本配置した。主筋比は約 2.0% である。本鉄筋は、丸鋼にスパイラル溝を加工した異形鉄筋で、通常の異形鉄筋と丸鋼の中間的な付着性状を有する。コンクリート強度が 40N/mm² 前後の場合は、本鉄筋の付着強度は約 3.0N/mm² である⁴⁾。付着強度が低く、主筋すべりを生じやすいため、主筋の上下端部にねじ切り加工を施し、ナットと鉄板を用いて機械式定着とした。さらに、試験体

表 - 2 鋼材の力学的特性

呼び	規格	f_y (N/mm ²)	ϵ_y (%)	f_u (N/mm ²)	E_s (kN/mm ²)
U12.6*	SBPDN 1275/1420	1372	0.84	1469	215
D6	SD295A	407	0.21	545	191
PL1.6	SS400	368	0.18	437	203
PL3.2		311	0.16	462	194

ここに、 f_y :降伏点応力(*は 0.2% オフセット耐力)、 ϵ_y : f_y 時ひずみ、 f_u :引張強さ、 E_s :弾性係数

RS40T-F, RS40T-F-B は、柱中央高さ付近において、厚さ 12mm の 1 枚の定着鋼板 (SS400) を配し、上下鉄筋をナット及びカップラーを用いて機械的に接合することで主筋の定着を図った。

4 体の試験体のうち、3 体は柱脚から 1.5D (D は柱せい) の区間に鋼板拘束を施した。鋼板拘束は、薄肉鋼板

を折り曲げ加工し、2枚を高力ボルトで接合することで施し、型枠として予め配置した。鋼板に曲げ及び軸力による軸方向応力を直接負担させないために、鋼板と加力スタブの間には6mm程度の隙間を設けている。試験体RS30T32には厚さ3.2mmの鋼板を、試験体RS40T-F、RS40T-F-Bには厚さ1.6mmの鋼板を用いた。鋼板拘束のボルト接合部位置として、図-1中の柱断面図に示すように、試験体RS30T32とRS40T-Fは、柱のウェブ側にボルト接合部が位置するように、試験体RS40T-F-Bは、柱のフランジ側にボルト接合部が位置するように拘束した。また、試験体RS40T-F-Bについては、柱が変形した際にボルト接合部がスタブに接触しないように、ボルト接合部端部を斜めに切断している。鋼板拘束区間においては、組み立て筋としてD6のシングルフープを90mm間隔で配置し、それ以外の領域では帯筋として同フープを30mm間隔で配置した。試験体RS40Uは、D6のスパイラル筋による横拘束とし、スパイラル筋の間隔は30mmとした。表-2に使用した鉄筋の力学特性を示す。せん

断スパン比 a/D は、試験体RS30T32が3.0で、残りの3体が4.0である。いずれの試験体も軸力比0.33の下で実験を行った。

2.2 加力及び測定方法

図-2に载荷装置の概要を示す。1000kN油圧ジャッキで所定の軸力を与えてから、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。载荷は柱の部材角 R により制御した。部材角 R は、载荷点位置で計測したスタブに対する载荷点位置の相対水平変位をせん断スパンで除することにより算出した。载荷プログラムは部材角0.0025, 0.005, 0.0075, 0.01, 0.015と0.02rad.の各変位振幅での2回ずつの正負交番繰り返し载荷と部材角0.025, 0.03, 0.035, 0.04と0.05rad.の変位レベルでの1回ずつの正負交番载荷である。

主筋と帯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に示すように、材軸方向に沿って5箇所あるいは6箇所の位置に、柱断面図で赤で示す最外縁に位置する2本の主筋にひずみゲージを貼付した。帯筋については、材軸方向に沿って2箇所あるいは3箇所の位置に各箇所2枚ずつのゲージを貼付した。また、拘束鋼板の東西面(柱のフランジ側に相当)中央の、柱脚から16mm, 191mm, 366mmの3箇所にひずみゲージを貼付した。最も柱脚に近い箇所では、2軸のひずみゲージを貼付し、鋼板の周方向ひずみの計測と共に鋼板に軸方向の応力が発生しているかを確認した。

