論文　高強度材料を用いたプレキャスト柱の構造性能に関する研究

近藤　祐輔[*1]・今井　弘[*2]・細矢　博[*3]

要旨：F_c70N/mm^{2}級の高強度コンクリートと横補強筋に 785N/mm^{2}級の高強度鉄筋を用いたフルプレキャスト鉄筋コンクリート柱の曲げせん断加力実験を行った。実験変数は軸力（軸力レベル，一定軸力・変動軸力），横補強筋量，コンクリート強度である。在来の鉄筋コンクリート柱と同様に曲げ耐力を既往の評価式で評価できること，および，鋼製スリーブ継手の存在によって，継手の上側の主筋のひずみが大きくなることを確認された。また，プレキャスト柱底面の平滑度は，柱脚部の滑り量に与える影響が少ないことがわかった。

キーワード：プレキャスト，高強度材料，柱，モルタル充填式継手，変動軸力

1．はじめに

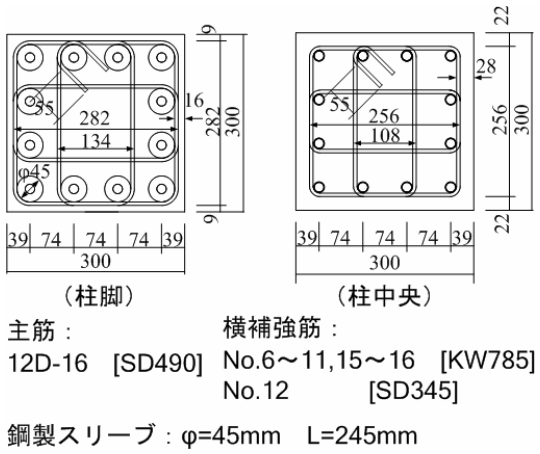
本研究は，30～40 階建の超高層RC造建物の 1 階柱を想定したプレキャスト（以下PCa）柱の構造性能に関するものである。試験体は，実物の約 1/3 に縮小した柱である。コンクリートに高強度の F_c = 48N/mm^2 と超高強度の F_c = 70N/mm^{2}を，柱主筋にSD490 を，横補強筋に345N/mm^{2}級と 785N/mm^{2}級の高強度材料を用いた。柱脚では主筋の接合にモルタル充填式スリーブ継手を使用し，その効果を確認する。

2．実験概要

試験体一覧を**表－１**に，柱断面を**図－１**に示す。試験体は，断面 300×300mm，せん断スパン比M/QD=2.0（No.11 のみM/QD=1.2）を共通とした 11 体の柱である。試験体の作製では予め主筋を配筋した下スタブの上にPCa柱部材を設置し，柱底面とモルタル充填式継手に高強度モルタルを注入した。その後、中空部分のある上スタブを設置し，中空部分にコンクリートを打設した。No.6～10 とNo.12～16 は曲げ破壊型に設計し，No.11 はせん断破壊型に設計した。No.6～No.8 では横補強筋量$p_w\sigma_{wy}$の影響を主に調べる。No.9 とNo.10 では変動軸力を与えた。PCa柱底部型枠はNo.9 では縞鋼板であり，それ以外は平板である。No.12 では横補強筋にSD345 を使用した。No.13 とNo.14 ではコンクリート強度

