

# 論文 高強度鉄筋コンクリート柱の高軸力下におけるせん断性状に関する実験的研究

木村 暁子\*1・丸田 誠\*2

要旨：圧縮強度 130N/mm<sup>2</sup>のコンクリートと SD785, SBPR1275 の横補強筋を用いた高強度鉄筋コンクリート柱部材のせん断性状を把握することを目的に構造実験を行った。実験因子は横補強筋の配筋形状, 横補強筋比, 軸力比および横補強筋強度と径とした。いずれの試験体もせん断破壊が先行し, 軸力比が小さく横補強筋比が大きな試験体ほど変形能に優れていた。試験体の最大強度は横補強筋の配筋形状と横補強筋比が同じであればほぼ同様の値を示し, 軸力による影響は見られなかった。各試験体の最大強度は AIJ 終局強度型指針-A 法 (Rp=0.0) のせん断耐力評価式による計算値と比較的よい対応を示した。

キーワード：高層 RC 柱, 高強度材料, 高軸力, せん断性状

## 1. はじめに

超高層鉄筋コンクリート建物の更なる高層化に伴い下層階 RC 柱には設計基準強度が 100N/mm<sup>2</sup>を越えるコンクリートが使われ始めてきた。このような高強度 RC 柱の構造性能に関しては, 総プロ「NewRC」<sup>1)</sup>を始めとし数多くの実験<sup>2)</sup>が行われてきている。せん断強度に関しても NewRC で柱の軸力を考慮した高強度柱用の式も提案されている。これらの高強度柱のせん断実験は圧縮強度 80N/mm<sup>2</sup>以下のコンクリートを用いた柱の低軸力下のせん断強度についての検討が殆どであるため, 高軸力下の高強度柱のせん断性状に関しては未だ不明な点が多い。そこで, 0.6cNu (cNu:柱の圧縮軸耐力  $cN_u = 0.85A_c \cdot \sigma_c + \sum A_g \cdot \sigma_y$ ) の高軸力を受ける高強度柱を中心としたせん断実験を実施したので報告する。

## 2. 試験体および実験概要

試験体は実物の 1/4.5 縮尺とした。試験体数は 14 体とし, その一覧を表-1 に示す。代表的な試験体の形状・配筋を図-1 に示す。せん断破壊を曲げ降伏より先行させるため, せん断スパン

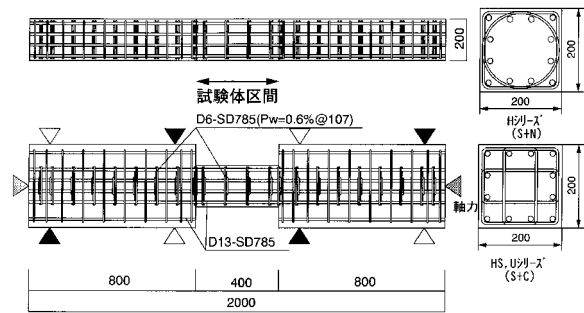


図-1 試験体配筋図

表-1 試験体一覧

試験体名称	横補強筋形状	軸力比	横補強筋			B (N/mm <sup>2</sup> )									
			Pw (%)	wy (N/mm <sup>2</sup> )	Pw · wy (N/mm <sup>2</sup> )										
H-0.6-0.15	S+N (Hシース)	0.15	0.6	D6 785	4.7	128									
H-0.6-0.3		0.3				125									
H-0.6-0.6		0.6				120									
HS-0.6-0.3	S+C (HSシース)	0.3				D6 785	4.7	128							
HS-0.6-0.6		0.6						1.2	9.4	129					
HS-1.2-0.6								0.3	2.4	128					
H-0.3-0.6	S+N (Hシース)	0.6						1.2	D6 785	4.7	9.4				
H-1.2-0.6								1.2			9.4	121			
H-1.8-0.6								1.8			14.1	130			
H-0.3-0.3	S+N (Hシース)	0.3						0.3			D6 785	4.7	2.4		
H-1.2-0.3								1.2					9.4	121	
H-1.8-0.3								1.8					14.1	121	
U-0.4-0.6	S+C (Uシース)	0.6						0.37					D6 785	4.7	130
U-0.7-0.6								0.74							9.4

