

超高強度材料を用いたRCおよびPCa柱部材の構造性能

松本 智夫* 西原 寛*

Structural Performance on Reinforced Concrete and Precast Concrete Columns Using Ultra High Strength Materials

by Toshio MATSUMOTO and Hiroshi NISHIHARA

Abstract

In this experimental study, in order to clarify the structural performance of RC and precast concrete (PCa) columns with ultra-high strength materials, anti-symmetrical cyclic lateral and varying axial loads, corresponding to the axial load acting on the exterior column in a lower story, were applied to the six specimen columns. Test results on the RC and PCa columns, using 80N/mm^2 or 120N/mm^2 design standard compressive strength and high strength reinforcement, were subsequently reported. The current design codes turned out to be applicable for evaluating the bending and deformation capacities of the RC and PCa columns with ultra-high strength materials.

要 旨

本研究は、高強度コンクリート(F_c80 および F_c120)、高強度主筋(SD490 および USD685)、高強度せん断補強筋(SBPD1275/1420)を組み合わせて用い、下層階の外柱を想定した変動軸力下でのプレキャスト(PCa)を含む RC 柱部材の構造性能を把握するため、曲げせん断実験を 6 体行った。実験結果からは、 $F_c120\text{N/mm}^2$ の試験体の方が 80N/mm^2 の試験体より軸方向の圧縮ひずみ度が大きくなっていった。PCa 柱部材では、RC 柱に比べてかぶりコンクリートの圧壊時のせん断力は大きい、曲げ耐力はわずかに小さくなった。また、既往の曲げ耐力式および限界変形算定式を適用することによって、本試験体の構造性能をある程度評価することができた。

キーワード：超高強度材料 / RC 柱 / プレキャスト部材 / 変動軸力 / 曲げ耐力 / 限界変形角

1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート造建物は、ますます超高層化および大スパン化が進められている。これらの建物の下層階柱に注目すると、大きな長期軸力が作用し、外柱では地震時に大きな変動軸力が生じる。そのため、より高強度なコンクリートおよび鉄筋の使用が必要となっている。また一方で、超高層建物における施工の合理化および工期の短縮を図るためには、部材をプレキャスト化することが必要不可欠である。

本実験研究では、高強度および超高強度コンクリート(F_c80 および F_c120)、高強度主筋(SD490 および

USD685)、高強度せん断補強筋(SBPD1275/1420)を用いたプレキャストを含むRC柱部材の構造性能を把握するため、下層階の外柱を想定した変動軸力下での曲げせん断実験を行った。

この実験研究は、将来の受注に向けての当社の保有技術のひとつに資するものであるが、一部他社では既に実験結果の蓄積がある程度なされている。そこで、 60N/mm^2 を超える高強度コンクリートを用いた柱試験体の既往の実験研究^{1)~15)}を参考にして、変動軸力下での曲げ耐力および変形性能などの主要な構造性能について、本実験でも同様の検証を試みた。

* 技術研究所構造研究室

2. 実験計画

2.1 試験体および使用材料

試験体は、試験区間の柱断面が実大の1/3程度の幅(b)×全せい(D)=330×330(mm)で、せん断スパン比は $M/(QD)=2.0$ の曲げ破壊を想定した6体である。表1に各試験体の構造諸元を、図1に試験体の形状および配筋図を示す。表1に示すように、試験体はコンクリートの設計基準強度(F_c)が80 N/mm²と120N/mm²とに大別される。それぞれの F_c について、在来のRC柱部材では主筋が16-D22(SD490)と16-D19(USD685)の場合を、さらに、後者についてはフルプレキャスト(PCa)柱部材とした場合を試験体の変動要因とした。主筋16本のうちの4本は、下層階外柱を想定した芯鉄筋である。帯筋は全試験体共通に、細径異形PC鋼棒の一筆書きで、囲-RB6.2(SBPD 1275/1420)@50、帯筋比 $p_w=0.73\%$ とした。

表1に示す試験体C80D22とC80D19とは、主筋全断面積のコンクリート全断面積に対する比(p_g)は異なるが、両者の計算曲げ耐力はほぼ同じである。一方、試験体PC80D19は、柱脚および柱頭部共にモルタル充填式の鉄筋継手を用いて、上下スタブからの主筋を試験区間で継いでいる。また、この継手部の帯筋は一般部と同じである(図1参照)。

試験体C120D22、C120D19およびPC120D19については、 F_c が120N/mm²になった以外は、試験体C80D22、C80D19およびPC80D19と同様の構造諸元を有する。

試験体の製作は、PCa柱部材のみ横打ちとして、下スタブのコンクリート打ちに合わせて行った。それ以外は全て縦打ちで、下スタブ、試験区間、上スタブの順に打継いだ。PCa柱部材は、下スタブの上端で建方を行い、柱頭および柱脚と上下スタブとの目地部(各厚さ10mm)には、鉄筋継手と同時にグラウト用高強度モルタルを圧入した。

表2に使用鉄筋の引張強度試験結果を示す。

試験体に使用したコンクリートは、 F_c 80N/mm²の場合は早強ポルトランドセメントを、 F_c 120N/mm²の場合は普通ポルトランドセメントに混和材としてシリカフュームをセメント量の10%用いた。粗骨材はいずれの場合も6号(13mm)砕石である。グラウト用高強度モルタルはプレミックスタイプであり、手押しポンプを使って圧入した。試験区間のコンクリート材料試験用のテス

表1 試験体の構造諸元

試験体名	柱主筋(規格) 主筋比 $p_g(\%)$	コンクリート 設計基準 強度 F_c (N/mm ²)	柱断面寸法 柱内法寸法 せん断スパン比	帯筋(規格) 帯筋比 $p_w(\%)$	導入軸力比 (圧縮・正 ~引張・負)
C80D22	16-D22(SD490) 5.69%	F_c (N/mm ²) =80	$b \times D$ (mm) =330 × 330	囲-RB6.2 @50(SBPD 1275/1420) 0.73%	$N_c/(bDF_c)$ =+0.55(0.50) ~
C80D19	16-D19(USD685) 4.22%				
PC80D19	16-D19(USD685) 4.22%				
C120D22	16-D22(SD490) 5.69%	F_c (N/mm ²) =120	h (mm)=1320 $a/D=2.0$	同上	$N_t/(a_g \gamma)$ =-0.7
C120D19	16-D19(USD685) 4.22%				
PC120D19	16-D19(USD685) 4.22%				

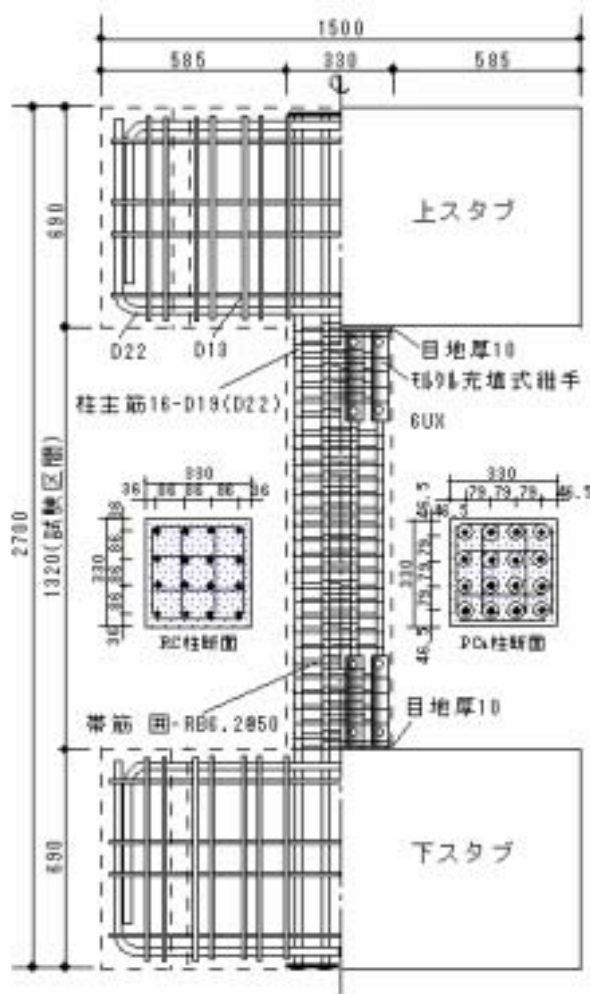


図1 試験体の形状、配筋および断面

表2 鉄筋の力学的特性

使用鉄筋:呼び名(規格)	γ	γ	t	E_s	$el.$
柱主筋 :D22(SD490)	522	2800	715	196	17
柱主筋 :D19(USD685)	745	5700	1008	202	12
帯筋 :RB6.2(SBPD 1275/1420)	1275*	7720*	1442	198	7