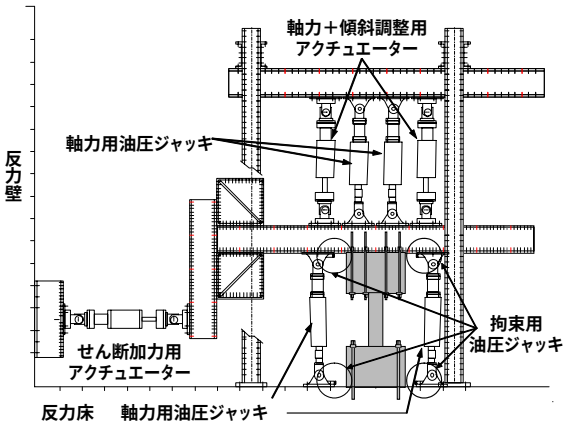
表－１　試験体一覧

試験体	圧縮強度 σ_B (N/mm^2)	横補強筋比 pw(%)	軸力比 η	目標破壊形式
No.6	82.1	1.29	0.55	曲げ
No.7		1.00		
No.8		0.70		
No.9		1.00	-0.70～0.60	
No.10		1.00	-0.70～0.60	
No.11		0.50	0.30	せん断
No.12		1.14	0.55	曲げ
No.13	46.4	1.00		
No.14		0.50		
No.15	82.1	1.00	0.30	
No.16		0.50		

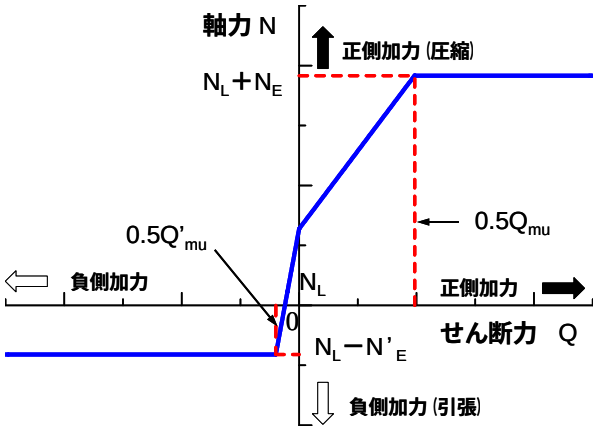


図－１　試験区間断面

*1　筑波大学大学院　理工学研究科　理工学専攻　(正会員)
*2　筑波大学大学院　システム情報工学研究科教授　工博　(正会員)
*3　(株)奥村組技術研究所　建築生産グループ長　工博　(正会員)



図－２　加力方法



図－３　変動軸力載荷ルール

表－２　コンクリートと充填モルタル圧縮試験結果

設計基準強度 (N/mm^2)	圧縮強度 (N/mm^2)	圧縮強度時のひずみ度 ($\times10^{-6}$)	ヤング係数 (kN/mm^2)	割裂強度 (N/mm^2)
F_c70	82.1	2890	38.1	4.59
F_c48	46.4	2370	31.9	3.48
充填モルタル	98.5	3370	39.4	6.11

表－３　鉄筋の材料特性

呼び名	規格	使用箇所	降伏強度 (N/mm^2)	降伏ひずみ度 ($\times10^{-6}$)	引張強度 (N/mm^2)	破断伸び (%)
D6	SD345	横補強筋	451	2160	536	19.0
K6	KW785	横補強筋	904	4720	906	10.4
D16	SD490	柱主筋	554	2760	748	15.9

をF$_c$=48N/mm^{2}とした。No.15 とNo.16 では軸力比をη=0.30 とした。

加力方法を**図－２**に，変動軸力の載荷ルールを**図－３**に示す。変動軸力については、想定した建物の地震時における軸力の変動状況を予め解析により求め、図－３に示すような履歴に単純化した。具体的には予め長期軸力（N_L）に相当する軸力を加力したのち，圧縮側ではせん断力に比例して目標圧縮軸力(N_L+N_E)時まで軸力を増加し，柱のQ_{mu}（ACI終局曲げ耐力）の半分のせん断力に達した後、軸力を一定にした。引張側も同様にせん断力に比例して目標引張軸力(N_L-N'$_E$)まで軸力を増加し、せん断力がQ'_{mu}の半分に達した後，軸力を一定にした。水平加力は正負繰り返しとして作用させ層間変形角R=±1/400, ±1/200, ±1/100, ±1/67, ±1/50, ±1/33, ±1/25(No.11 のみ±1/50 まで)各２回繰り返した。また±1/25 以降は，柱が最終破壊するまで加力を続けた。

