

# 論文 超高強度材料を用いたRC柱部材の曲げ性状に関する実験的研究

松本 智夫\*1・西原 寛\*2

**要旨:** プレキャスト(PCa)を含むRC柱部材の曲げせん断実験を, コンクリートの設計基準強度( $F_c$ )80 および 120N/mm<sup>2</sup>, 主筋の規格降伏点 490 および 685N/mm<sup>2</sup>, せん断補強筋の規格降伏点 1275N/mm<sup>2</sup> を組合わせて用いて行った。実験は, 下層階の外柱を対象として変動軸力下での曲げ性状を把握することを目的とした。実験結果からは,  $F_c$ 120N/mm<sup>2</sup> の試験体の方が 80N/mm<sup>2</sup> 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, 既往の曲げ耐力式を用いて試験体の曲げ性状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, 圧壊, 曲げ耐力

## 1. はじめに

RC 建造物が, 超高層化および大スパン化することにより, 下層階の柱部材には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。一方, 超高層建物の工期短縮, 施工合理化の観点からは, 部材のプレキャスト(PCa)化が不可欠である。

そこで, 超高強度材料, 即ちコンクリートの設計基準強度( $F_c$ ) 80 および 120N/mm<sup>2</sup>, 主筋の規格降伏点 490 および 685N/mm<sup>2</sup>, せん断補強筋の規格降伏点 1275N/mm<sup>2</sup> を組合わせて用い, PCa を含む RC 柱部材の曲げせん断実験を行った。本報では, 下層階の外柱を対象とした変動軸力下での曲げ性状を把握することを目的とした。

120N/mm<sup>2</sup>の3体とに大別される。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。帯筋は細径異形PC鋼棒の一筆書きの囲字型で, 全試験体共通とした。

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( $\rho_g$ )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主筋を継いでおり, この継手部の帯筋は一般部と同じである。試験体C120D22,

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体および使用材料

表-1に各試験体の構造諸元を示す。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に示すように, 試験体は $F_c$ が80N/mm<sup>2</sup>の3体と

表-1 試験体の構造諸元

試験体名	柱主筋(規格) 主筋比 $\rho_g$ (%)	コンクリート 設計基準 強度	柱断面寸法 柱内法寸法 せん断スパン比	帯筋(規格) 帯筋比 $\rho_w$ (%)	導入軸力比 (圧縮・正 ~引張・負)
C80D22	16-D22(SD490) 5.69%	$F_c$ (N/mm <sup>2</sup> ) =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 <sup>2</sup> ) =120	$h$ (mm)=1320	1275/1420 0.73%	$N_t/(a_g \sigma_y)$ =-0.7
C120D19	16-D19(USD685) 4.22%		$a/D=2.0$		
PC120D19	16-D19(USD685) 4.22%				

\*1 安藤建設(株)技術研究所構造グループ 博士(工学) (正会員)

\*2 安藤建設(株)技術研究所構造グループ 室長 (正会員)

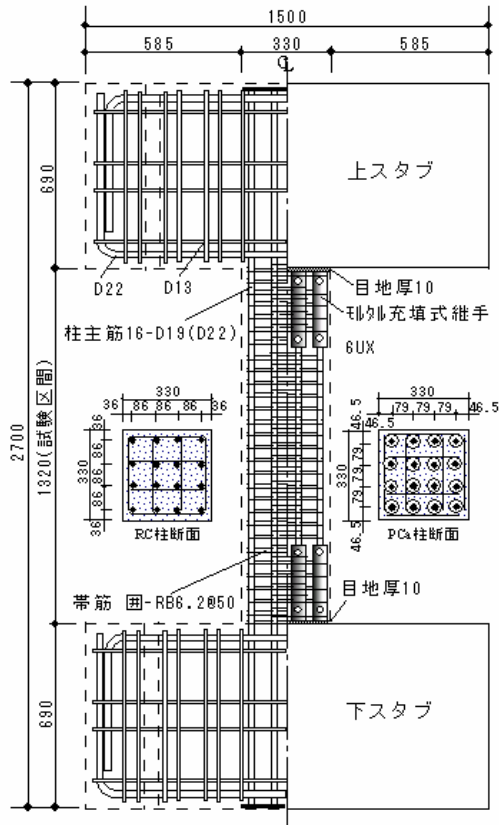


図-1 試験体の形状、配筋および断面

C120D19およびPC120D19については、 $F_c$ が $120\text{N/mm}^2$ になった以外は、試験体C80D22、C80D19およびPC80D19とそれぞれ同様の構造諸元を有する。図-1に試験体の形状と配筋を示す。

