

論文

[2113] 高層壁式ラーメンプレキャスト造壁柱部材に関する実験的研究

松森泰造^{*1}・美原義徳^{*2}・小谷俊介^{*3}・青山博之^{*4}

1. 目的

鉄筋コンクリート造壁式ラーメン構造の高層化に関しては、既に「HFW」[1]として指針化されているが、現在建設業界の深刻な熟練労務者の不足、建設資材の高騰により、工事費の高騰及び工期の遅れ等が問題となってきた。そこで、既に実現されている中低層のプレキャスト壁式ラーメン構造の高層化が叫ばれ、高層化に対する各種の研究が、様々な機関で行なわれている。本研究では、中低層ではそれほど問題にならなかった桁行き方向に地震力を受けた時の妻壁の曲げにより変動的に高軸力を受ける1階の隅柱壁柱部分の耐力と変形性能に関して検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体設計の前段階として試設計建物の応答解析を行なった際、1階の壁柱の軸応力度が局所的にコンクリート強度以上になる場合があった。そこで、本研究の高軸力を受ける試験体の軸力比（軸応力度をコンクリート強度で除した値）を定軸力の0.9に設定した。

試験体は、試設計の1/2.5スケールモデルで断面寸法は幅を240mm共通とし、偏平率を2.0、1.5の2種類設定した。試験体の形状を図1に、試験体諸元を表1に示す。試験体はPW1が試設計縮尺模型、PW2が横補強筋に14000kgf/cm²程度の高強度スパイラル筋を用いたもの、シアスパン比を大きくしたPW3, PW4

のうちPW3は軸力比0.6（正側）と0.0（負側）の変動軸力とし、その効果を調べた。

使用したコンクリート、敷モルタル、グラウト材及び鉄筋の材料特性を表2に示す。使用した鉄筋は全て明確な降伏棚を有した。コンクリート、敷モルタル及びグラウト材の強度は加力前後の材料試験結果から直線補間して推定した。

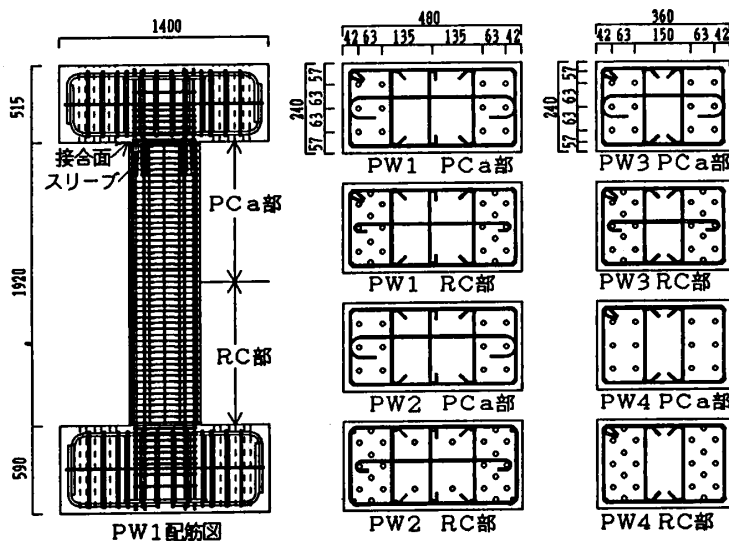


図1 試験体の形状

表1 試験体諸元

ID	断面 bxD	M Q・D	η	主筋		横補強筋	
				PCa・RC	RC補強	配筋	p_w [%]
PW1	24x48	2.0	0.90	12-D13	8-D13	3- ϕ 5 @40	0.615
PW2	24x48	2.0	0.90	12-D13	12-D13	2-U6.4, ϕ 5 @55	0.606
PW3	24x36	2.7	0.59	12-D13	8-D13	3- ϕ 5 @50	0.492
PW4	24x36	2.7	0.87	12-D13	8-D13	2- ϕ 5 @40	0.406

M/QD:シアスパン比 η :軸力比=軸応力度+コンクリート強度
 p_w :横補強筋比, bxD:断面寸法 [cm]
 [その他] 敷モルタル厚:10mm
 組立筋 D6, $\sigma_y=3000\text{kgf/cm}^2$, 端部拘束筋 ϕ 5, $\sigma_y=1575\text{kgf/cm}^2$
 吊止筋 PW1: ϕ 4 @120, PW2: ϕ 4 @165, $\sigma_y=3000\text{kgf/cm}^2$

- *1東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻 (正会員)
 *2鹿島建設(株) A/E総事業本部、工修 (正会員)
 *3東京大学助教授 工学部建築学科、Ph.D、工博 (正会員)
 *4日本大学教授 総合科学研究所、工博 (正会員)