コンクリートと充填モルタルの圧縮試験結果を**表－２**に示す。F$_c$70 圧縮強度は設計基準強度度よりも 17%高くでたが，F$_c$48 と鉄筋継手のグラウトモルタルは設計基準強度とほぼ一致する強度であった。鉄筋の材料試験結果を**表－３**に示す。降伏強度は規格値と同等であった。

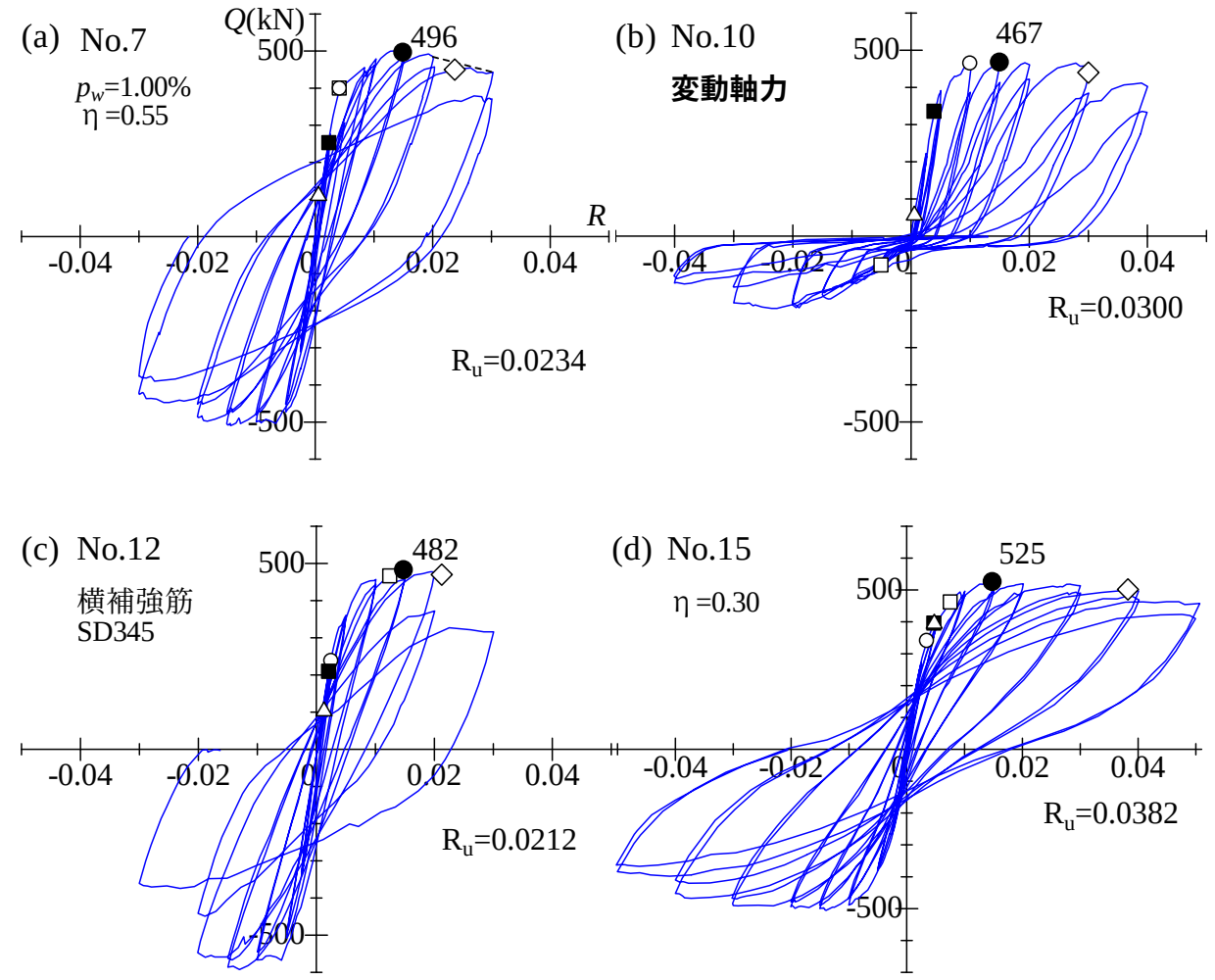
3.　実験結果

3.1.　荷重－変形曲線