試験体の製作は、PCa柱部材のみ予め横打ちとし、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、 $F_c 80\text{N/mm}^2$ の場合は早強ポルトランドセメントを、 $F_c 120\text{N/mm}^2$ 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ェ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。表-3にコンクリートの圧縮および割裂引張強度試験結果を示す。

表-2 鉄筋の力学的特性

使用鉄筋:呼び名(規格)	$\sigma_y$	$\epsilon_y$	$\sigma_t$	$E_s$	$el.$
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  $\sigma_y$ :降伏強度( $\text{N/mm}^2$ ),  $\epsilon_y$ :降伏歪( $\mu$ ),  $\sigma_t$ :引張強度( $\text{N/mm}^2$ ),  $E_s$ :ヤング係数( $\text{kN/mm}^2$ ),  $el.$ :伸び(%), \*0.2%オフセット法

表-3 コンクリートの力学的特性

試験体	$\sigma_B$	$E_c$	$c\sigma_t$	試験体	$\sigma_B$	$E_c$	$c\sigma_t$
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  $\sigma_B$ :圧縮強度( $\text{N/mm}^2$ ),  $E_c$ :ヤング係数( $\text{kN/mm}^2$ ),  $c\sigma_t$ :割裂引張強度( $\text{N/mm}^2$ )

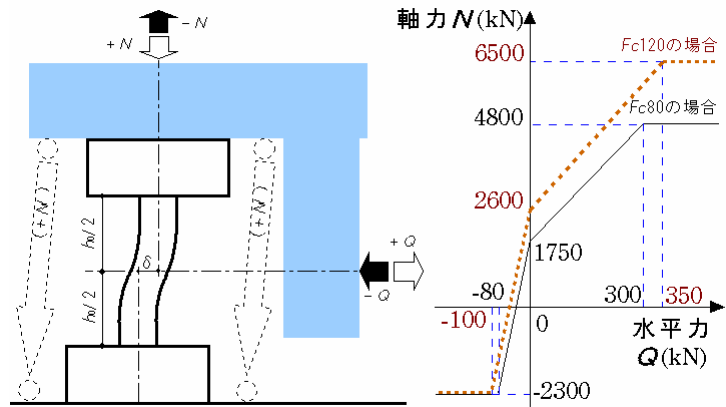


図-2 加力の模式図

図-3 軸力の載荷方法

## 2.2 加力方法

加力方法は、図-2に示す模式図のような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な逆対称の正負交番繰返し加力である。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、水平力 $Q$ の正側加力時では $0.55F_c bD$  ( $F_c 120$ の場合は $0.50F_c bD$ )の圧縮軸力を、負側加力時では $-0.7a_g \sigma_y$  ( $a_g \sigma_y$ :主筋の全断面積と実降伏強度との積)の引張軸力を上限とした。

加力の制御は、層間変形角( $R$ )による制御で、 $R = \pm 2.5/1000$ で1回、 $\pm 5/1000$ ,  $\pm 10/1000$ ,  $\pm 15/1000$ ,  $\pm 20/1000$ でそれぞれ2回、 $\pm 30/1000$ ,  $\pm 50/1000$ で各1回加力して実験を終了した。