記号 γ :降伏強度(N/mm²), γ :降伏歪(μ), t :引張強度(N/mm²), E_s :ヤング係数(kN/mm²), $el.$:伸び(%), *0.2%オフセット法

トピースは現場封緘養生とし、各試験体の加力時期に合わせて圧縮および割裂引張強度試験を行った。表3にコンクリートの強度試験結果を示す。

表3 コンクリート，目地モルタルの力学的特性

試験体	E_c	c	t	試験体	E_c	c	t
C80D22	92.4	37.4	5.95	C120D22	135.6	44.3	7.44
C80D19	98.4	38.7	5.48	C120D19	136.0	44.3	6.91
PC80D19	98.7	39.4	5.00	PC120D19	134.4	44.3	6.80
目地モルタル	136.6	41.4	-	目地モルタル	147.8	43.6	-

記号 : 圧縮強度(N/mm²), E_c :ヤング係数(kN/mm²),
 c t :割裂引張強度(N/mm²)

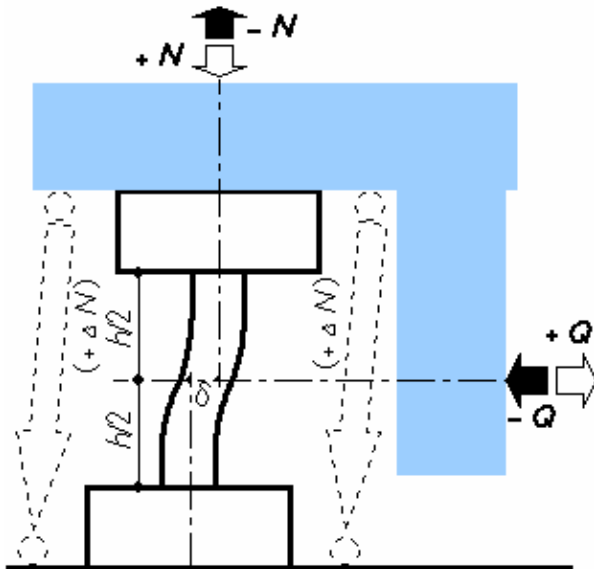


図2 加力方法の模式図

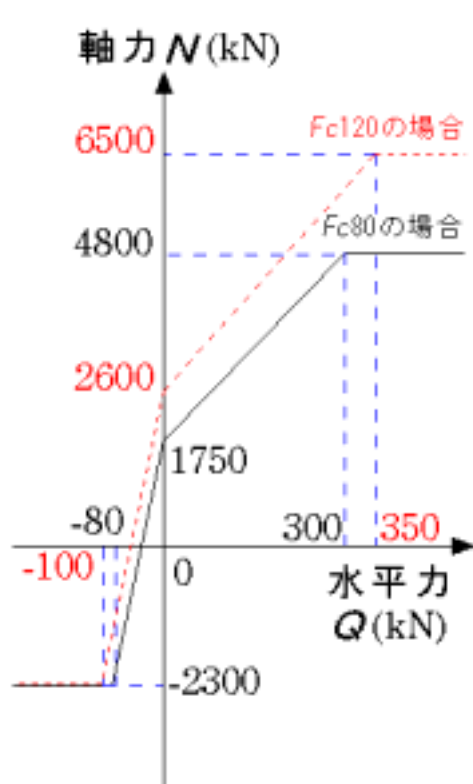


図3 変動軸力の載荷方法

2.2 加力および測定方法

加力方法は、図2に示すようなL字型の加力梁を用いて、変動軸力を作用させながら、試験区間の高さの中央が反曲点位置となるようにした逆対称の正負交番繰り返し加力である。変動軸力の載荷方法を、圧縮軸力を正で表して図3に示す。長期軸力を $0.2F_c bD$ として導入した後、水平せん断力 Q に応じて作用軸力 N を変動させ、正側加力時では $0.55F_c bD$ (F_c :120 N/mm²の場合は $0.50F_c bD$)の圧縮軸力を、負側加力時では $-0.7a_g y$ ($a_g y$:主筋の全断面積と降伏点強度との積)の引張軸力をそれぞれ上、下限とした。水平力(Q)に対する軸力(N)の増分は、圧縮軸力時は $N/Q = 10$ 、引張軸力時は $N/Q = 50$ とした。

なお、図2の模式図に示すように、 F_c :120N/mm²の試験体の場合の圧縮軸力は、 F_c :80N/mm²の試験体を超える分の軸力1700kNを、加力梁の下端で試験体をはさんで平行に直立させた両端がピン接合の2台の油圧ジャッキによって付加した。