3. 実験結果と考察

3.1 ひび割れ及び破壊性状

スパイラル筋拘束の試験体RS40Uは、部材角 $R=\pm 0.005\text{rad.}$ のサイクルにおいて、曲げひび割れが発生した。部材角 $R=\pm 0.015\text{rad.}$ のサイクルでかぶりコンクリートの剥離が始まり、その後、曲げ圧縮側コンクリートの損傷が進行し、部材角 $R=0.025\text{rad.}$ のサイクルにおいてかぶりコンクリートが剥落した。その後、かぶりコンクリートの崩落が進行したが、所定の载荷プログラム終了ま

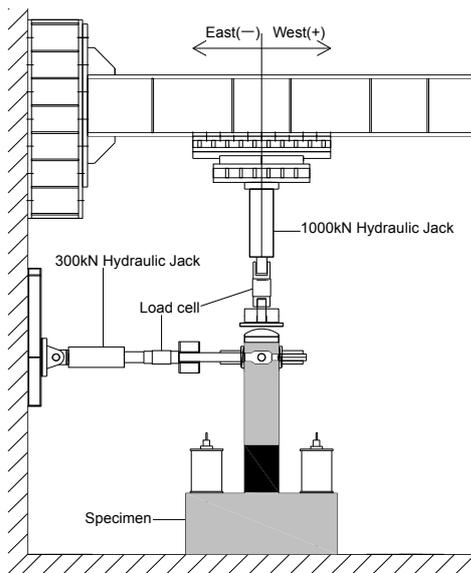


図-2 载荷装置概要

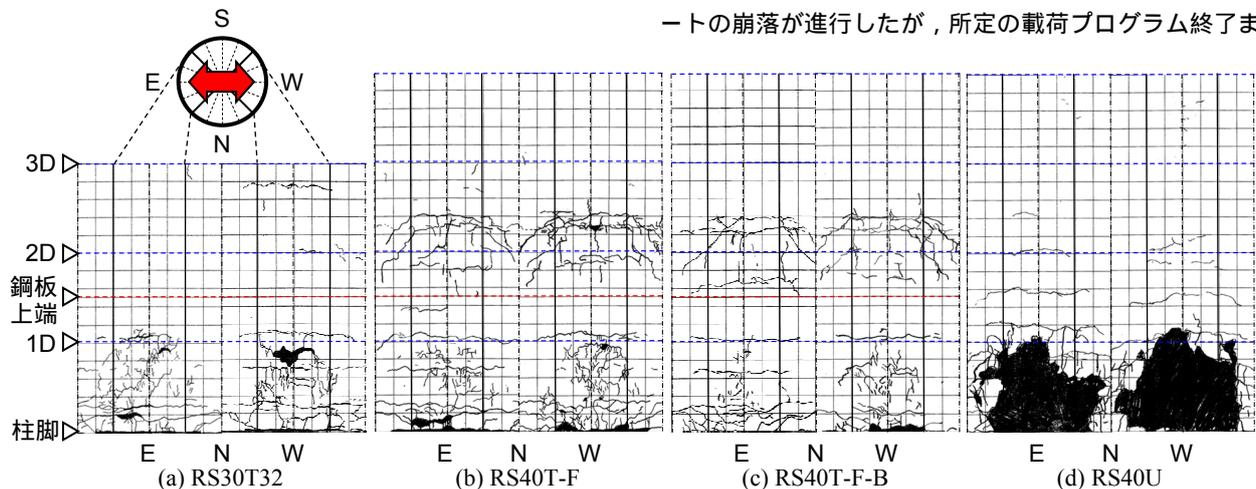


図-3 载荷終了後の損傷状況

で、水平耐力が大きく下がる事はなかった。3体の鋼板拘束の試験体については、所定の載荷においては、いずれの試験体も大きな損傷は確認されず、耐力が伸び続ける傾向を示した。3体の試験体 RS30T32, RS40T-F, RS40T-B の拘束鋼板は、それぞれ部材角 $R=0.03\text{rad}$, 0.015rad , 0.01rad で降伏ひずみに達した。所定の載荷プログラム終了後に、最大耐力を確認するため、追加で 0.06rad のサイクルを実施後押切載荷を行い、試験体 RS30T32, RS40T-F, RS40T-B は、それぞれ水平力 $144\text{kN}(R=0.08\text{rad})$, $100\text{kN}(R=0.05\text{rad})$, $101\text{kN}(R=0.06\text{rad})$ で耐力低下することを確認した。