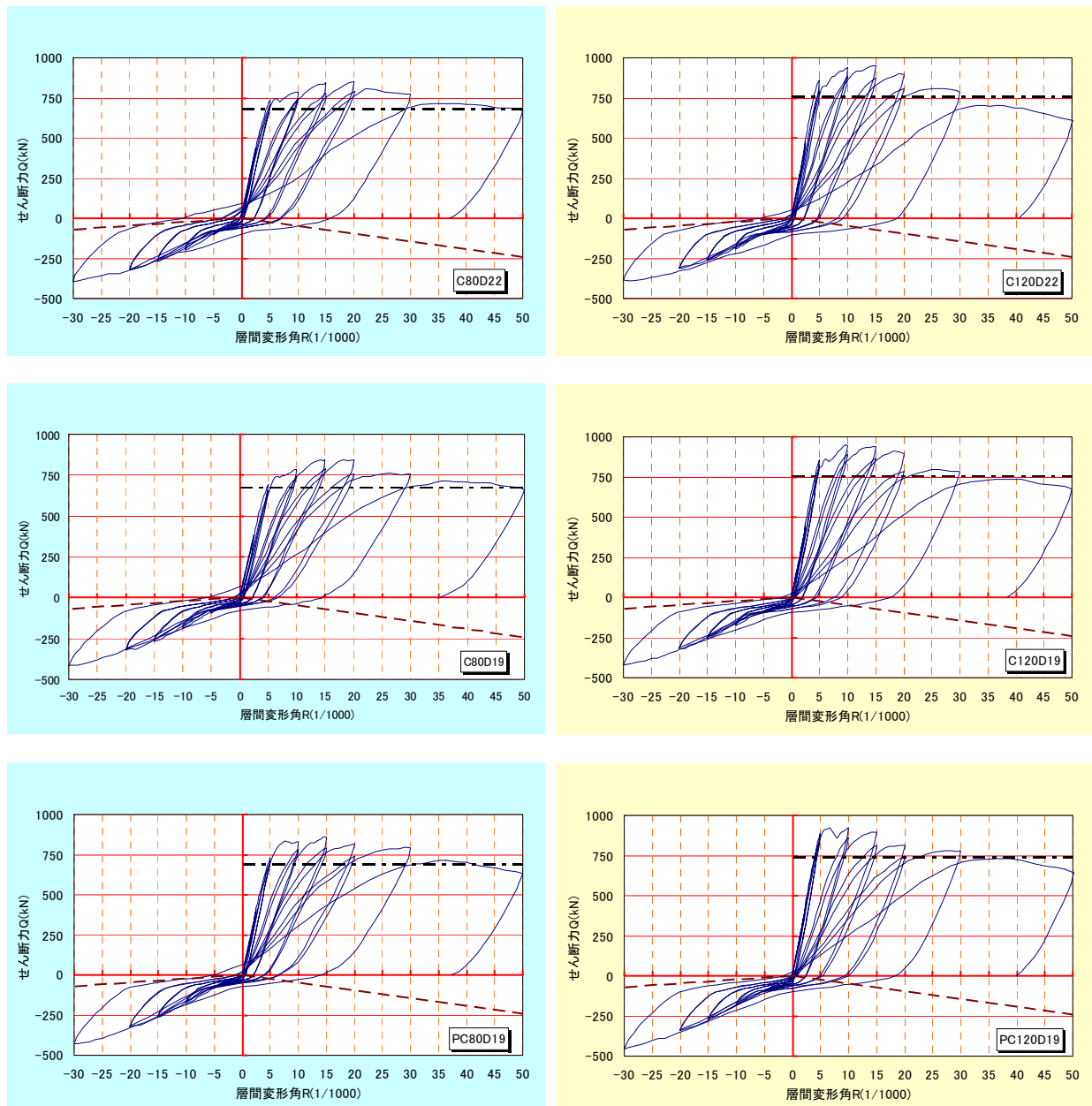


図-4 せん断力-層間変形角( $Q-R$ )関係 ( $P-\Delta$ 効果を無視)

### 3. 実験結果

#### 3.1 結果の概要

図-4 に全試験体のせん断力-層間変形角関係を示す。図中の破線は  $P-\Delta$  効果を考慮した軸線である。 $F_c 80\text{N/mm}^2$  の試験体と  $120\text{N/mm}^2$  の試験体で  $P-\Delta$  効果が同一であるのは、図-2 の加力の模式図に示すように、 $F_c 120\text{N/mm}^2$  の試験体では、 $F_c 80\text{N/mm}^2$  の試験体を超える分の圧縮軸力を、加力梁の下端で試験体をはさんで平行に直立させた 2 台の油圧ジャッキによって付加したためである。このジャッキは、両端をピン

接合とすることで試験体の変形に追従させた。また、1 点鎖線は、 $P-\Delta$  効果を考慮しない履歴曲線で最大せん断力の 80% まで耐力が低下した場合の耐力線である。表-4 に各荷重時のせん断力と層間変形角を示す。表中のせん断力は、初ひび割れ時を除き、 $P-\Delta$  効果を考慮した値である。

#### 3.2 ひび割れ破壊経過

各試験体の初ひび割れは、1 サイクルめの正加力時では確認されず、負加力時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、曲げ引張ひび割