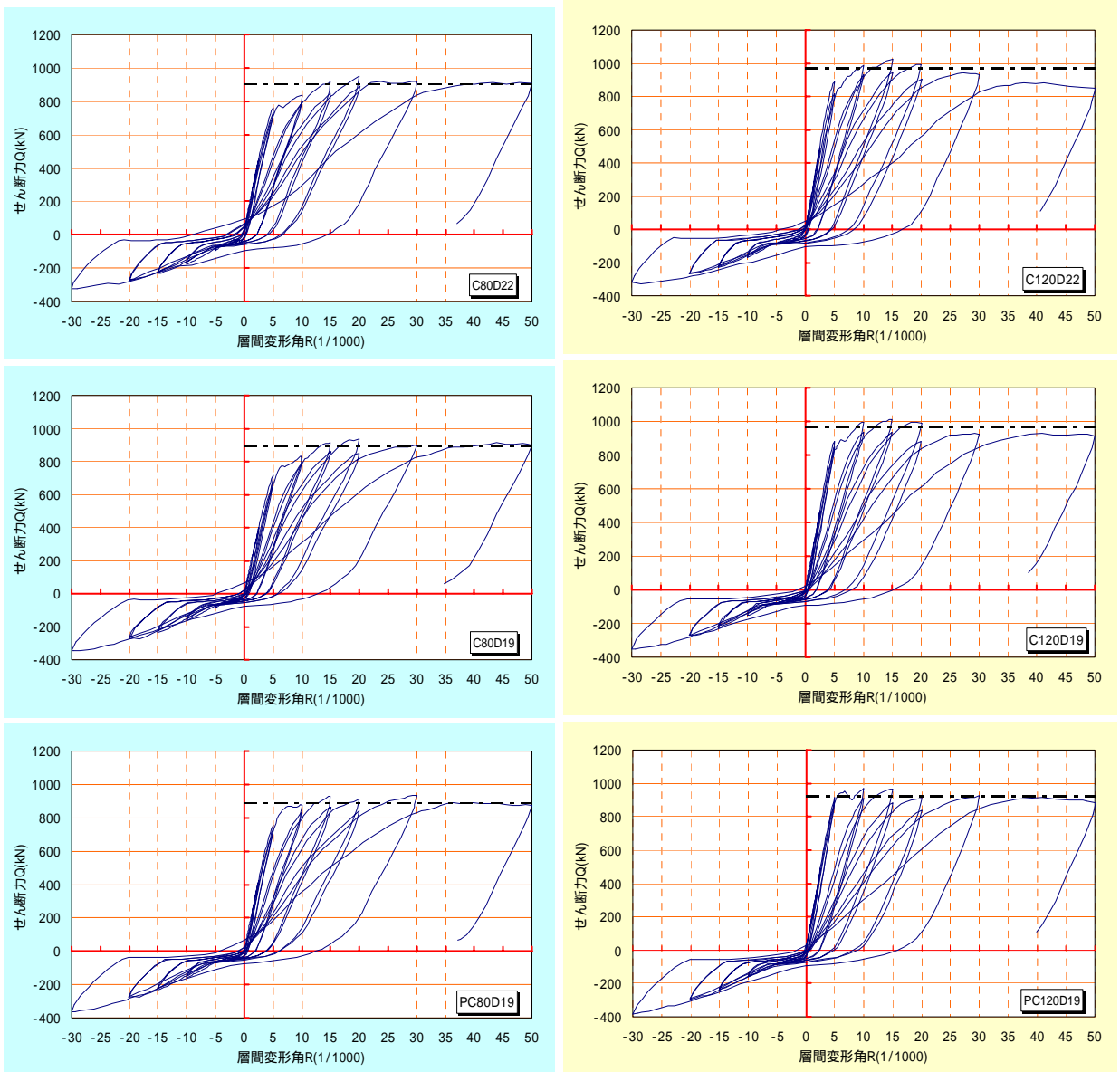
加力の制御は、層間変形角($R = \Delta/h$)による制御で、 $R = \pm 1/400$ で1回、 $\pm 1/200$ 、 $\pm 1/100$ 、 $\pm 1/67$ 、 $\pm 1/50$ でそれぞれ2回、 $\pm 1/33$ 、 $\pm 1/20$ で各1回加力して実験を終了した。

変位の測定は、上下スタブ間の相対変位、軸方向の伸縮変位および柱頭部、柱脚部のずれ変位と目開き量、試験区間の1D区間毎の曲げおよびせん断変形について行った。また、主筋および帯筋の主要な箇所でのひずみ測定も行った。

写真1に加力状況を示す。加力梁の上端および下端に軸力用のジャッキ、右手奥に水平力用のジャッキが見えている。



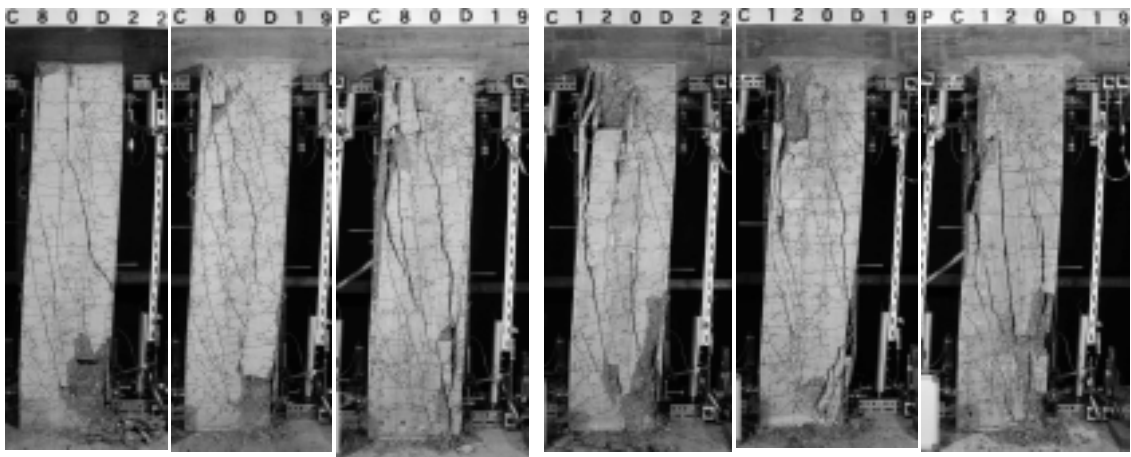
写真1 加力状況



(a) $F_c 80\text{N/mm}^2$ の試験体

(b) $F_c 120\text{N/mm}^2$ の試験体

図4 水平荷重 - 層間変形角 ($Q - R$) 関係 ($P -$ 効果を考慮)



(a) $F_c 80\text{N/mm}^2$ の試験体

(b) $F_c 120\text{N/mm}^2$ の試験体

写真2 層間変形角 $R=+1/20$ における試験体の破壊状況

3. 実験結果の概要

3.1 ひび割れおよび破壊経過

図4にせん断力と層間変形角との関係(Q-R関係)を、P- 効果を考慮した状態で、写真2に圧縮軸力の正側最終加力時(R=+1/20)の破壊状況写真を、それぞれ全試験体について示す。また、表4には各試験体の初ひび割れ時、主筋降伏時、コンクリートの圧壊時、最大荷重時および最終変形角時のせん断力と層間変形角の一覧を示す。表中のせん断力(Q)は、初ひび割れ時を除き、P- 効果を考慮した値である。

なお、図中の1点鎖線は、P- 効果を考慮した履歴曲線で最大せん断力の95%まで耐力が低下した場合の耐力線を示している。

以下に試験体のひび割れ破壊経過を記す。

(a) $F_c 80\text{N/mm}^2$ の試験体

試験体C80D22, C80D19およびPC80D19の初ひび割れは、1サイクルめの正側加力時では生じることなく、負側で引張軸力を載荷し始めた直後に、試験区間と上下スタブとの接合端に生じた。その後は、曲げ引張りひび割れが試験区間のほぼ全域に散在した。PCa柱試験体PC80D19では、生じた引張りひび割れの本数が若干少なかったが、柱頭、柱脚の目地部の影響はみられなかった。

$R=+1/200 \sim +1/100$ で、試験体C80D22は、主筋が圧縮降伏した直後に圧壊が生じて、Q-R関係にも明らかな圧壊による落ち込みの現象がみられた。試験体C80D19は、逆に軽微な圧壊が生じた後に、 $R=+1/100$ で主筋の圧縮降伏が起こっていた。試験体PC80D19も $R=+1/200 \sim +1/100$ で圧壊現象はみられたが、その時点のせん断力は他の2体に比べて

大きく、主筋の圧縮降伏時は $R=+1/100$ を超えていた。試験体C80D19およびPC80D19では、Q-R関係における圧壊による落ち込みの現象は、試験体C80D22ほど顕著ではなかった。また、 $R=+1/100$ では、試験体3体とも試験区間の中央部に、付着割裂とは異なる縦方向のひび割れが多数発生していた。試験体PC80D19の場合は、そのひび割れが柱頭部の継手下端から柱脚部の継手上端に向かって斜め方向に伸展していった。

図4のP- 効果を考慮した最大せん断力時は、試験体C80D22およびC80D19が $R=+1/50$ であるのに対して、試験体PC80D19の場合は $R=+1/33$ であった。各試験体の最大せん断力は、コンクリート圧縮強度を考慮すれば、試験体C80D22が幾分大きいといえる。負側加力時では、いずれの試験体も $R=-1/33$ までせん断力は増加し続けた。

最終変形角時の $R=+1/20$ における各試験体の耐力低下は、表4に示すようにP- 効果を考慮すると最大せん断力の93~96%になっていた。

最終破壊形式は、いずれの試験体も柱頭柱脚部の曲げ圧縮破壊であるが、PCa柱試験体PC80D19では、柱頭柱脚部の継手間でのせん断ひび割れも顕著であった(写真2参照)。