S:角フープ, N:中子筋, C:円スパイラル

H-0.6-0.6

(配筋形状)-(Pw(%))-(軸力比 N/cNu)

\*1 鹿島建設(株) 技術研究所 建築技術研究部 修士(工学)(正会員)

\*2 鹿島建設(株) 技術研究所 建築技術研究部 博士(工学)(正会員)

ン比 (M/QD) は 1.0 とした。また柱の主筋には D13-SD785 相当の高強度鉄筋を用いた。実験因子としては、横補強筋の配筋形状 (角フープ・中子筋混合, 円スパイラル・角フープ混合), 横補強筋比 ( $P_w=0.3, 0.6, 1.2, 1.8\%$ ), 軸力比 ( $N/cNu=0.15, 0.3, 0.6$ ) および 横補強筋強度と径 (D6-SD785 と 5.1-SBPR1275) とした。試験体は軸力が  $0.6cNu$  と高い試験体を中心に計画した。コンクリートは実験時の現場封緘供試体の圧縮強度が  $130\text{N/mm}^2$  となるように調合を計画した。各試験体の実験時のコンクリート圧縮強度を表-1 中に示す。コンクリートには最大骨材径 10mm の豆砂利を用い水セメント比 (W/C) を 18% とした。鉄筋の力学的性質を表-2 に示す。横補強筋の閉鎖形式として、SD785 の角フープ, 中子筋には溶接閉鎖型, SBPR1275 の角フープには 135 度フック形式, SBPR1275, SD785 の円フープには円スパイラル形式を使用した。

実験は試験体に軸力を載荷後, 逆対称のせん断力を正負交番繰り返して載荷した。繰り返すは変形制御で, 変形角  $R=0.25, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 8.0\%$  を目標に各 2 回づつ行った。

### 3. 実験結果

#### 3.1 破壊性状

実験結果の一覧を表-3 に示す。以降全ての試験値は P- 効果を考慮した値を示す。H-1.8-0.6 試験体を除いて最大強度以前に主筋の降伏は確認されず, いずれの試験体もせん断破壊したと判断される。表-3 中に, 主応力度式によるせん断のひび割れ発生荷重の計算値との比較も示す。

せん断ひび割れ発生荷重は軸力が大きい試験体の方が大きく, 主応力度式<sup>3)</sup>から求めた計算結果に対して 0.91 ~ 1.28 程度とよい対応を示した。曲げひび割れは軸力が  $0.6cNu$  の試験体では  $P_w=1.2, 1.8\%$  の試験体を除いて発生していない。軸力が  $0.3cNu$  の試験体でも  $P_w$  が 0.3% と小さい場合では曲げひび割れ発生前にせん断破壊した。

表-2 鉄筋材料一覧

径	鉄筋種	降伏強度 $\sigma_y$ ( $\text{N/mm}^2$ )	降伏強度 時ひずみ $\epsilon_y^*$ ( $\mu$ )	ヤング係数 $E_c$ ( $\text{kN/mm}^2$ )	引張強度 $\sigma_t$ ( $\text{N/mm}^2$ )
D6	SD785	1053	7798	186	1165
$\phi 5.1$	SBPR1275	1450	7561	195	1460
D13	SD785	1030	7067	207	1182