図-3に載荷終了後に拘束鋼板を取り外した後の各試験体の損傷状況を示す。鋼板拘束した試験体においても曲げひび割れや縦ひび割れが見られたが、かぶりコンクリートの大きな剥落やせん断ひび割れの発生は見られず、薄肉鋼板による拘束効果が十分得られたものと考えられる。曲げひび割れは、せん断スパン比3の試験体においては、柱脚部から約280mmまでの範囲で発生した。せん断スパン比4でスパイラル筋拘束の試験体 RS40U は、高さ300mm程度までのコンクリートの崩落が見られ、曲げひび割れが柱脚部から約500mmまでの範囲で発生した。せん断スパン比4で鋼板拘束の試験体 RS40T-F と RS40T-F-B は、高さ550~600mm程度の位置に多数のひび割れの発生が見られるが、これは柱中央定着がこの位置にあるためであり、それに起因する割裂ひび割れが生じた。しかしながら、割裂ひび割れは試験体の耐力に影響するほど大きなものではなく、いずれの試験体におい

ても曲げひび割れは柱脚部に発生したものが最も大きく、曲げ変形は柱脚部に集中していた。

3.2 繰返し履歴性状

図-4に所定の載荷で得られた各試験体の水平力-部材角関係を示す。図-4中の破線はP- Δ 効果による耐力の低下ラインを示す。ここで試験体 RS40U においては、部材角 $R=-0.04$, -0.05rad のピーク付近で載荷装置の不具合による水平荷重の変化があったため、該当の箇所を破線にしている。いずれの試験体も最終サイクルまで、原点指向性の履歴性状を示しており、特に鋼板拘束を施した3体の試験体については、部材角 $R=0.05\text{rad}$ まで耐力が上昇し続ける2次勾配を有することがわかる。一方、スパイラル筋拘束でせん断スパン比4の試験体 RS40U は、部材角 $R=0.015\text{rad}$ のサイクルで最大耐力に達し、その後、P- Δ 効果の線と同程度の勾配で緩やかに耐力が減少した。

図-5に各試験体の柱脚曲げモーメント-部材角関係の包絡線の比較を示す。包絡線は、載荷サイクルのピーク値の正負平均値を繋いで作成したものである。鋼板拘束のボルト接合部位置が異なる試験体 RS40T-F と RS40T-F-B とを比較すると、両者にほとんど差は見られず、ボルト接合により鋼板拘束した円形柱は、ボルト接合部位置によらず、いずれの載荷方向に対しても同等の拘束効果を期待できることがわかる。また試験体 RS40T-F と RS40U とを比較すると、試験体 RS40U のかぶりコンクリートの剥離が始まる部材角 $R=0.015\text{rad}$ 辺りから、両者の差が大きくなり始め、スパイラル筋拘束の試験体は2次剛性が低下することが分かる。このこと