(b) $F_c 120\text{N/mm}^2$ の試験体

試験体C120D22, C120D19およびPC120D19の初ひび割れについては、 $F_c 80\text{N/mm}^2$ の試験体と同様に1サイクルめの負側加力時、引張軸力を載荷し始めた直後に、試験区間と上下スタブとの接合端に生じた。PCa柱試験体PC120D19では、やはり生じた引張りひび割れの本数が若干少なかった。

試験体C120D22は、 $R=+1/200$ の直前で主筋が圧

表4 各種強度および層間変形角

試験体	コンクリート β	±	初ひび割れ時		主筋降伏時		コンクリート圧壊時		最大荷重時		最終変形角時	
			Q_{cr}	R_{cr}	Q_y	R_y	Q_{co}	R_{co}	Q_{max}	R_{max}	Q_{ul}	R_{ul}
C80D22	92.4	正			755.5	5.47	774.7	5.92	948.9	20.05	909.5	50.07
		負	-51.9	-0.73	-75.4	-4.58			-325.4	-30.02		
C80D19	98.4	正			786.2	9.99	770.3	6.48	938.8	20.02	900.5	50.03
		負	-37.9	-0.48	-159.3	-9.70			-347.4	-29.64		
PC80D19	98.7	正			838.6	10.93	870.5	7.61	935.1	29.26	873.4	50.03
		負	-37.9	-0.50	-148.0	-9.42			-360.9	-29.33		
C120D22	135.6	正			877	4.78	888.0	5.00	1022.7	15.03	849.5	50.10
		負	-54.9	-0.58	-89.8	-5.02			-326.2	-28.37		
C120D19	136.0	正			972.5	12.08	892.0	6.08	1013.4	15.01	912.1	50.05
		負	-56.9	-0.61	-188.2	-12.74			-353.2	-30.02		
PC120D19	134.4	正			897.1	7.96	955.1	6.73	968.8	10.02	881.1	50.17
		負	-53.9	-0.45	-123.3	-7.60			-385.2	-30.04		

記号の説明 β : コンクリート実圧縮強度(N/mm²), Q : せん断力(kN), R : 層間変形角(x1/1000)

縮降伏し、直後に圧壊が生じた。また、 $R=-1/200$ では主筋がほぼ引張降伏を示した。これに対して、試験体C120D19およびPC120D19は、 $R=\pm 1/200$ の時点での主筋の降伏は認められなかったが、 $R=+1/200 \sim +1/100$ で共に急激な圧壊を生じ、 $Q-R$ 関係にも明らかな落ち込みの現象がみられた。特に、試験体PC120D19の場合は、その時点のせん断力が大きいため、圧壊による落ち込みも大きく、その後柱頭部継手の直下で主筋が圧縮降伏していた。

$R=+1/100$ では、各試験体とも圧壊が進行し、また、 $F_c 80\text{N/mm}^2$ の試験体と同様に試験区間中央に縦方向のひび割れも生じ始め、 $R=+1/67$ でさらに伸展した。

各試験体の $P-$ 効果を考慮した最大せん断力時は、試験体C120D22およびC120D19が $R=+1/67$ であるのに対して、PCa柱試験体PC120D19の場合は $R=+1/100$ であった。ただし、PC120D19の $R=+1/67$ でのせん断力は、 $R=+1/100$ とほとんど同じ値を示していた。試験体PC120D19の最大せん断力がC120D19よりも若干小さいのは、鉄筋継手がある分主筋の配筋が内側によらざるを得ないためと考えられる。負側加力時では、いずれの試験体も $R=-1/33$ までせん断力の低下はみられなかった。

最終変形角時の $R=+1/20$ における各試験体のせん断力は、 $P-$ 効果を考慮した場合に83～91%に低下していた。

最終破壊形式は、いずれの試験体も柱頭柱脚部の曲げ圧縮破壊であるが、PCa柱試験体PC120D19では、柱頭柱脚部の継手間でのせん断ひび割れおよび継手の直上位置での圧壊の度合いが顕著であった。しかし、主筋の座屈や帯筋の破断といった現象は、いずれの試験体でも観察されなかった。

3.2 軸方向のひずみ度

各試験体の軸方向のひずみ度と層間変形角との関係を図5に示す。軸方向のひずみ度は、柱の材軸位置での上下スタブ間の伸縮変位を、試験区間の長さ($h=1320\text{mm}$)で除して求め、引張ひずみを正として表した。

引張軸力時の軸方向のひずみ性状は、 $R=-1/100$ 以降で $F_c 80\text{N/mm}^2$ の試験体と $F_c 120\text{N/mm}^2$ の試験体でほとんど同じである。圧縮軸力時では、 $R=+1/100$ 以降の軸方向のひずみ度が、 $F_c 120\text{N/mm}^2$ の試験体で大きくなっている。これは、各試験体の

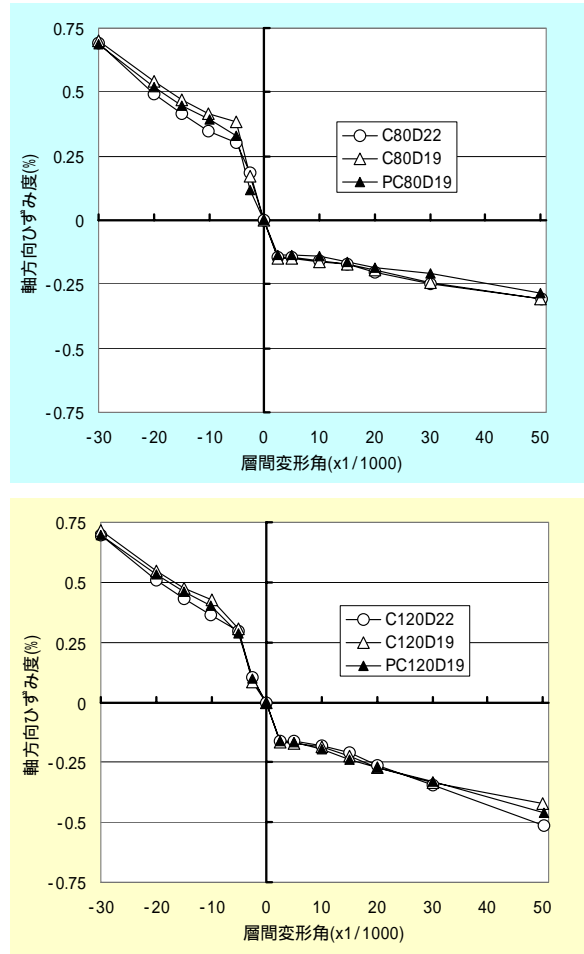


図5 軸方向のひずみ度 - 層間変形角関係

圧縮軸耐力($N_u = a_g \gamma + 0.85(bD - a_g) \beta$)に対する載荷圧縮軸力の比を求めると、 $F_c 120\text{N/mm}^2$ の試験体の方が $F_c 80\text{N/mm}^2$ に比べてわずかに大きいことから、圧壊の程度が激しく、かぶりコンクリートの剥落も広範囲であったと考えられる(写真2参照)。また、軸方向のひずみ度にPCa柱試験体とRC一体打ち試験体との差異は認められなかった。

3.3 副帯筋(中子筋)のひずみ度

図6は、 $F_c 80\text{N/mm}^2$ の試験体3体について、副帯筋(中子筋)の中央位置で測定したひずみ度の材軸方向の分布を、正加力時の層間変形角毎に示した。図中の破線は、せん断補強筋の降伏点(0.2%オフセット)でのひずみ度($\epsilon_y = 0.77\%$)である。PCa柱試験体PC80D19は、在来の試験体C80D22およびC80D19と比較して、 $R=+1/100$ 以降の中子筋のひずみ度が大きくなっている。また、試験体PC80D19の中子筋は、材軸方向のひずみ度の分布が凸型の形状となっており、試験区間の高さの中