表-4 各種せん断力および層間変形角（初ひび割れ時を除き  $P-\Delta$  効果を考慮）

試験体	コンクリート $\sigma_B$	±	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	—	—	877.7	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  $\sigma_B$ : コンクリート実圧縮強度 [ $\text{kN}/\text{mm}^2$ ],  $Q$ : せん断力 [ $\text{kN}$ ],  $R$ : 層間変形角 [ $\times 1/1000$ ]

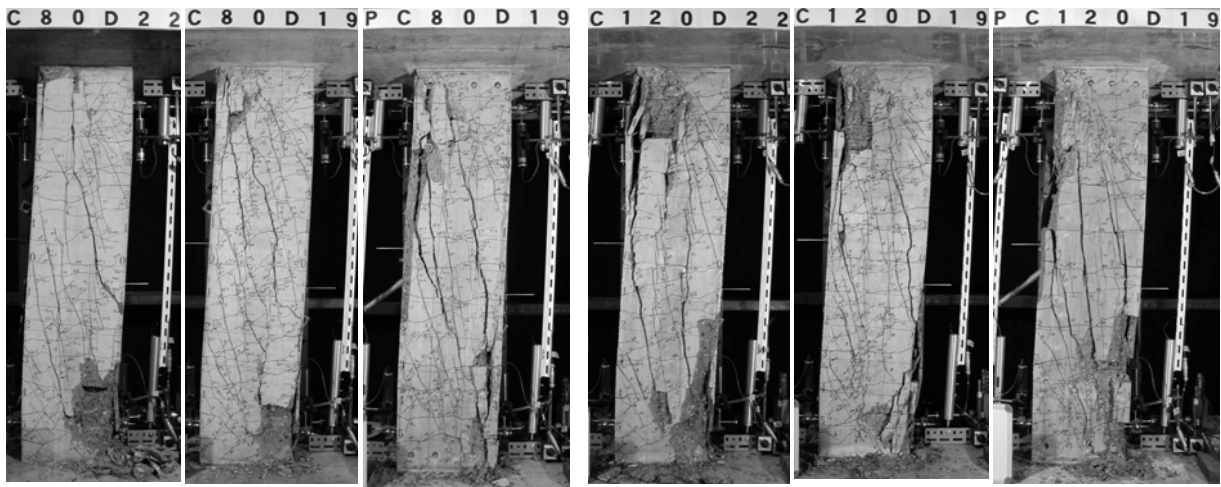


写真-1 各試験体の最終破壊状況

れが試験区間のほぼ全域に散在した。PCa 柱試験体 PC80D19, PC120D19 では、生じた引張りひび割れの本数が若干少なかったが、目地部の影響はみられなかった。

主筋に SD490 を用いた試験体 C80D22 および C120D22 は、概ね  $R=+5/1000$  で主筋が圧縮降伏し、直後にかぶりコンクリートの圧壊が生じた。一方、主筋に USD685 を用いた試験体 C80D19, PC80D19, C120D19 および PC120D19 は、 $R=+5 \sim +10/1000$  でコンクリートの圧壊が先行し、概ね  $R=+10/1000$  で主筋の圧縮降伏が生じた。特に、PCa 柱試験体 PC80D19 および PC120D19 では、 $R=+5 \sim +10/1000$  で圧壊するときのせん断力が、ほぼ最大せん断力に達しており、その後の履歴性状に影響を及ぼしていると考えられる。

さらに、 $R=+10/1000$  では、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。PCa 柱試験体の場合、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た。

図-4 の破線で示す  $P-\Delta$  効果を考慮した最大せん断力時は、試験体 C80D22, C80D19 がともに  $R=+20/1000$ 、試験体 PC80D19 が  $R=+30/1000$  であった。また、試験体 C120D22, C120D19 が  $R=+15/1000$  であるのに対して、試験体 PC120D19 の場合は  $R=+10/1000$  であったが、 $R=+15/1000$  でもせん断力の低下はほとんどみられなかった。

引張軸力の負側加力時では、いずれの試験体も  $R=-30/1000$  までせん断力は増加し続けた。

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部からそ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。

写真-1 に各試験体の最終破壊状態を示す。

### 3.3 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、試験区間の全高で除して求め、引張ひずみを正で表した。 $F_c 80\text{N/mm}^2$  と  $F_c 120\text{N/mm}^2$  の試験体では、引張軸力時の軸方向のひずみ性状はほとんど同じである。圧縮軸力時では、 $R=+10/1000$  以降の大変形時で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、各試験体の軸耐力に対する載荷圧縮軸力の比を求めると、 $F_c 120\text{N/mm}^2$  の試験体の方が幾分大きいことから、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に及んだと考えられる。