\*0.2%オフセット値

表-3 実験結果一覧

試験体名	初期ひび割れ						主筋 圧縮降伏		横補強筋 降伏		最大強度			
	曲げ(正)		曲げ(負)		せん断(正)		せん断(負)		Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)
	Q (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)	Q* (kN)	R (%)	Q (kN)	R (%)						
H-0.6-0.15	285	0.26	-339	-0.44	270(1.08)	0.23	-256	-0.25	—	—	495 <sup>○</sup>	1.29	522	1.60
H-0.6-0.3	336	0.24	-365	-0.23	367(1.07)	0.31	-374	-0.26	—	—	516 <sup>○</sup>	0.87	516	0.87
H-0.6-0.6	—	—	—	—	466(0.98)	0.33	-356	-0.30	—	—	—	—	523	0.44
HS-0.6-0.3	458	0.50	-369	-0.45	400(1.17)	0.29	-325	-0.23	—	—	224 <sup>○</sup>	2.65	494	0.50
HS-0.6-0.6	—	—	—	—	445(0.94)	0.27	-353	-0.26	—	—	—	—	508	0.52
HS-1.2-0.6	—	—	—	—	533(1.13)	0.38	-423	-0.24	481	1.87	513 <sup>○</sup>	1.52	588	1.00
H-0.3-0.6	—	—	—	—	431(0.91)	0.26	-376	-0.21	—	—	—	—	485	0.40
H-1.2-0.6	663	0.89	-616	-1.01	555(1.17)	0.41	-498	-0.31	518	1.63	681 <sup>○</sup>	1.01	681	1.01
H-1.8-0.6	416	0.50	-708	-1.00	588(1.24)	0.45	-552	-0.39	681	0.75	760 <sup>○</sup>	1.71	778	2.01
H-0.3-0.3	—	—	—	—	394(1.16)	0.25	-361	-0.32	96	1.77	226 <sup>○</sup>	2.09	524	0.51
H-1.2-0.3	526	0.51	-420	-0.30	354(1.04)	0.26	-299	-0.19	—	—	683 <sup>○</sup>	2.02	689	1.90
H-1.8-0.3	509	0.42	-495	-0.38	439(1.29)	0.31	-426	-0.28	528	5.76	752 <sup>○</sup>	3.88	798	2.02
U-0.4-0.6	—	—	—	—	478(1.01)	0.30	—	—	—	—	—	—	508	0.39
U-0.7-0.6	—	—	—	—	506(1.07)	0.33	-438	-0.29	130	0.85	130 <sup>□</sup>	0.85	561	0.50

○: 中子筋 N、円スパイラル筋 C 降伏 □: 角フープ S 降伏 \*( ) 内: せん断ひび割れ強度実験値/計算値<sup>3)</sup>

### 3.2 荷重-変形関係

代表的な3試験体の荷重-変形関係を図-2に示す。横補強筋比  $P_w$  や軸力の影響で履歴特性が大きく異なることがわかる。横補強筋比が小さく軸力比が大きい H-0.6-0.6 試験体では急激な破壊が生じ、その時の変形角  $R$  も 0.5%程度と小さい。一方横補強筋比が大きく軸力が  $0.3cNu$  の H-1.2-0.3 試験体では、ループ形状が大きく曲げ破壊型に近い荷重変形関係が得られた。最大強度時の変形も変形角  $R=2.0\%$ と大きい。

各実験因子毎に荷重変形関係の包絡線を比較して図-3に示す。 $P_w$  が同じであれば  $cNu$  が異なる場合でも最大強度の変化は少なかった。ただし、その最大強度時の変形や最大強度後の変形能には差が生じており、 $P_w$  が大きい方が良好な変形能を示すことが分かった。横補強筋比  $P_w \times$  降伏強度  $\sigma_y$  が一致する試験体 H-0.6-0.6, HS-0.6-0.6, U-0.4-0.6(図-3(5))と H-1.2-0.6, HS-1.2-0.6, U-0.7-0.6(図-3(6))を比較すると  $P_w$  が大きな場合(図-3(6))には、その最大強度や変形能が配筋形状によって大きく異なる。全補強筋溶接閉鎖型で角フープ+中子筋の組合せの H-1.2-0.6 試験体は溶接閉鎖型角フープ+円スパイラルの組合せの HS-1.2-0.6 試験体および 135度フック付角フープ+円スパイラルの組合せの U-0.7-0.6 試験体より 15~20%高い最大強度が得られ、最大強度後の変形能も優れていた。これは H シリーズでは最大強度時に中子筋ひずみが補強筋降伏程度まで到達するが、HS, U シリーズでは角フープおよび円スパイラル筋のひずみが降伏まで到達しなかったためと考えられる。