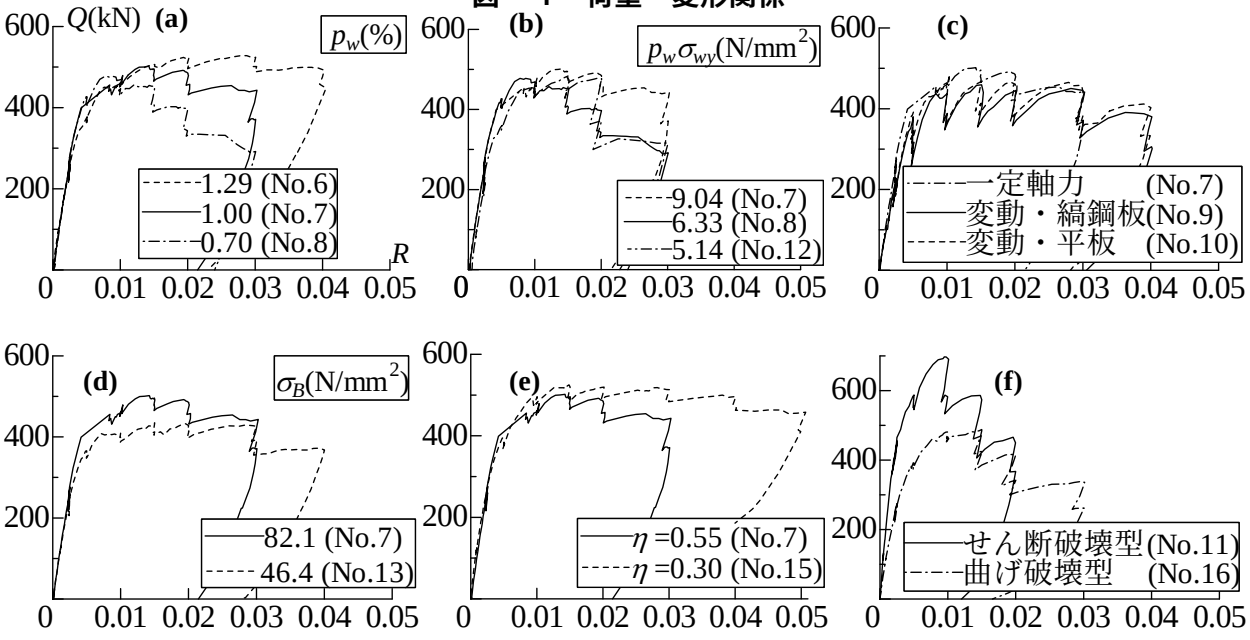
荷重－変形曲線（以下，Q-R曲線）を**図－４**に示す。なお，限界変形角R_uは，耐力が最大耐力の 95%に低下した時の変形角と定義した。

一定軸力下の曲げ破壊型試験体の *Q-R* 曲線はいずれも安定した復元力特性を示している。特に No.15 (η=0.33) は急激な耐力低下は生じず，*R*=1/25 付近まで最大耐力の 95%以上を保持していた（**図－４(d)**）。