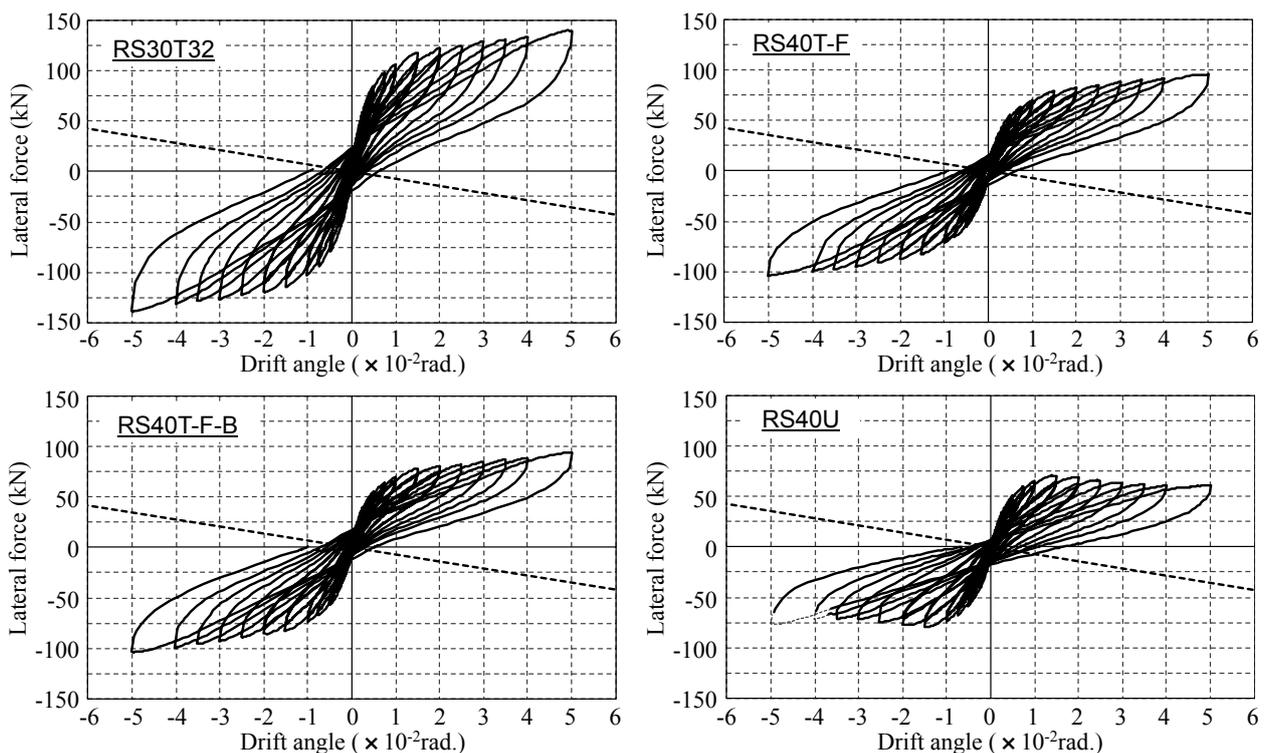


図-4 水平力 部材角関係

より、高い2次剛性を持たせるためには、鋼板拘束により、かぶりコンクリートの剥離を抑えることが有効であることが伺える。また、拘束鋼板厚さの異なる試験体RS30T32とRS40T-Fを、せん断スパン比の影響の小さいモーメント部材角関係で比較すると、変形初期から部材角 $R=0.02\text{rad}$ 程度まで、試験体RS30T32の方が耐力が10%程度高く、拘束鋼板厚さの増加により耐力の上昇効果が得られたことが伺える。一方で、以降の部材角においては、試験体RS40T-Fの方が高い耐力を示している。これは、後節で説明するが、試験体RS40T-Fの方が、試験体RS30T32より定着間距離が短いため、早期に付着すべりが主筋定着部まで伝わり、部材角に対する主筋ひず

みの上昇率が上がるため、耐力の上昇が見られたものと思われる。

図-6に各試験体の残留部材角(R_{res})の実験結果を示す。鋼板拘束の試験体においては、3体共に残留部材角は低く抑えられており、部材角 $R=0.05\text{rad}$ においても、経験部材角の15%程度以下になっている。スパイラル筋拘束の試験体RS40Uは、部材角 $R=0.02\text{rad}$ までは他の試験体同様に残留変形を小さく抑えていたが、以降の部材角で徐々に残留部材角が増加する傾向が見られた。

3.3 主筋ひずみ

図-7に各試験体の各サイクルにおける正側ピークでの主筋ひずみの値の変遷の比較を示す。各グラフは、柱脚から高さ25mmの断面での曲げ引張側および曲げ圧縮側の主筋のひずみを示している。ただし、試験体RS40T-F-Bの曲げ圧縮側主筋のひずみデータに関しては、高さ25mmでのひずみゲージが不調であったため、高さ125mmでのデータを掲載している。図より、いずれの主筋も最大で0.6%程度であり、降伏ひずみ(0.84%)に達していないことがわかる。また、各試験体の実験結果を比較すると、曲げ圧縮側の主筋ひずみにおいては、試験体間の差はほとんど見られない。曲げ引張側の主筋ひずみにおいては、部材角 $R=0.02\text{rad}$ までは試験体間の差はないが、それ以降では、主筋ひずみの伸び方が試験体によって異なり、主筋定着間距離が短い試験体ほど、主筋ひ