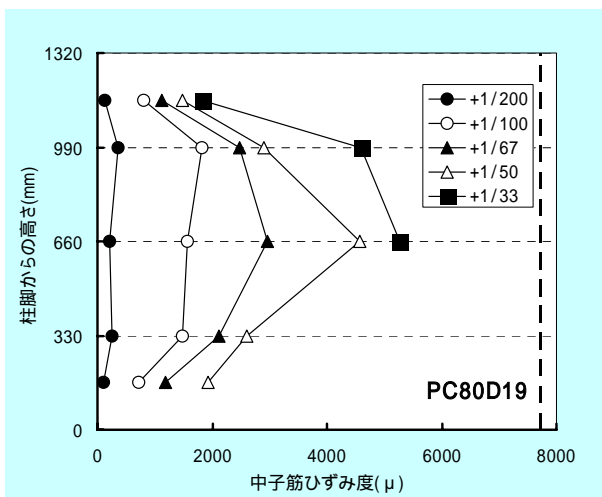
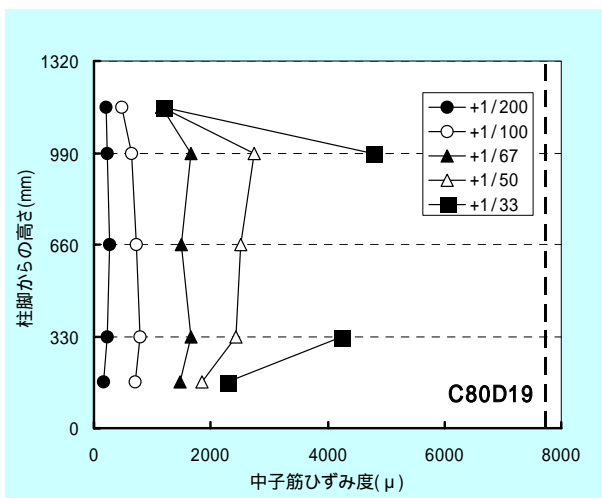
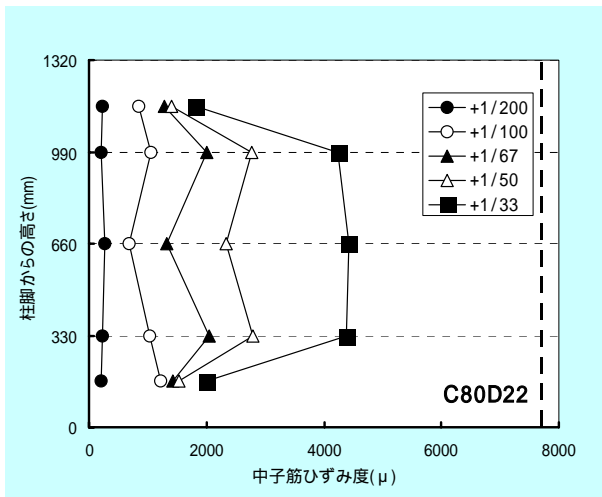


図6 中子筋のひずみ度の材軸方向の分布例

中央位置で最も大きいひずみ度の値を示している。これは、3.1 ひび割れおよび破壊経過で記述しているように、 $R=+1/100$ で発生した縦方向のひび割れが、PCa柱試験体PC80D19の場合には、柱頭部の継手下端から柱脚部の継手上端に向かって斜め方向に伸展したことによると考えられる。

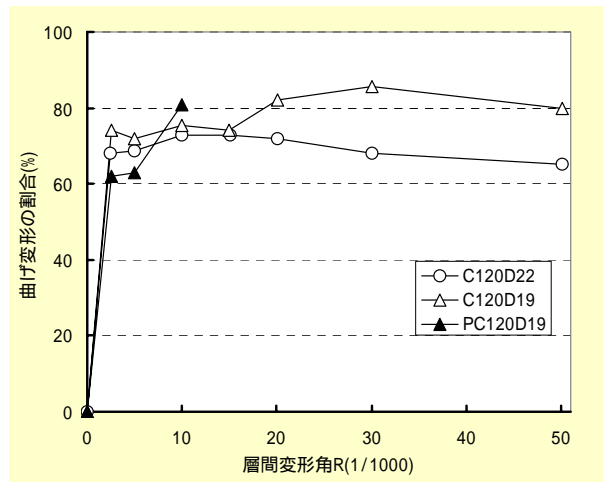
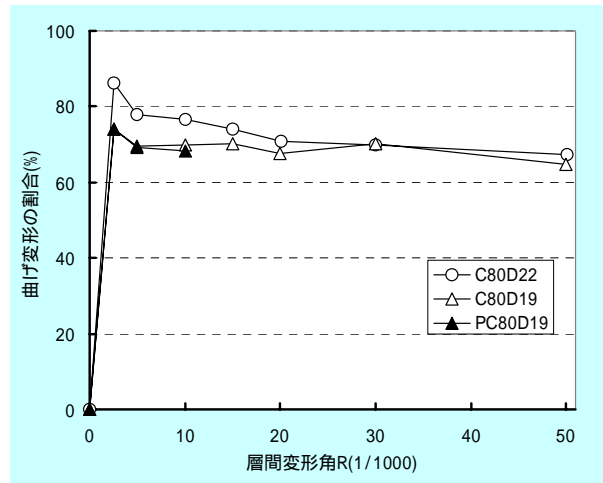


図7 全変形に対する曲げ変形成分の推移

$F_c 120 \text{ N/mm}^2$ の試験体の中子筋についても同様の傾向を示しており、いずれも引張降伏時のひずみ度には達しなかった。

4. 曲げ性能の検討

4.1 曲げ変形成分の割合

図7に各試験体の全変形に占める曲げ変形成分の割合の推移を、正加力時の層間変形角との関係で示した。曲げ変形は、試験区間を1D毎に4区間に分けた各区間の平均曲率を、材軸方向に累加して求めた。

図7によれば、 $F_c 80 \text{ N/mm}^2$ および $F_c 120 \text{ N/mm}^2$ の試験体ともに、曲げ変形成分は最終変形角時まで概ね70%を維持していることが分かる。ただし、PCa柱試験体の場合には、かぶりコンクリートの圧壊時のせん断力が大きく、その程度も激しいために、 $R=+1/100$ 以降の変位計測が不可能になっている。

4.2 断面曲げ解析による検討

本試験体の危険断面位置における断面曲げ解析を行った。解析モデルのコンクリートは、かぶり部分のプレーンコンクリートと、帯筋で囲まれたコア部分のコンファインドコンクリートとを別個に考慮した。超高強度コンクリートの応力度-ひずみ度関係については、プレーンコンクリートの圧縮強度 120N/mm^2 までを適用範囲とする中塚モデル¹⁶⁾と、圧縮強度 $100\sim 180\text{N/mm}^2$ を対象としている小室モデル¹⁷⁾を用いた。また、(超)高強度コンクリートの場合は、寸法効果による圧縮強度の低下があること¹⁸⁾を考慮した。

表5は、 $P-$ 効果を考慮したかぶりコンクリートの圧壊時および最大荷重時(一次ピークおよび二次ピーク)のせん断力実験値と、断面曲げ解析から求まる一次ピークおよび二次ピークのせん断力とを比較したものである。いずれの試験体も寸法効果によるコンクリート圧縮強度の低下を考慮している。まず、一次ピーク、即ちかぶりコンクリートの圧壊時の実験せん断力に対して、解析結果は中塚モデル、小室モデルとも同程度に安全側の値を示している。ただし、PCa柱試験体PC80D19およびPC120D19の場合は、圧壊時の実験せん断力が他の試験体に比べて大きい。解析上ではそこまで再現できていない。