部材中央から接合面までの部分（PCa部）の設計は、文献[2]のコンクリートモデルを仮定し、拘束効果を考慮した断面解析を行ない、圧縮縁歪度0.003とした時の曲げ耐力と、文献[3]の広沢式により算出したせん断耐力との比が1.1～1.3になるように設計した。また、各試験体とも曲げ付着強度が曲げ解析により求めた付着応力度を上回るように付着設計した。

部材中央から接合面がない側の危険断面までの部分（RC部）の設計は、PCa部のスリーブの存在を考慮して行なった。各試験体において曲げ降伏するため、文献[4]と図2を参考にスリーブによる曲げ耐力の上昇分をデータの最大値を抽出して軸力比に関わらず約1.15倍として配筋を定めた。なお、図2は、スリーブを有する柱部材とスリーブを有さない柱部材に関して、同条件における両者の曲げ耐力の比と軸力比の関係を既往の実験結果から求めたものである。

しかし、PW1, PW3, PW4の横補強筋強度を $\sigma_{wy}=3000\text{kgf/cm}^2$ で設計したが、実際は $\sigma_{wy}=1575\text{kgf/cm}^2$ とかなり低い値となった。

2.2 加力方法

加力装置を図3に示す。加力には、東京大学工学部総合試験所大型構造物試験室の2000tonf大型構造物試験機及び7台のジャッキを用いて、定軸力下で変形逆対称、正負交番繰返し水平加力を行なった。すなわち、2000tonf試験機で一定軸力をかけた状態で、試験体の上スタブと下スタブの平行を維持するように上梁両側の6個のジャッキ（圧縮用2個、引張り用4個）を制御しながら、試験部分中央高さの水平ジャッキで正負交番繰返し水平加力を行なった。加力履歴は水平変形角 $\pm 1/400\text{rad}$ で1サイクル、

$\pm 1/200, \pm 1/100, \pm 1/50\text{rad}$ でそれぞれ2サイクル行なった後、正方向へ大変形の载荷を行なった。加力の際PCa部がRC部より厳しい条件で加力したいため、P- Δ 効果により柱脚に比べて入力モーメントが厳しくなる柱頭をPCa部とするように試験体の天地を逆転させた。

2.3 測定方法

柱にかかる水平力、軸力をロードセルにより、柱の層間変位、軸変位、曲率分布、せん断変形分布、危険断面における目開き及びすべり、主筋の相対すべりを電気式変位計により測定した。また、箔ひずみゲージによって主としてヒンジ領域の主筋、横補強筋の歪を測定した。また、試験体中央に設けたボルトとの相対変位を求め、全体変位を前述のPCa部とRC部の変位に分離した。

表2 材料特性

(a) コンクリート、鉄筋、グラウト材					(b) 鉄筋		
ID	コンクリート	鉄筋	グラウト材			σ_y	E_s
	$c \sigma_a$	E_c	$m \sigma_a$	$g \sigma_a$	D13*1	4012	1.93
PW1	353.8	2.30	466.3	1067.1	D13*2	3351	1.90
PW2	356.2	2.29	485.9	1077.0	U6.4	14207	2.02
PW3	359.6	2.27	448.6	1090.1	$\phi 5$	1575	1.65
PW4	366.2	2.24	508.7	1116.5	$\phi 4$	4978	2.16

$c \sigma_a, m \sigma_a, g \sigma_a$: 加力時強度
 E_c : 1/3割線弾性係数 ($\times 10^4$)
 単位: kgf/cm^2
 σ_y : 降伏点
 E_s : 弾性係数 ($\times 10^4$)
 *1: PCa・RC, *2: RC補強