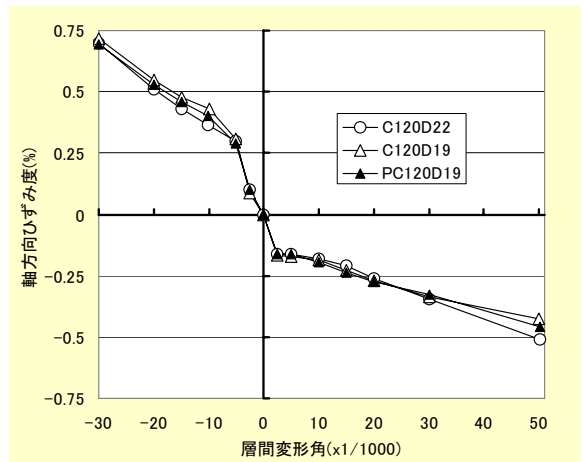
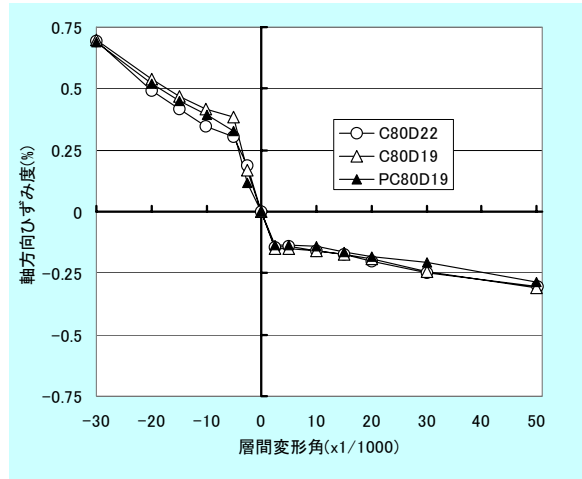


図-5 軸方向ひずみ度－層間変形角関係

## 4. 曲げ性状の検討

### 4.1 曲げ耐力の評価

各試験体の試験区間を1D毎に4区間に分割して求めた変形成分から、曲げ変形の全変形に占める割合は70%を超えていた。そこで、表-4のかぶりコンクリート圧壊時および最大荷重時(第1極値および第2極値)について、曲げ耐力計算値と比較して表-5に示した。計算値は、多段

配筋を考慮した曲げ略算式<sup>1)</sup>( $Q_{mu1}$ )、等価応力ブロックを設定したACI式<sup>2)</sup>( $Q_{mu2}$ )とNew RC式<sup>3)</sup>( $Q_{mu3}$ )および後述の断面曲げ解析( $Q_{mu4}$ )である。

$F_c 80\text{N/mm}^2$  の試験体の場合は、いずれの計算値に対しても最大荷重時の実験値の方が上回る

表-5 曲げ耐力の実験値と計算値との比較 (単位:kN)

試験体	圧壊時	最大荷重時	曲げ略算式	ACI曲げ式	New RC曲げ式	断面曲げ解析	
	$Q_{co}$ (実)	$Q_{max}$ (実)	$Q_{mu1}$ (計)	$Q_{mu2}$ (計)	$Q_{mu3}$ (計)	$Q_{mu4}$ (計)	
C80D22	774.7	948.9	835.9	726.8	850.4	655.3	741.4
			(0.93*) (1.14**)	(1.07*) (1.31**)	(0.91*) (1.12**)	(1.18*) (1.28**)	
C80D19	770.3	938.8	927.5	720.5	848.3	635.8	787.1
			(0.83) (1.01)	(1.07) (1.30)	(0.91) (1.11)	(1.21) (1.19)	
PC80D19	870.5	935.1	882.1	697.2	812.9	614.1	786.5
			(0.99) (1.06)	(1.25) (1.34)	(1.07) (1.15)	(1.42) (1.19)	
C120D22	888.0	1022.7	1091.9	968.6	1089.5	843.1	844.6
			(0.81) (0.94)	(0.92) (1.06)	(0.82) (0.94)	(1.05) (1.21)	
C120D19	892.0	1013.4	1129.5	930.5	1054.8	823.0	826.3
			(0.79) (0.90)	(0.96) (1.09)	(0.85) (0.96)	(1.08) (1.23)	
PC120D19	955.1	968.8	1060.6	896.9	1010.5	787.6	796.8
			(0.90) (0.91)	(1.06) (1.08)	(0.95) (0.96)	(1.21) (1.22)	