### 3.3 最大強度の比較

図-4に実験最大強度と横補強筋比  $P_w$  の関係を H シリーズと HS, U シリーズに分けて示す。 $P_w$  の上昇に伴い最大せん断強度が増加する傾向が明確になった。また軸力の大きさはせん断強度に影響を及ぼさないことが分かった。 $P_w \cdot \sigma_y$  を一定にした HS と U シリーズでは、若

干 U シリーズのせん断強度が低めであったが、これは D6-SD785 横補強筋の降伏強度が  $1000N/mm^2$  を越え、実質の  $P_w \cdot \sigma_y$  が HS シリーズの方が大きいことに起因する。

### 3.4 最大強度-軸ひずみ関係

図-5に H シリーズの最大せん断強度とその時点の軸ひずみの関係を示す。軸力が大きな試験体ほど最大強度時の軸圧縮ひずみが大きくなる傾向が見られた。軸力が  $0.6cNu$  の試験体では最大せん断強度時の軸ひずみが  $-0.41 \sim -0.30\%$ の値を示した。これは  $P_w$  が異なっても

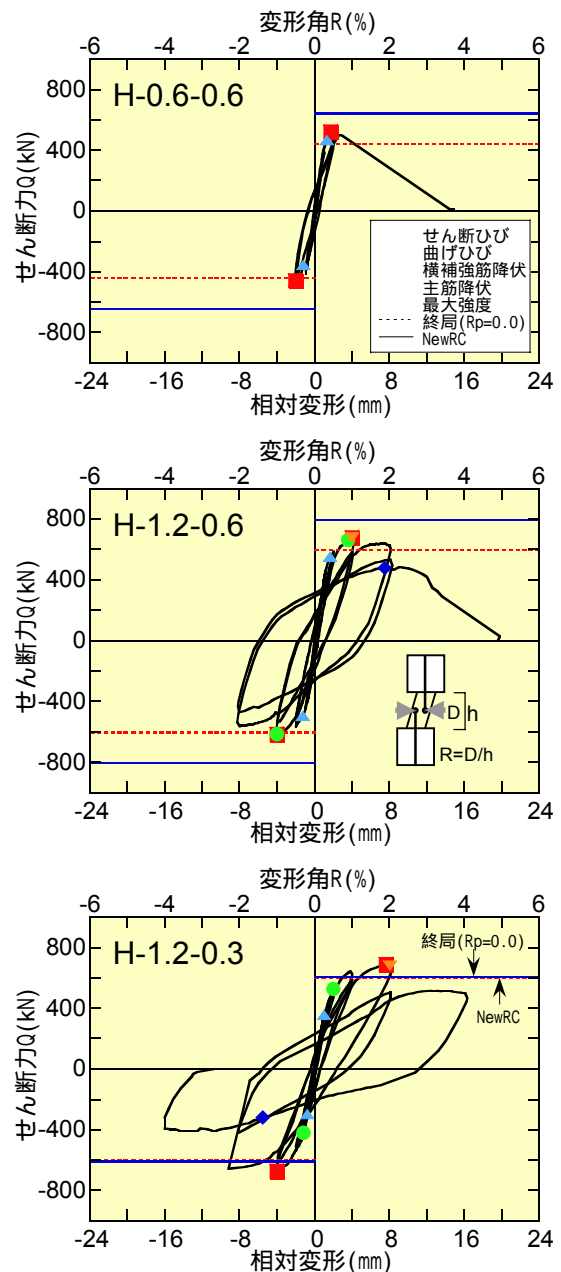


図-2 荷重-変形関係