一方、二次ピーク、即ち最大荷重時の実験せん断力については、 $F_c80\text{N/mm}^2$ の試験体では中塚モデルを、 $F_c120\text{N/mm}^2$ の試験体では小室モデルを、それぞれ用いて解析した場合がより実験値に近い値を示した。これについては、帯筋によって拘束されたコンファインドコンクリートのプレーンコンクリートに対する強度上昇の割合が、 $F_c80\text{N/mm}^2$ と $F_c120\text{N/mm}^2$ とでは各モデルで異なることによると考えられる。

表5 断面曲げ解析値と実験値との比較

試験体	圧縮強度 (寸法効果)	圧壊時		最大荷重時		中塚: Q_{mu} (計)		小室: Q_{mu} (計)	
		Q_{co} (実)	Q_{max} (実)	圧壊時	最大時	圧壊時	最大時	圧壊時	最大時
C80D22	78.3	774.7	948.9	655.3	741.4	644.9	746.0		
				(1.18)	(1.28)**	(1.20)	(1.27)**		
C80D19	83.0	770.3	938.8	635.8	787.1	623.1	762.3		
				(1.21)	(1.19)	(1.24)	(1.23)		
PC80D19	83.3	870.5	935.1	614.1	786.5	596.9	741.9		
				(1.42)	(1.19)	(1.46)	(1.26)		
C120D22	111.7	888.0	1022.7	843.1	844.6	811.7	850.0		
				(1.05)	(1.21)	(1.09)	(1.20)		
C120D19	112.0	892.0	1013.4	823.0	826.3	793.4	854.3		
				(1.08)	(1.23)	(1.12)	(1.19)		
PC120D19	110.8	955.1	968.8	787.6	796.8	759.5	824.9		
				(1.21)	(1.22)	(1.26)	(1.17)		

(*) : Q_{co} (実) / Q_{mu} (計), (**): Q_{max} (実) / Q_{mu} (計)
 単位: 圧縮強度 c(N/mm²), せん断力Q(kN)

4.3 ACI規準およびNZ基準式による検討

断面の曲げに対する設計では、ACI 318規準¹⁹⁾あるいはNZ基準²⁰⁾に示された等価長方形応力度ブロック法を用いて曲げ耐力を算定する機会が多い。表6は、一次ピークおよび二次ピークのせん断力実験値と、終局時のコンクリートのひずみ度(ϵ_{cu})を0.3%としたACI規準式から求まるせん断力とを比較したものである。実験値は、 $P-$ 効果を考慮しない場合と、考慮した場合の両方について検討した。

$F_c80\text{N/mm}^2$ の試験体では、ACI規準式から求まるせん断力が、一次ピークおよび二次ピークのせん断力実験値に対して、 $P-$ 効果を考慮しない場合でも安全側の評価を示している。ACI規準式では、かぶりコンクリートの最外縁のひずみ度を0.3%としており、式の値はかぶりコンクリートの圧壊時、即ち一次ピークのせん断力を与えるものと考えられる。その意味では、試験体C80D22およびC80D19では、 $P-$ 効果なしの一次ピークの実験せん断力がACI規準式によって算出され、最大荷重時の二次ピークまで実験せん断力はさらに増大する傾向にあることが示されている。

一方、 $F_c120\text{N/mm}^2$ の試験体では、試験体PC120D19を除くと、一次ピークの実験せん断力の値が、ACI規準式で求まるせん断力よりも小さく、かぶりコンクリートの最外縁のひずみ度が0.3%に達する前に圧壊していることになる。二次ピークで $P-$ 効果を考慮した場合には、実験せん断力に対してACI規準式で求まるせん断力は安全側となるが、その安全率は小さい。PCa柱試験体PC120D19の場合は、 $P-$ 効果を考慮しない一次ピークの実験せん断力の値が、二次ピークのそれよりも大きく、ACI規準式から求まるせん断力は安全側となるが、安全率はかなり小さい。従って、

表6 ACI 規準式と実験値との比較

試験体	$P-$ 効果	圧壊時		最大荷重時		ACI規準式 Q_{mu} (計)	圧壊時		最大荷重時	
		Q_{co} (実)	Q_{max} (実)	実/計*	実/計**		実/計*	実/計**		
C80D22	なし	746.3	853.1			726.8	1.03	1.17		
	あり	774.7	948.9				1.07	1.31		
C80D19	なし	739.3	843.1			720.5	1.03	1.17		
	あり	770.3	938.8				1.07	1.30		
PC80D19	なし	834.1	857.1			697.2	1.20	1.23		
	あり	870.5	935.1				1.25	1.34		
C120D22	なし	855.3	924.8			968.6	0.88	0.95		
	あり	888.0	1022.7				0.92	1.06		
C120D19	なし	852.4	929.6			930.5	0.92	1.00		
	あり	892.0	1013.4				0.96	1.09		
PC120D19	なし	911.1	903.7			896.9	1.02	1.01		
	あり	955.1	968.8				1.06	1.08		

* Q_{co} (実) / Q_{mu} (計), ** Q_{max} (実) / Q_{mu} (計), 単位: せん断力Q(kN)

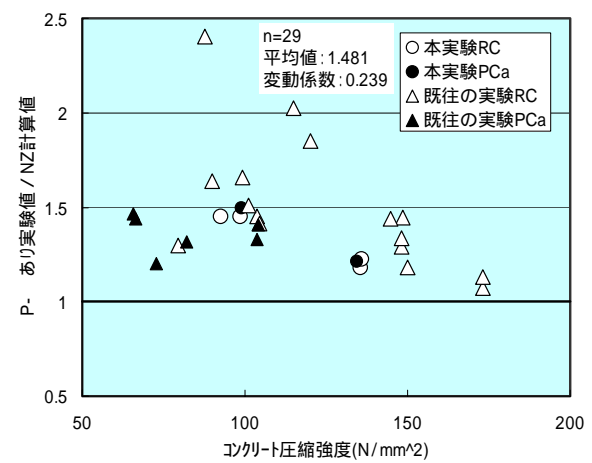
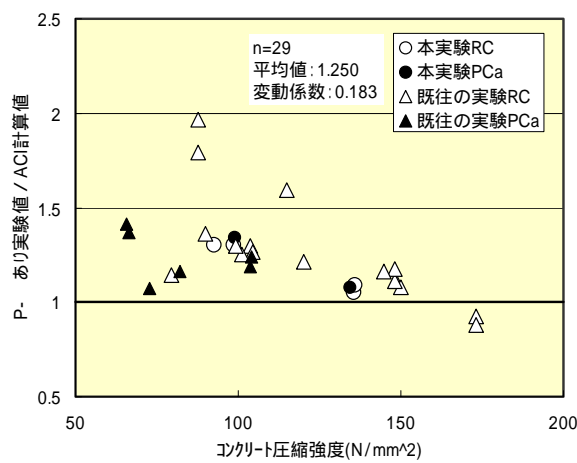
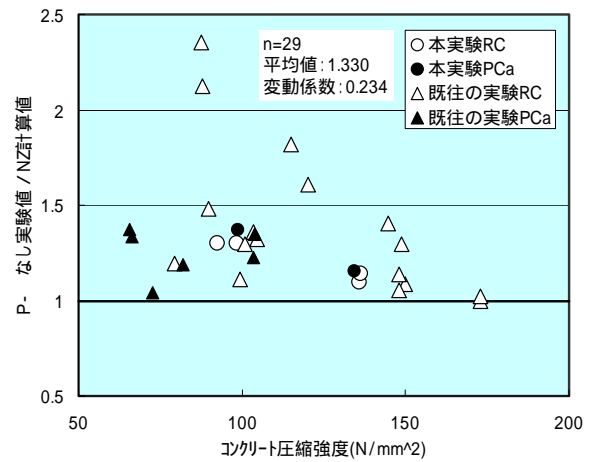
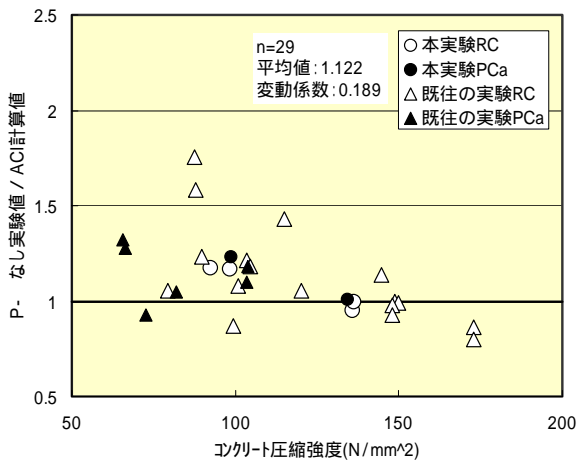