( )内の数値は、計算値に対するP-Δ効果を考慮した実験値の比(圧壊時\*, 最大荷重時\*\*)を示す。



ている。ただし、PCa 試験体を除くと ACI 式による評価は、第 1 極値のかぶりコンクリート圧壊時の実験値にほぼ相当しており、試験体はその後もしせん断力の上昇がみられる。 $F_c 120\text{N/mm}^2$  の試験体では、最大荷重時の実験値を ACI 式と断面曲げ解析で安全側に評価している。

#### 4.2 断面曲げ解析による検討

危険断面位置での断面曲げ解析は、コンクリートに中塚らの提案モデル<sup>4)</sup>を用い、鉄筋は完全弾塑性モデルとして行った。図-6 に試験体 C80D22 と C80D19 について、正側加力時曲げモーメントと柱脚 1D 区間の平均曲率の関係(実線)を示し、あわせて解析結果(破線)も示した。解析結果によれば、試験体のかぶりコンクリートの圧壊から、その後のせん断力の上昇について、その性状を把握することができた。ただし、 $F_c 120\text{N/mm}^2$  の試験体については、モデル化の適用性を含めた検討が今後の課題である。

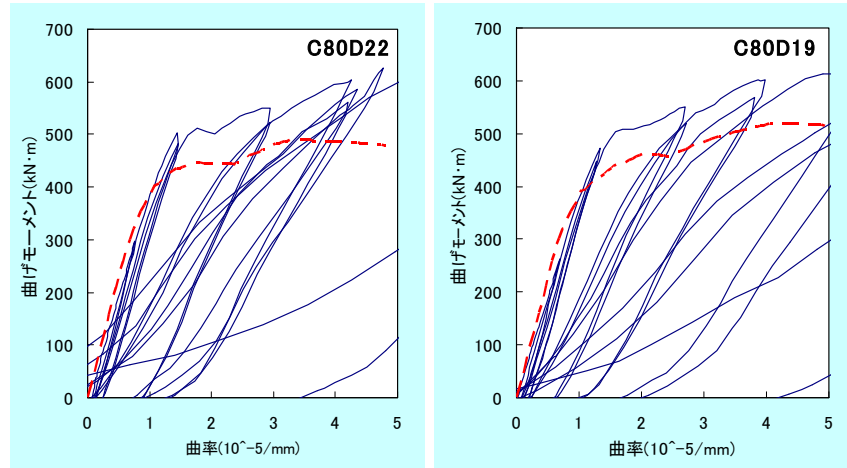


図-6 柱脚 M-φ 関係の実験値と解析値との比較例

#### 5. まとめ

変動軸力を受ける超高強度材料を用いた RC および PCa 柱部材の曲げせん断実験を行い、得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 計算曲げ耐力がほぼ等しい主筋に D22(SD 490)を用いた試験体と D19(USD685)を用いた試験体では、前者で主筋が圧縮降伏した直後にかぶりコンクリートの圧壊が生じたのに対して、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) コンクリートの設計基準強度  $F_c$  を  $80\text{N/mm}^2$  と  $120\text{N/mm}^2$  として、圧縮軸力比は前者が 0.55、後者は 0.50 とした場合、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が広範囲に及んでいた。

- (3) PCa 柱試験体は、 $F_c 80\text{N/mm}^2$ 、 $120\text{N/mm}^2$  ともに、かぶりコンクリートの圧壊時のせん断力は RC 柱に比べて大きいですが、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、主筋の配筋が内側によることから、RC 柱に比べてわずかに小さくなっていた。
- (4) 各試験体の曲げ耐力を既往の算定式によって評価したところ、 $F_c 80\text{N/mm}^2$  の試験体では概ね安全側となった。また、断面曲げ解析によって耐力性状は把握することができた。

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) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能，1990
- 2) American Concrete Institute：Building Code and Commentary ACI318M-02，2002
- 3) 建設省総合技術開発プロジェクト：平成4年度 New RC 研究開発概要報告書，pp. 3-2-79～98，1993.3
- 4) 中塚 信ほか：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，No. 505，pp. 93～99，1998.3