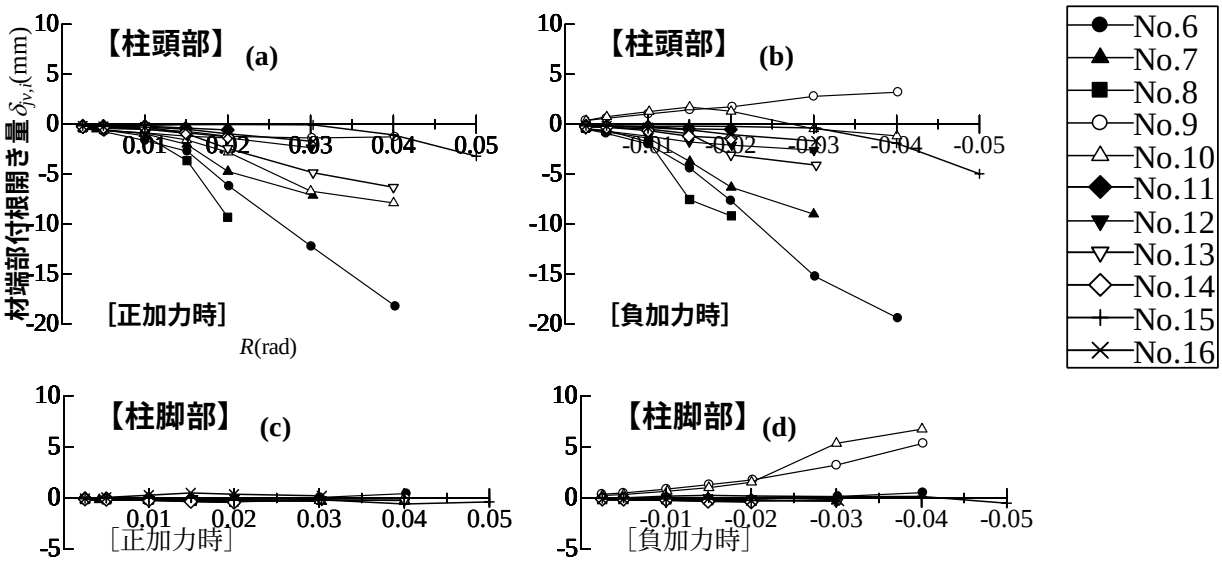
変動軸力の No.10 では *R*=1/400 の正加力時には，ひび割れはほとんど観察されず，*R*=1/100 で曲げせん断ひび割れが発生した(**図－４(b)**)。また，PCa 柱の底面型枠が縞鋼板である No.9 と平板の No.10 の破壊性状，および *Q-R* 曲線に関して大きな差異は認められなかった。



図－４　荷重―変形関係



図－５　荷重－変形関係の包絡線



図－６　材端部付根の軸方向変形量と変形角の関係

3.2．包絡線の比較

実験のパラメーター別に*Q*-*R*曲線の包絡線を**図－５**に示す。横補強筋比p_wのみが異なるNo.6～No.8（**図－５(a)**）では，p_wが大きくなると変形性能も良くなる。横補強筋量$p_w\ \sigma_{wy}$で比較すると，No.7（p_w=1.00%，$p_w\ \sigma_{wy}$=9.04N/mm^2)とNo.12（1.14%，5.14N/mm^2）のp_wではあまり差はないが，$p_w\ \sigma_{wy}$の大きいNo.7 の方が耐力を維持している(**図－５(b)**)。変動軸力を与えたNo.9とNo.10 については，接合面の平滑度による影響は認められない。また，一定軸力のNo.7 と比較すると，最大耐力および*R*=0.015 までの耐力は若干低いが，*R*=0.02 以降で耐力を維持しており，変動軸力と一定軸力の試験体の変形性能は同じとみることができる（**図－５(c)**)。コンクリート強度に関しては，超高強度のNo.7 の方が，高強度のNo.13 に比べて最大耐力が大きいが，最大耐力以降では早期に耐力低下が確認できる（**図－５(d)**)。軸力比で比較すると，No.7（η=0.55）の方が，No.15（η=0.30）に比べて最大耐力が小さく，最大耐力以降の耐力低下も激しくなっている（**図－５(e)**)。せん断破壊型のNo.11 では，曲げ破壊型No.16 と比較して耐力低下が激しかった（**図－５(f)**)。