図8 ACI 規準式による既往の実験値の評価

図9 NZ 基準式による既往の実験値の評価

F_c 120N/mm²の柱部材に対して、ACI規準式を用いて曲げ設計を行う場合には注意が必要である。

上記の本試験体で示されたACI規準式による曲げ耐力の検討を、60N/mm²を超えるような高強度コンクリートを用いた柱試験体の既往の実験^{1)~15)}についても行った。選定した既往の実験^{1)~15)}は、以下の条件を満たすものである。

1)試験体のコンクリート圧縮強度が60N/mm²を超えているものを対象とした。実圧縮強度は、 f_{cB} =65.7~173 N/mm²であった。

2)試験体の載荷方法は、変動軸力下での建研式の逆対称加力であり、圧縮軸力時の最大せん断強度を検討の対象とした。圧縮軸力比は、 $N/(bD f_{cB})=0.35$ ~0.6であった。

3)圧縮軸力によって生じるP-効果については、考慮しない場合と考慮した場合の両方を検討の対象とした。

4)矩形断面の主軸と直交方向に加力しているRCおよびフルPCa柱部材が対象で、45度方向の加力、

外側鋼板巻き補強、外殻薄肉PCaなどの試験体は対象外とした。

過去10年間に発表された実験研究^{1)~15)}から、上記の条件を満たす23体の試験体を選定したが、これらは全て曲げ系の最終破壊状況を呈していた。

図8は、一次ピーク、二次ピークの比較から、実験最大せん断強度をACI規準式($f_{cu}=0.3\%$)による算定値で除した比と、コンクリート圧縮強度との関係を示した。図8からは、P-効果を考慮しない実験値に対するACI規準式による算定値は、コンクリート圧縮強度が大きくなるに従い、本実験も含めて安全側から危険側へと移行していることが分かる。また、実験値に対してP-効果を考慮することで、ACI規準式による算定値は、概ねコンクリート圧縮強度が150N/mm²以下では安全側の評価となるが、圧縮強度が大きくなるとその安全率は小さくなる傾向にある。

コンクリート圧縮強度が大きくなるほどACI規準式による評価が危険になる可能性が示唆された

ことから，NZ基準式の適用を試みた。図9は，図8と同様の検討を，計算値にNZ基準式を用いて行ったものである。NZ基準式は，コンクリートの圧縮強度が55 N/mm²を超える場合，下式(1)に示すように，低減係数(γ_1 または k_3)を0.75を下限としてACI規準式の0.85からさらに漸減させている。これによれば，図9に示すP- 効果を考慮しない実験値に対して，NZ基準式による算定値は，コンクリート圧縮強度が150 N/mm²以下であれば，ほぼ安全側の評価となっている。

$$\gamma_1 = 0.85 - 0.004(f_{c, B} - 55) \quad 0.75: f_{c, B} \leq 55 \text{N/mm}^2 \quad (1)$$

以上の検討から，P- 効果を考慮しない超高強度コンクリートを用いた柱部材の曲げ設計においては，コンクリート圧縮強度の低減係数(γ_1)を式(2)のように定める。

$$\gamma_1 = 0.85 - 0.002(f_{c, B} - 55) \quad 0.65: f_{c, B} \leq 55 \text{N/mm}^2 \quad (2)$$

図10は，P- 効果を考慮しない実験値を，NZ基準式のコンクリート圧縮強度の低減係数(γ_1)を式(2)のように修正した場合の算定値で除した比と，コンクリート圧縮強度との関係を示した。途中で加力試験を終了していると思われる既往のPCa試験体1体を除くと，対象とした全てのコンクリート圧縮強度の試験体で安全側の評価とすることができた。

4.4 限界変形角についての検討

本実験から求められた限界変形を，既往の理論限界変形の算定式による値と比較してみた。既往の理論限界変形の算定式については，Q-R関係にP- 効果を考慮しない場合は，コンクリート圧縮強度160N/mm²までの検証を行った石川，木村の研究²¹⁾を，また，P- 効果を考慮した場合は，コンクリート圧縮強度100N/mm²までの検証を行った稲井，平石の研究²²⁾をそれぞれ参考とした。ここでは，前者の提案式を石川式，後者を稲井式と呼ぶ。

実験から限界変形角を求める場合は，圧縮軸力時(正加力時)のQ-R関係にP- 効果を考慮しない場合は，最大せん断力の80%にせん断力が低下した時点の変形角²¹⁾とし，P- 効果を考慮した場合は，せん断力が最大せん断力の95%に低下した時

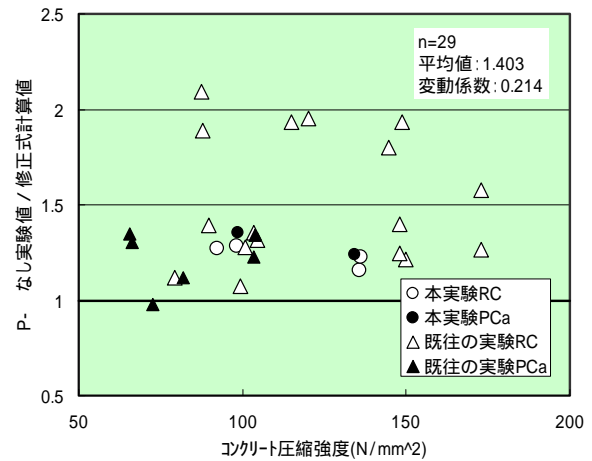


図 10 NZ 修正式による既往の実験値の評価

表 7 限界変形角の実験値と計算値との比較

試験体	P- 効果	限界変形角 (x1/1000)		実/計***
		Ru(実)*	Ru(計)**	
C80D22	なし	47.83	35.63	1.34
	あり	50.07	25.53	1.96
C80D19	なし	48.46	44.00	1.10
	あり	50.03	26.86	1.86
PC80D19	なし	41.00	44.00	0.93
	あり	39.84	27.95	1.43
C120D22	なし	33.17	28.47	1.17
	あり	23.26	24.28	0.96
C120D19	なし	34.47	34.05	1.01
	あり	24.16	24.64	0.98
PC120D19	なし	36.26	34.05	1.06
	あり	30.02	25.66	1.17