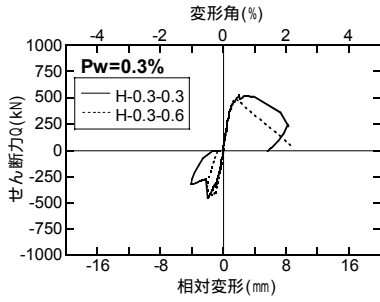


図-3(1) H 試験体 Pw=0.3%

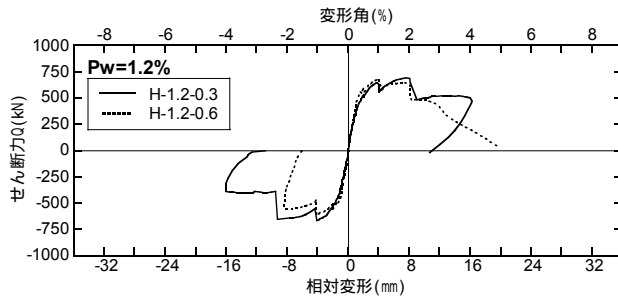


図-3(3) H 試験体 Pw=1.2%

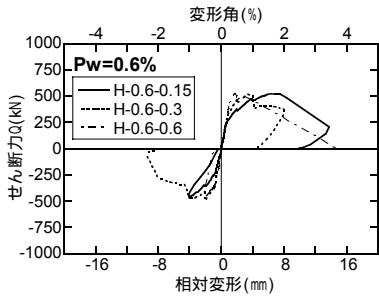


図-3(2) H 試験体 Pw=0.6%

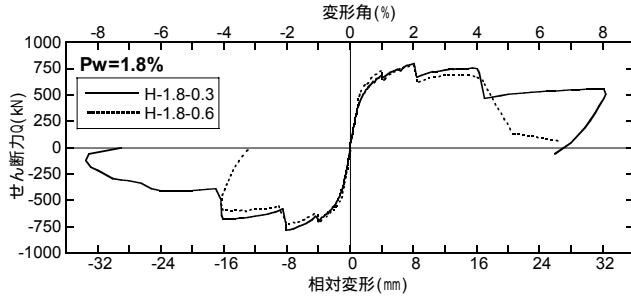


図-3(4) H 試験体 Pw=1.8%

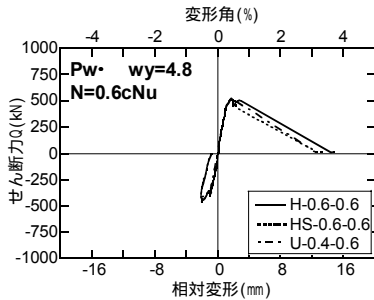


図-3(5) H, HS, U 試験体 Pw= wy=4.8

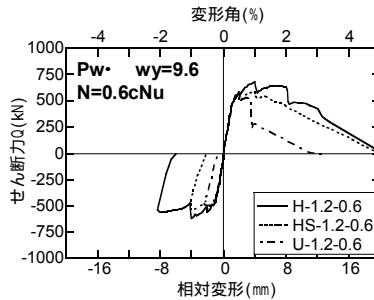


図-3(6) H, HS, U 試験体 Pw= wy=9.6

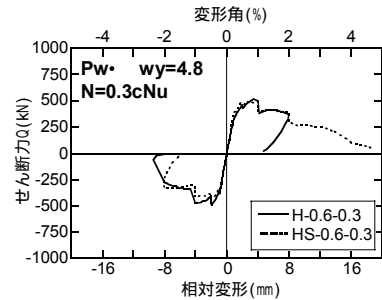


図-3(7) H, HS 試験体 Pw= wy=4.8

図-3 各実験因子-包絡線

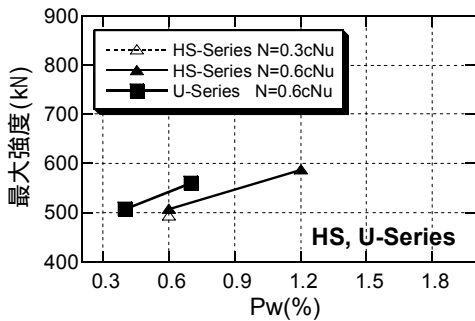
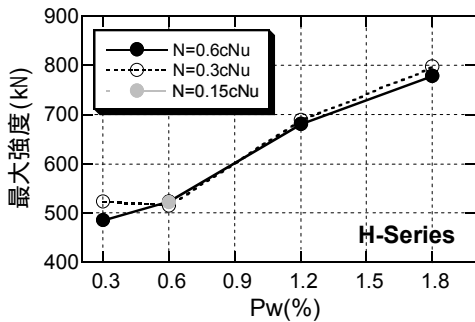