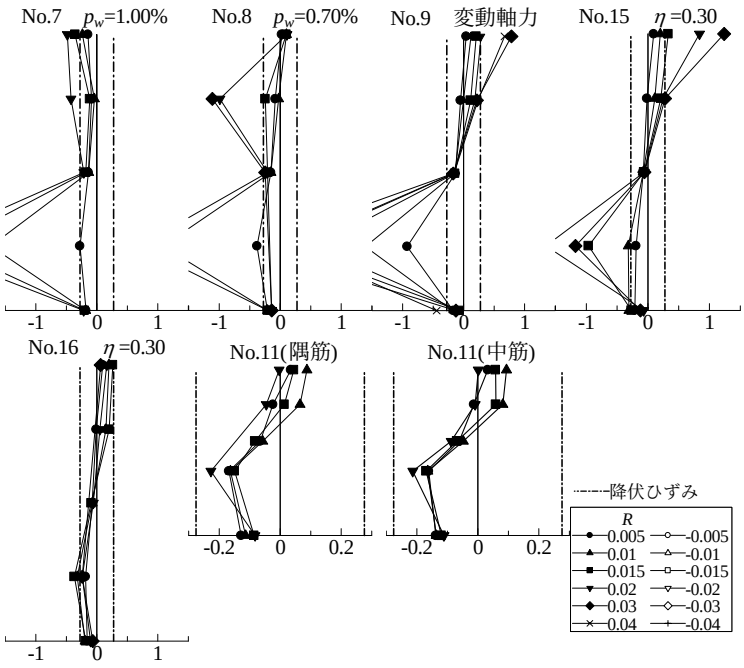
3.3．材端部付根の軸方向変形量

材端部付根の開き量$\delta_{jv,i}$と変形角*R*の関係を**図－６**に示す。材端部付根の軸方向変形量は，材端部付根と柱の縁から各々70mmの距離の設置した２つの変位計の平均変形量である。変動軸力のNo.9 とNo.10 の引張軸力時を除いて，全ての試験体の柱脚部の変形量は，柱頭の変形量に比べ小さく，ほぼゼロに近い値を示した。これは柱脚部においてコンクリートに比べて剛性および耐力の大きい鋼製スリーブ継手が配置されているためであると考えられる。また，軸力比がη=0.33 であるNo.11，No.15，No.16 においては軸力比がη=0.55 の試験体と比べて柱頭部の縮みが鈍いことを示した。

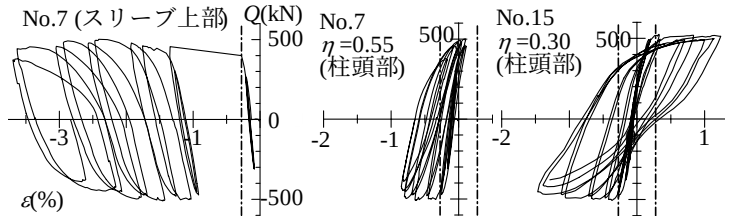
3.4．主筋のひずみ

正加力時における主筋のひずみの鉛直方向分布を**図－７**に，また，No.7 の鋼製スリーブ上部と柱頭部における荷重－ひずみ曲線（以下、*Q*-ε曲線）を**図－８**に示す。なお，**図－７**の各図の最上部が柱頭部で，最下部が柱脚部であり，また，下から２番目の位置が鋼製スリーブ直上部である。