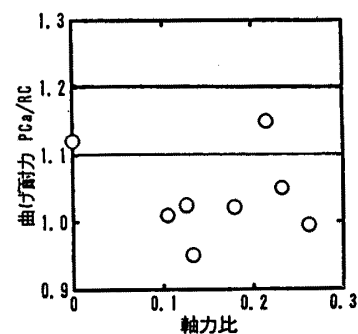


図2 スリーブによる曲げ耐力の上昇

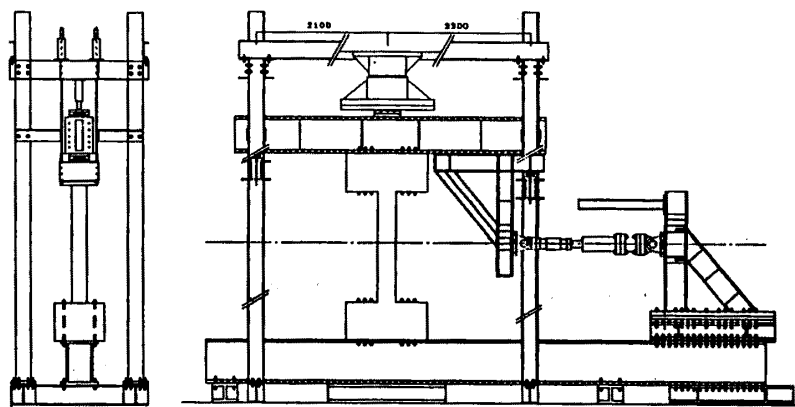


図3 加力装置

3. 実験結果及び検討

3.1 破壊性状

各試験体の最大変形時の破壊状況を図4に示す。軸力比0.9のPW1, PW2, PW4ではいずれも、接合面ひび割れ、曲げひび割れ及びせん断ひび割れは発生せず、材軸に沿う縦ひび割れの発生した。その後、圧壊現象が起こり、最終的にPCa部、特にスリーブ区間（危険断面から210mm）で脆性破壊し、-2サイクルで軸力を保持できなくなった。一方、軸力比0.6と0の変動軸力を想定したPW3では、接合面ひび割れ、曲げひび割れ発生後、せん断ひび割れが発生した。正側では中央の主筋沿いに材軸とのなす角度が小さいせん断ひびわれが多数発生し、負側では材軸となす角度がほぼ45度のせん断ひびわれが部材中央付近まで多数発生した。最終的に正側で端部が圧壊し、水平変形角約1/50radで軸力が保持できなくなり加力を終了した。

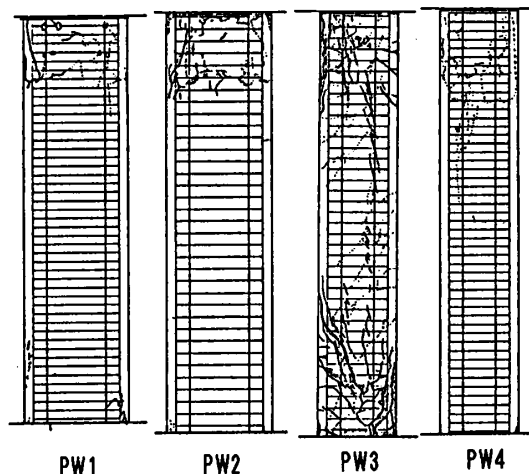


図4 最大変形時の破壊状況

3.2 復元力特性

P-Δ効果とテフロン支承の摩擦を考慮した各試験体のPCa部の水平力-水平変形角関係を図5に、諸発生荷重及び剛性の実験値と理論値の比較を表3及び表4に示す。図5には、[2]のコンクリートモデルを用いて断面解析より算出した圧縮縁歪度0.003時の耐力を二点鎖線で示し、降伏点剛性を菅野式[5]によって算定し、[6]により算定したせん断強度及び曲げ降伏後のせん断強度も合せて載せた。ただし、その計算耐力が大きすぎるものは、図中には載せていない。

高軸力下では、次のサイクルに移行する際に前サイクルのピーク点を通過せず、包絡していく履歴性状を呈した。PW1, PW2, PW4では、縦ひび割れの発生によって初期剛性が低下した。その後、主筋が圧縮降伏し、最終的にコンクリートの圧壊で耐力が決まった。PW3の正側でも圧縮降伏後の圧壊によって耐力が決定したが、その後主筋は引張降伏も起こした。PW3の負側では引張降伏が先行した後圧縮降伏したが耐力低下は示さなかった。このように、軸力比レベルによってかなり破壊経過が異なった。

PCa部の変形能に関しては、軸力比0.0では補強したRC部の変形が抑制された。軸力比0.6ではPCa部もRC部もほとんど変形量は変らなかったが、軸力比0.9では最終的にPCa部の変形がRC部より進んだ。