図-4 最大強度-横補強筋比

大きく変化しない。

### 3.5 横補強筋ひずみ分布

図-6 に H シリーズで軸力が  $0.3cNu$  および  $0.6cNu$  試験体の  $R=0.25\%$ ,  $R=0.5\%$ , 最大せん断強度時の横補強筋のひずみ分布を示す。軸力比 0.3 の試験体を同一変形時に比較すると、各変形で横補強筋比が増加するにつれて同位置の横補強筋ひずみが減少する傾向が見られた。また、作用軸力が大きくなるほど変形が小さいときの横補強筋ひずみは増大した。危険断面からの距離が  $50\text{mm}$  以下の横補強筋ひずみは最大強度時でも大きくならなかった。  $Pw = 0.3\%$  の H-0.3-0.3, H-0.3-0.6 と  $Pw=0.6\%$  の H-0.6-0.3, H-0.6-0.6 の最大強度に差が出なかったのは、  $Pw=0.6\%$  の試験体ではこれらの危険断面位置に近い横補強筋がせん断強度にほとんど寄与しなかったためだと考えられる。

### 3.5 最大強度-計算値比較

表-4 に実験の最大強度と諸計算式により得られた計算値との比較を示す。材料強度は材料実験で得られた実強度を用いた。曲げ強度は拘束コンクリートを無視した場合と考慮した場合の2通りについて平面保持を仮定したファイバ解析<sup>4)</sup>により算出した。横補強筋によるコンクリートの拘束効果は NewRC 式<sup>1)</sup>により算出した。コンクリートの有効圧縮強度係数  $\alpha$  は CEB<sup>3)</sup>式を用いた。 $R_p=0$  として AIJ 終局指針-A 法<sup>5)</sup>により算出したせん断強度計算値は横補強筋比が  $P_w=0.3\%$ を除いて実験値と計算値はよい対応を示した。軸力の効果を考慮できる NewRC<sup>1)</sup>のせん断強度式により算出した計算値は軸力が  $0.15cNu$ ,  $0.3cNu$  と比較的小さな範囲では実験値とよい対応を示したが、軸力が  $0.6cNu$  と大きな試験体では実験値を大きく上