曲げ破壊型の各試験体では，鋼製スリーブの上で *R*=0.005 までに圧縮降伏している。しかし，柱脚部においては軸力の影響で圧縮されてはい



図―７　主筋ひずみの鉛直方向分布



図－８　Q-ε曲線

るものの，せん断力を加力したことによる影響がほとんど現れない傾向にあった。

図－８の鋼製スリーブ上部における No.7 の *Q*-*ε*曲線を見ても，主筋のひずみが塑性域において圧縮方向に増加しており，鋼製スリーブの影響により柱脚部の剛性が高くなり，スリーブ継手上部にひずみが集中したことが考えられる。

変動軸力を与えた No.9 では，負加力時において引張軸力を受けているため，*R*=0.02 まで柱頭部のひずみがほとんど変化していない。

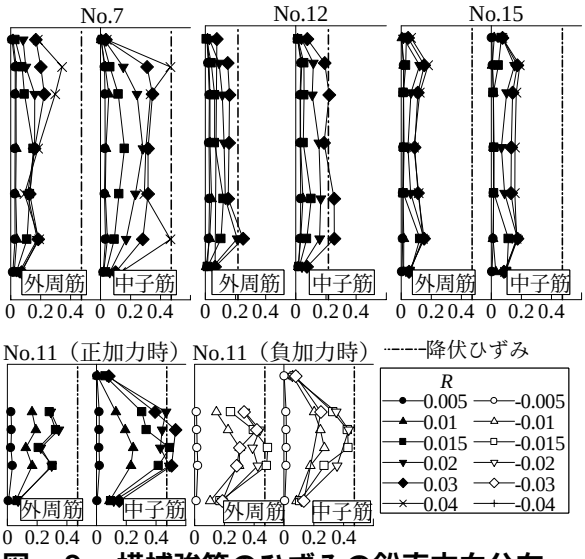
最終的に付着破壊となった No.16 では，主筋のひずみがあまり大きくならず，柱頭においても降伏していない。

せん断破壊型のNo.11 では，最終破壊に至るまで，主筋は弾性範囲内であり，曲げ破壊型の試験体と同様にスリーブ継手の直上のひずみが最も大きくなった。また，隅と辺にある主筋のひずみに大きな差は見られなかった。**図－８**のNo.7 とNo.15 の柱頭部における*Q*-*ε*曲線より，軸力比の大きいNo.7 では主筋のひずみが圧縮側に大きくなっており，圧縮破壊が激しくなっていることが認められる。

3.5．横補強筋のひずみ

正加力時における横補強筋のひずみの鉛直方向分布を**図－９**に示す。**図－９**での各図の最上部が柱頭部，最下部が柱脚部であり，下から 1 番目の位置は鋼製スリーブの中段部にあり，2 番目の位置がスリーブ直上部である。

どの試験体も柱頭および柱脚ではスリーブやスタブによって拘束されるため，あまりひずみが増大していない。また，横補強筋に普通鉄筋を用いた No.12 を除く全ての曲げ破壊型試験体では，最大耐力時および最大耐力の 95%時においても，横補強筋は降伏に至らなかった。横補強筋に高強度強筋（785N/mm^{2}級）を用い，かつ，高軸力（η=0.55）の試験体では中子筋のひずみが外周筋のひずみより大きくなった。しかし，横補強筋に普通鉄筋を用いたNo.12, および高強度鉄筋（785N/mm^{2}級）を用いているが軸力比が小さい(η=0.30)の試験体No.15 では，中子筋のひずみと外周筋のひずみに大きな差は認められな