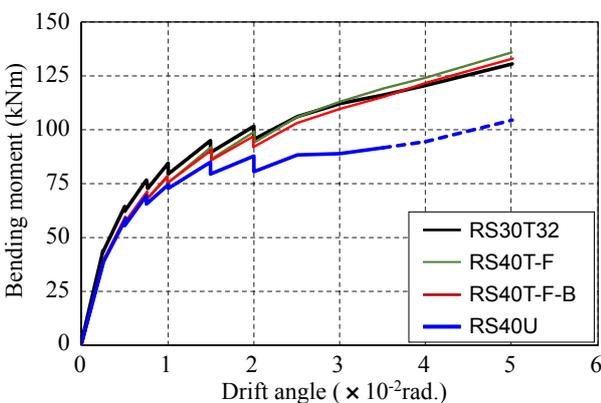


図-5 柱脚曲げモーメント 部材角関係の包絡線の比較

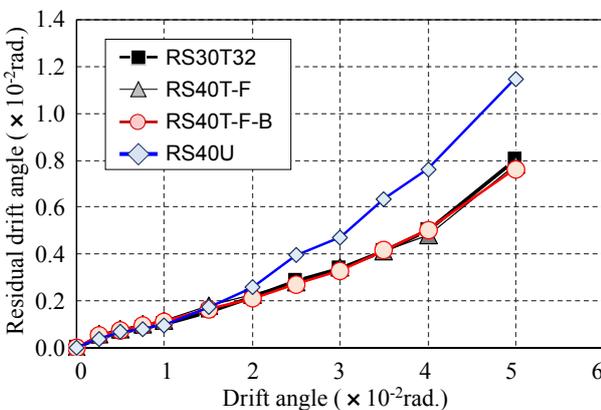


図-6 残留部材角の比較

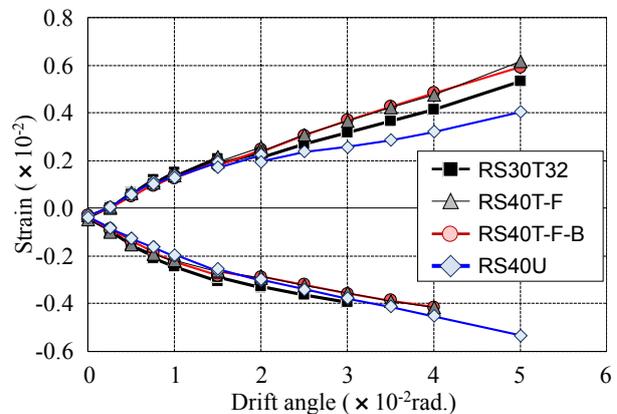


図-7 主筋ひずみのサイクルピーク値の比較

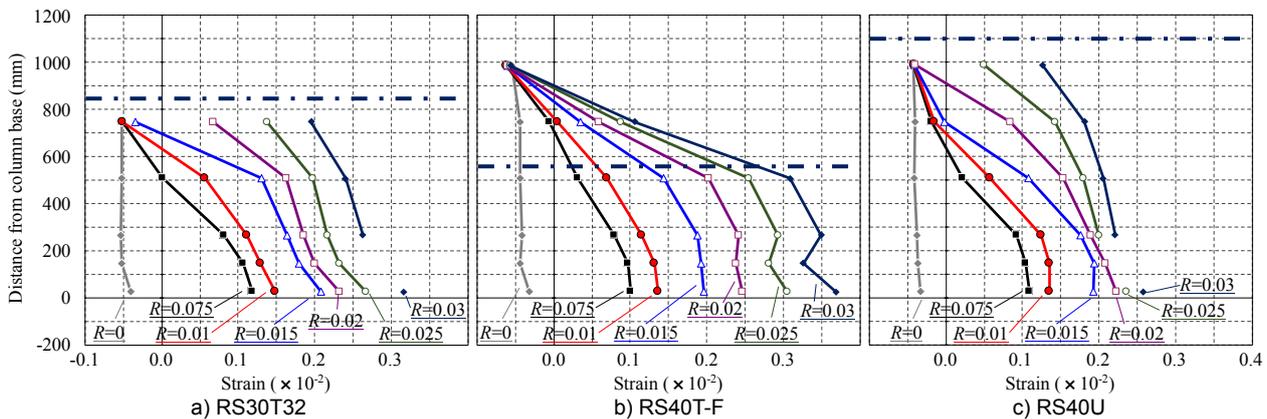


図-8 主筋ひずみ分布

ずみの増加率が大きいことが分かる。前述の図 - 5 での試験体 RS30T32 と RS40T-F の柱脚曲げモーメント - 部材角関係の包絡線の比較において、部材角 $R=0.02\text{rad}$ 程度以降で、試験体 RS40T-F の方が耐力が高くなった原因は、この主筋ひずみの増加率の差によるものと思われる。