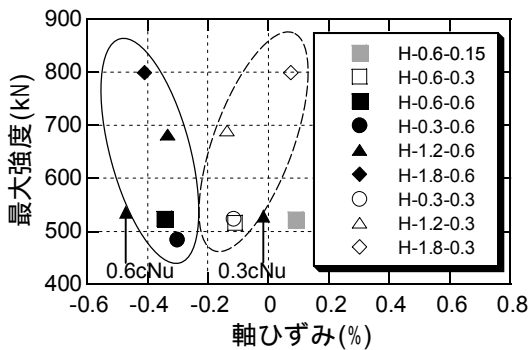


図-5 最大強度-軸ひずみ関係

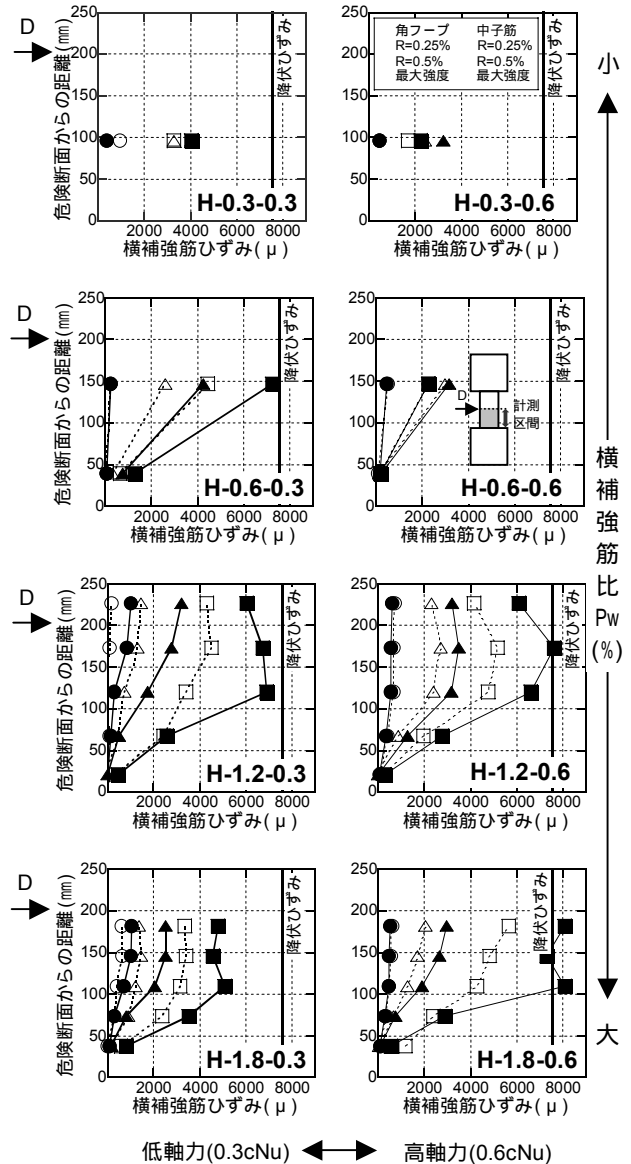


図-6 横補強筋ひずみ分布(Hシリーズ)

表-4 実験最大強度-計算値比較一覧

試験体名	実験値 (kN)	計算値 (実験値/計算値)					
		$Q_B^{[1]}$ (kN)	$Q_{BC}^{[2]}$ (kN)	$Q_{S-AIJ}^{[3]}$ (kN)		$Q_{S-NewRC}^{[4]}$ (kN)	$Q_{B-AIJ}^{[5]}$ (kN)
				$R_p=0$	$R_p=0.01$		
H-0.6-0.15	522	605(0.86)	715(0.73)	439(1.19)	364(1.44)	455(1.15)	176(2.97)
H-0.6-0.3	516	613(0.84)	823(0.63)	439(1.18)	364(1.42)	475(1.09)	176(2.94)
H-0.6-0.6	523	426(1.23)	668(0.78)	439(1.19)	364(1.44)	641(0.82)	176(2.98)
HS-0.6-0.3	494	613(0.81)	816(0.61)	439(1.13)	364(1.36)	475(1.04)	176(2.81)
HS-0.6-0.6	508	426(1.19)	655(0.78)	439(1.16)	364(1.40)	641(0.79)	176(2.89)
HS-1.2-0.6	588	426(1.38)	738(0.80)	604(0.97)	538(1.09)	802(0.73)	241(2.44)
H-0.3-0.6	485	426(1.14)	480(1.01)	321(1.51)	268(1.81)	561(0.86)	143(3.39)
H-1.2-0.6	681	426(1.60)	793(0.86)	604(1.13)	538(1.27)	802(0.85)	241(2.83)
H-1.8-0.6	778	426(1.83)	922(0.84)	664(1.17)	571(1.36)	962(0.81)	306(2.54)
H-0.3-0.3	524	613(0.86)	736(0.71)	321(1.63)	268(1.95)	409(1.28)	143(3.66)
H-1.2-0.3	689	613(1.12)	873(0.79)	604(1.14)	538(1.28)	607(1.13)	241(2.86)
H-1.8-0.3	798	613(1.30)	902(0.88)	664(1.20)	571(1.40)	739(1.08)	306(2.61)
U-0.4-0.6	508	426(1.19)	649(0.78)	408(1.25)	338(1.50)	605(0.84)	151(3.37)
U-0.7-0.6	561	426(1.32)	714(0.79)	578(0.97)	504(1.11)	728(0.77)	191(2.94)

[1]拘束効果を無視した断面解析による曲げ強度 [2]拘束効果を考慮した断面解析による曲げ強度  
 [3]AIJ-終局指針<sup>5)</sup>によるせん断強度 [4]NewRCによるせん断強度<sup>1)</sup> [5]AIJ-靱性指針<sup>3)</sup>による付着強度

回った。AIJ 靱性指針<sup>3)</sup>の付着耐力式より算出された計算値は実験値を大きく上回る結果となった。高強度材料を用いた高軸力下の柱の付着強度に関しては今後の課題である。