*P- 効果なしは実験最大せん断力の80%に耐力が低下したとき，

P- 効果ありは実験最大せん断力の95%に耐力が低下したとき。

**P- 効果なしは石川式，P- 効果ありは稲井式で算定。

***Ru(実)/Ru(計)

点の変形角²²⁾とした(図4参照)。

表7は，上記の定義に従って本実験から求まる限界変形角と，石川式および稲井式で算定した結果とを比較したものである。まず，各試験体の限界変形角については，P- 効果を考慮しない場合と考慮した場合とで，本来はほぼ同一の値となるはずである。表7から， $F_c 80 \text{N/mm}^2$ の試験体ではP- 効果の影響の有無に拘わらず，定義に則ればほぼ同じ限界変形角が特定される。ところが， $F_c 120 \text{N/mm}^2$ の試験体では，P- 効果を考慮しない場合の限界変形角と考慮した場合のそれとは，10/1000rad.程度の違いがあり，P- 効果を考慮した場合の方が限界変形角は小さい。

P- 効果を考慮しない場合とした場合の限界変形角を，それぞれ石川式と稲井式で算定したところ， $F_c 80 \text{N/mm}^2$ の試験体では，PC80D19でP- 効果なしを除くと概ね実験値を安全側に評価してい

ることになる。稲井式で求まる限界変形角は、 $F_c 80\text{N/mm}^2$ の試験体の限界変形角をかなり過小に評価する結果となった。一方、 $F_c 120\text{N/mm}^2$ の試験体では、 P -効果を考慮しない場合の石川式による評価では安全側となるが、 P -効果を考慮した場合の稲井式は、試験体 C120D22 および C120D19 で幾分危険側の評価となった。これについては、稲井式で断面中央部 $D/3$ 間の全ての主筋が降伏強度相当の圧縮軸力を負担するとして計算しているが、実際には過大な仮定となっていることによると考えられる。稲井式も、設計式を提案する段階では、中間部主筋の軸方向力負担を降伏強度の $1/2$ に低減しており、これを用いれば本試験体における評価も当然安全側となる。

5. まとめ

変動軸力を受ける超強度材料を用いた RC および PCa 柱部材の曲げせん断実験を行い、次のような知見が得られた。

- 1) 計算曲げ耐力がほぼ等しくなるように、主筋に D22(SD490)を用いた試験体と D19(USD685)を用いた試験体では、前者は主筋が圧縮降伏した直後にかぶりコンクリートが圧壊したのに対して、後者はコンクリートの圧壊が先行し、その後に主筋が圧縮降伏した。
- 2) コンクリート設計基準強度 $F_c 80\text{N/mm}^2$ 、 $F_c 120\text{N/mm}^2$ の場合とも、PCa 柱試験体はかぶりコンクリートの圧壊時のせん断力が RC 柱に比べて大きい、逆にその後のせん断力の上昇分は小さかった。また、曲げ耐力も、外周の主筋が内側によって配筋されることから、RC 柱に比べてわずかに小さくなっていた。
- 3) コンクリートの設計基準強度を $F_c 80\text{N/mm}^2$ と 120N/mm^2 として、圧縮軸力比は前者が 0.55、後者は 0.5 とした場合、本実験では大変形時の軸方向のひずみ度は $F_c 120\text{N/mm}^2$ の試験体の方が大きく、かぶりコンクリートの圧壊も広範囲に及んでいた。
- 4) 各試験体の曲げ耐力を、かぶりとコア部分を別個に考慮した断面曲げ解析と、ACI のストレスブロック法によって評価したところ、断面曲げ解析では概ね安全側の評価となった。また、ACI 規準式を用いた場合には、 P -効果を考慮しない実験値に対して、コンクリート圧縮強度が大きくなるに従い、算定値は危険側となる傾

向にあった。そのため、NZ 基準式を参考にコンクリート圧縮強度の低減係数()を修正提案した。

- 5) 本試験体の限界変形角については、実験値に対して P -効果を考慮しない場合と考慮した場合で異なる算定式によって検討したが、 P -効果を考慮しない場合の算定式は概ね実験値を再現していた。

謝辞

試験体の鉄筋継手の製作は、日本スプライススリーブ(株)エンジニアリング部技術課の協力によるものであり、記して謝意を表します。

参考文献

- [1] 竹中啓之, 他4名: 超強度材料を用いた鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験研究(その1, その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)C-2構造, pp. 171-174, 1996.9
- [2] 濱田 真, 他3名: 高強度材料を使用したRC柱部材の開発, 日本建築学会技術報告集, 第3号, pp. 111-116, 1996.12
- [3] 小室 努, 他3名: 超強度材料を用いたRC柱の構造性能(その1, その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)C-2構造, pp. 37-40, 1997.9
- [4] 田野健治, 他2名: 高強度RC造柱の曲げおよびせん断性状(その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)C-2構造, pp. 375-376, 1998.9
- [5] 黒瀬行信, 他4名: 超強度鉄筋コンクリート構造($F_c=120\text{N/mm}^2$)の開発(その1, その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)C-2構造, pp. 607-610, 2000.9
- [6] 石川裕次, 他3名: 高強度コンクリート・高強度鉄筋を用いた柱の高軸力下における力学性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp. 943-948, 2000.6
- [7] 岡本 守, 他6名: 超強度材料を用いた鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験(その5, その6), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)C-2構造, pp. 423-426, 2001.9
- [8] 山内茂一, 他6名: プレキャスト鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験研究(その3, その4), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)C-2構造, pp. 399-402, 2001.9

- [9]堀 伸輔, 他4名: 超高強度鉄筋コンクリート構造の柱部材実験(その1, その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)C-2構造, pp. 415-418, 2001.9
- [10]渡辺英義, 他5名: 超高強度コンクリートを用いたRC柱の高軸力下における構造性能(その1, その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)C-2構造, pp. 151-154, 2003.9
- [11]羽鳥敏明, 他6名: 超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験研究(その7, その8), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)C-2構造, pp. 155-158, 2003.9
- [12]羽鳥敏明, 他6名: 超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験研究(その9, その10), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)C-2構造, pp. 477-480, 2004.8
- [13]岩岡信一, 他5名: 超高強度コンクリート($F_c=150\text{N/mm}^2$)を用いたRC柱部材実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)C-2構造, pp. 491-492, 2004.8
- [14]奥本拓也, 他5名: 高強度材料を用いたプレキャスト鉄筋コンクリート造柱の実験的研究(その1, その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)C-2構造, pp. 473-476, 2004.8
- [15]多田公平, 他6名: プレキャスト鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験研究(その5, その6), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)C-2構造, pp. 201-204, 2005.9
- [16]中塚 侑, 阪井由尚, 中川裕史: コンファインドコンクリートの強度・変形特性推定式(その2), 日本建築学会構造系論文集, 第505号, pp. 93-99, 1998.3
- [17]小室 努, 今井和正, 村松晃次, 是永健好, 渡邊史夫: $100\sim 180\text{N/mm}^2$ の超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の圧縮特性, 日本建築学会構造系論文集, 第577号, pp. 77-84, 2004.3
- [18]熊谷仁志, 戸沢正美, 黒瀬行信: 超高強度鉄筋コンクリート立体耐震壁の曲げ圧縮破壊に関する研究, コンクリート工学論文集, Vol.16, No.3, pp. 59-68, 2005.9
- [19]American Concrete Institute: Building Code and Commentary, ACI318 M-02, 2002
- [20]Standards New Zealand: The Design of Concrete Structures, NZS 3101-1995, 1995
- [21]石川裕次, 木村秀樹: 高強度材料を用いたRC柱部材の限界変形に関する研究, コンクリート工学論文集, Vol.16, No.1, pp. 55-66, 2005.1
- [22]稲井栄一, 平石久廣: 曲げ破壊する鉄筋コンクリート造柱の設計用限界変形算定式, 日本建築学会技術報告集, 第18号, pp. 109-114, 2003.12