図 - 8 に各試験体において、正側荷重ピーク時の曲げ引張側主筋のひずみの鉛直方向分布を示す。図中の一点鎖線は、主筋定着部位置を示している。試験体の変形初期は、柱脚部に主筋ひずみが集中するが、主筋に用いた SBPDN 鉄筋は付着強度が低く、付着すべりを生じやすいため、変形が進むと、主筋ひずみが主筋全体に伝わっていくことが図からわかる。3 体ともに、柱脚付近の位置から徐々に主筋ひずみが増加する範囲が広がり、定着部付近まで主筋ひずみの増加が伝わると、定着部付近の主筋ひずみが急激に増加していき、全体的に均一なひずみ分布となつて、増加していく傾向が見られる。この主筋ひずみが定着部まで伝達され、ひずみが均等に分布するまでの過程が、主筋定着間距離が短いほど、早いので、図 - 7 に示すように、主筋ひずみの増加率に差が生じたものと考えられる。

これらのことから、柱中央に定着部を設けると、主筋定着間距離が短くなるため、主筋全体への主筋ひずみの伝達が早くなり、主筋ひずみの増加率が高くなるが、主筋が降伏に至らなければ、定着部が無い場合と変わらず残留変形を小さく抑えると共に、高い 2 次剛性を発揮することが伺える。

4. まとめ

本研究では、SBPDN 鉄筋を主筋に用いた円形断面 RC 柱の耐震性能の解明を目的として、鋼板拘束のボルト接合位置、主筋の定着間距離ならびに横拘束方法が柱の耐震性能に及ぼす影響に関する検討を実験的に行い、以下の知見を得た。

- 1) 薄肉鋼板により拘束した円形断面 RC 柱は、鋼板拘束のボルト接合部位置に依らず、いずれの荷重方向に対しても拘束効果が得られ、同等の耐震性能を発揮する。
- 2) スパイラル筋拘束の試験体は、せん断スパン比 4 では、部材角 $R=0.02\text{rad}$ まで原点指向性の履歴性状を示し、耐力も上昇し続けるが、その後、かぶりコンクリートが剥落し、P- Δ 効果の線に沿って耐力低下した。
- 3) 逆対称曲げ変形にも対応できるように、柱中央に定着部を設けると、主筋定着間距離が短くなるため、主筋全体への主筋ひずみの伝達が早くなり、主筋ひずみの増加率が高くなるが、主筋が降伏に至らなければ、定着部が無い場合と変わらず残留変形を小さ

く抑えると共に、高い 2 次剛性を発揮できる。

謝辞

本研究を進めるにあたり、神戸大学大学院生・孫玉宇氏及び神戸大学技術職員・金尾優氏の多大な協力を得た。本実験の試験体に使用した超高強度鉄筋は高周波熱練株式会社より御提供頂いた。ここに記して謝意を示します。

参考文献

- 1) 谷昌典, 孫玉平, 小山智幸, 小山田英弘: フライアッシュを外割混合したコンクリートを用いた RC 柱部材の力学性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.73-78, 2010
- 2) 仲井士門, 橋高将義, 谷昌典, 孫玉平: 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
- 3) 船戸佑樹, 孫玉平, 竹内崇, 蔡高創: 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
- 4) 孫玉平, 竹内崇, 奥田隼也, 大畑雄俊: レジリエントなコンクリート柱の耐震性能に関する基礎研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.1501-1506, 2013.7
- 5) 竹内崇, 張建偉, 藤永隆, 孫玉平: 付着強度の低い超高強度鉄筋を主筋に用いた逆対称曲げ RC 柱の耐震性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.109-114, 2014.7
- 6) 竹内崇, 藤永隆, 東山諒太, 孫玉平: 付着強度の低い超高強度鉄筋を主筋に用いた逆対称曲げ RC 柱の耐震性能に及ぼす主筋配筋形式の影響に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.145-150, 2015.7
- 7) Sargsyan Grigor, 竹内崇, 田中祐太郎, 孫玉平: レジリエントな円形 RC 柱の耐震性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.187-192, 2015.7
- 8) Sargsyan Grigor, Yutaro TANAKA, Takashi TAKEUCHI, Yuping SUN: Seismic Behavior and Assessment of Circular Concrete Columns Reinforced by Ultra-High Strength Rebars, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.193-198, 2016.7
- 9) 汪俊華, 竹内崇, 小山智幸, 孫玉平: SBPDN 鉄筋と鋼板拘束を用いた FA 円形 RC 柱の耐震挙動に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.193-198, 2015.7