### 3.6 限界変形角の検討

図-7 に限界変形角-横補強筋比関係を、図-8 に限界変形角-軸力比関係を示す。限界変形角は、従来主に曲げ破壊型部材の変形能を表現するために用いられてきた。しかし、せん断破壊型部材においても作用する軸力、横補強筋比により最大せん断強度に達する時の変形、その後の変形能に差が出るのが指摘されている<sup>6)</sup>。そこで、せん断破壊型部材の変形能を表現する指標のひとつとして限界変形角を評価した。ここで限界変形角を、P- 効果を考慮した荷重-変形関係の包絡線上で荷重が最大強度の95%に低下した時の変形角と定義する。横補強筋比が大きく作用する軸力が小さな試験体ほど限界変形角が大きくなり、横補強筋比が小さく、作用する軸力が大きな試験体ほど限界変形角は小さくなる傾向が見られた。Pw=1.8%程度とすると

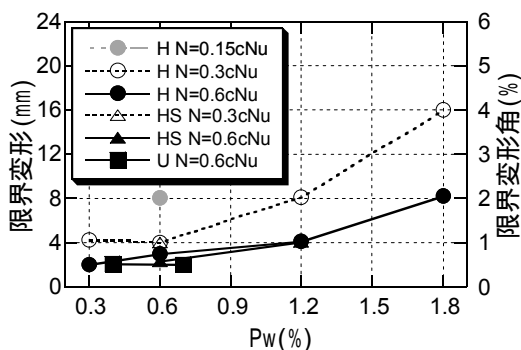


図-7 限界変形角-横補強筋比関係

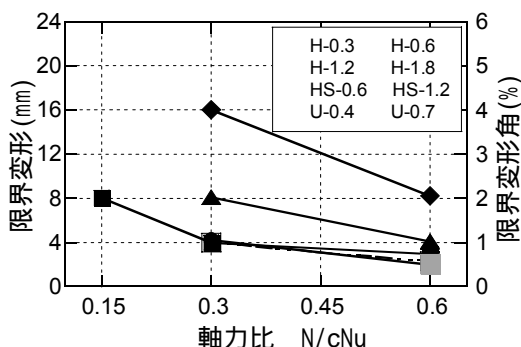


図-8 限界変形角-軸力比関係

2%を越える限界変形角が得られた。

### 4. まとめ

高強度材料を使用した鉄筋コンクリート柱部材のせん断正状を把握するための実験を行い、以下の結果を得た。

- (1) いずれの試験体もせん断ひび割れ発生時のせん断力は主応力度式によるせん断ひび割れ強度とよい対応を示した。
- (2) いずれの試験体も最終的には横補強筋が破断した後、軸力を保持できなくなり耐力低下を起こすせん断破壊型の破壊形式であった。
- (3) 横補強筋比の増加に伴い、最大強度および変形能の増大が見られた。
- (4) 試験体の最大強度は横補強筋の組合せとせん断補強筋比が同じであればほぼ同様の値を示し、軸力による影響は見られなかった。
- (5) 円フープ+中子筋混合のHシリーズ試験体は円スパイラル+角フープ混合のHS、Uシリーズ試験体より15~20%高い最大せん断強度が得られた。
- (6) 横補強筋比の小さい(Pw=0.3%)試験体を除いて、各試験体の最大強度はAIJ終局強度型指針(Rp=0.0)のせん断耐力評価式による計算値とよい対応を示した。

### 参考文献

- 1) 建設省総合技術開発プロジェクト：平成4年度NewRC研究開発概要報告書，1993.3
- 2) 熊谷仁志，塚越英夫，遠藤芳雄：超高強度鉄筋コンクリート構造(Fc=120N/mm<sup>2</sup>)の開発，日本建築学会学術講演梗概集，C-2，pp.665~670，2001.9.
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999.
- 4) 鈴木紀雄，井上範夫，森川博司：ファイバーモデルによるRC短柱と十字型部分骨組の解析，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15，No.2，pp.577~582，1993.
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990.
- 6) 二村有則，野口博他：高強度材料を用いたRC柱のせん断性状に関する実験的研究，日本建築学会学術講演梗概集，C，pp.707~712，1993.9.