図－９　横補強筋のひずみの鉛直方向分布

表－４　最大耐力と限界変形角

試験体名			No.6	No.7	No.8	No.9	No.10	No.11	No.12	No.13	No.14	No.15	No.16
実際の破壊形式			曲げ					せん断	曲げ				付着
最大耐力(＋)実験値		Q_{max}	528	496	478	459	467	697	482	435	386	525	488
限界変形角実験値($\times10^{-3}$)		R_u	37.1	23.4	14.4	30.7	30.0	11.2	21.2	36.2	13.9	38.2	16.4
曲げ耐力計算値(kN)	ACI法	$_{ACI}Q_{mu}$	468	468	468	445	445	820	468	319	319	492	492
		実験/計算	1.13	1.06	1.02	1.03	1.05	0.85	1.03	1.36	1.21	1.07	0.99
	NZ法	$_{NZ}Q_{mu}$	395	395	395	361	361	752	395	319	319	451	451
		実験/計算	1.34	1.26	1.21	1.27	1.29	0.93	1.22	1.36	1.21	1.16	1.08
せん断耐力計算値(kN)	靭性保証型指針式	$_{ID①}Q_{su}$	824	760	685	760	760	583	717	540	433	769	567
		実験/計算	0.64	0.65	0.70	0.60	0.61	1.20	0.67	0.81	0.89	0.68	0.86
付着耐力計算値(kN)	靭性保証型指針式	$_{ID}Q_{bu}$	862	770	669	770	770	604	815	581	467	770	595
		実験/計算	0.61	0.64	0.71	0.60	0.61	1.15	0.59	0.75	0.83	0.68	0.82
	角式	$_{KK}Q_{bu}$	613	553	489	553	553	496	582	396	327	546	454
		実験/計算	0.86	0.90	0.98	0.83	0.84	1.41	0.83	1.10	1.18	0.96	1.07

かった。

せん断破壊型の No.11 では，R=0.005 時に，せん断ひび割れが急激に発生し，横補強筋のひずみが急激に大きくなっている。また，R=-0.01 時に，柱中段部で外周筋・中子筋ともに降伏ひずみに達した。

4．最大耐力の検討

最大耐力の実験値と評価式との対応を**表－４**に示す。曲げ耐力および付着耐力は柱のせん断力に換算して表している。曲げ耐力は ACI 応力ブロック法（以下 ACI 法），New Zealand 応力ブロック法（以下 NZ 法）で算出した。柱のせん断耐力は，建築学会靭性保証型指針に従い算出した。付着強度は建築学会靭性保証型指針式，および角式によって算出した。

最大耐力は横補強筋量$p_w\sigma_{wy}$の大きいほど優れていることがわかった。また，軸力比が大きいNo.7 と軸力比の小さいNo.15 比べたときに、軸力比の大きい試験体の方が，最大耐力が小さい。軸力比の大きい試験体は材端部などに圧縮破壊の進行がはやいためと考えられる。

評価式との検討で, 曲げ破壊型の試験体では、最終的に付着破壊した No.16 を除き，実験値が ACI 法を用いた計算値を上回っており，それぞれ良く対応している。せん断破壊型の最大耐力の実験値と計算値の比較では、実験値が計算値を上まっている。最終破壊形式は付着破壊となった No.16 は，角式がよく対応している。

5．まとめ

（１） 最大耐力以降の変形性能は，$p_w\sigma_{wy}$の大きいものほど優れており, p_wが小さくても, 高強度の横補強筋を使用することで十分な拘束効果を期待できる。

（２） PCa 柱底面の平滑度は, 柱脚部の滑り量に大きな影響を与えない。

（３） 軸力比が大きいと, スリーブ上部での主筋のひずみが大きくなる。また，柱頭部においても主筋のひずみが圧縮側に大きくなる。

（４） 一定軸力および変動軸力をうける試験体では圧縮軸力下の曲げ耐力は, 現行の評価式で適切に評価できる。

参考文献

1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の靭性保証型耐震設計指針・同解説, 1999

2) 今井弘ほか：高強度材料を用いたプレキャスト柱の構造性能に関する研究(その１)～(その４)，日本建築学会大会, 構造Ⅳ, pp.185-192, 2005.9

3) 角徹三他：横補強筋の降伏応力度が RC 部材の付着強度に与える影響について,コンクリート工学年次論文集, Vol.16, No.2, 1994