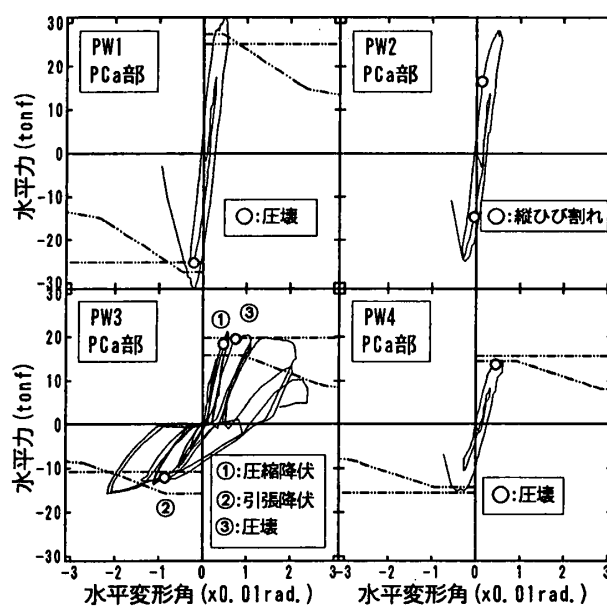


図5 水平力-水平変形角関係

表3 諸発生荷重

		Q _{jc}		Q _{sc}		Q _{sc}		Q _{vc}		Q _{vy}		Q _{vy}		Q _u		Q _{max}		Q _u	
		exp	cal	exp	cal	exp	cal	exp	cal	exp	cal	exp	cal	exp	cal	exp	cal	exp	cal
PW1	PCa部	N	30.3	34.5	N	38.7	25.1	5.3	N	19.9	30.3	25.1	31.6	27.4	27.4				
	RC部	N	34.8	N	38.7	31.5	11.8	N	29.1	31.5	30.0								
PW2	PCa部	N	N	34.5	N	40.1	16.5	6.4	N	54.0	*	44.2	28.3	79.3	79.3				
	RC部	N	34.8	N	40.1	N	12.4	N	59.8	*	49.1								
PW3	PCa部	12.3	18.2	13.5	*	18.6	20.0	18.4	19.0	21.5	19.5	19.7	15.8	15.8	15.8				
	RC部	*	13.7	*	18.6	20.4	19.4	18.6	25.0	*	22.7	21.2	15.8	15.8	15.8				
PW3	PCa部	3.9	5.0	2.7	8.7	8.3	N	12.4	10.8	8.4	N	10.8	15.8	15.8	15.8				
	RC部	5.7	2.9	13.2	8.3	N	15.3	8.7	12.4	N	14.5		15.8	15.8	15.8				
PW4	PCa部	N	N	19.2	N	29.7	13.3	6.5	N	14.4	13.7	15.6	14.4	14.4	14.4				
	RC部	N	19.4	N	29.7	N	7.4	N	19.1	N	18.7	14.6	14.4	14.4	14.4				

Q_{jc}:打継面ひび割れ, Q_{sc}:曲げひび割れ, Q_{sc}:せん断ひび割れ, Q_{vc}:縦ひび割れ,
 Q_{vy}:主筋圧縮降伏, Q_{vy}:主筋引張降伏, Q_u:曲げ終局, Q_{max}:最大耐力,
 Q_u:せん断耐力(指針A法) 単位: tonf
 exp:実験値, cal:計算値, N:発生せず, *:発生しているがデータなし

3.3 軸歪

試験区間の軸変形を区間全長で除した軸歪と水平力の関係を図6に示す。PW1, PW2, PW4では、水平力が累積されるごとに軸歪が進み、最終的に軸歪が0.003付近で急激な増加を起こした。PW3の正側も、軸歪が0.003付近で急増したが、水平変形の累積による軸歪の増加は見られなかった。PW3の負側では、逆に、水平力（水平変形）の増加とともに材長の伸びが生じた。

3.4 横補強筋歪度分布

加力方向と同一方向の外周横補強筋における危険断面からほぼ断面成Dだけ離れた区間での歪度分布を

図7に示す。ただし図中、一点鎖線は補強筋の降伏歪を示し、各サイクルのピーク時の値のみを抽出した。PW1, PW2では、ともにPCa部に比べてRC部の歪は総じて小さく降伏歪以下であり、PCa部で破壊したことを示唆する。PW1のPCa部は、スリーブ区間での補強筋が降伏歪に達したが、PW2のPCa部は、補強筋が高強度鉄筋であるため降伏歪に達せず、コンクリートの圧壊に至った。従って、コンクリートの拘束効果に有効な横補強筋の強度には限界値があると言える。PW3ではPCa部、

表4 剛性

		K _e (tonf/cm)		K _y (tonf/cm)		R _{max} [rad]	R _u ' [rad]
		exp	cal	exp	cal		
PW1	PCa部	109.5	166.4	74.8	0.49×10 ⁻²	0.54×10 ⁻²	
	RC部	109.5	178.6	83.0	0.43×10 ⁻²	0.48×10 ⁻²	
PW2	PCa部	132.2	165.8	74.0	0.48×10 ⁻²	0.58×10 ⁻²	
	RC部	143.7	175.6	86.4	0.44×10 ⁻²	0.52×10 ⁻²	
PW3	PCa部	120.1	71.4	10.1	25.6	0.58×10 ⁻²	2.10×10 ⁻²
	RC部	113.1	77.2	10.1	30.0	0.41×10 ⁻²	1.93×10 ⁻²
PW4	PCa部	62.1	70.6	30.2	0.58×10 ⁻²	0.62×10 ⁻²	
	RC部	68.3	76.4	34.6	0.36×10 ⁻²	0.39×10 ⁻²	

K_e:弾性剛性, K_y:降伏点剛性,
 R_{max}:最大耐力時変形角, R_u':限界変形角,
 exp:実験値, cal:計算値

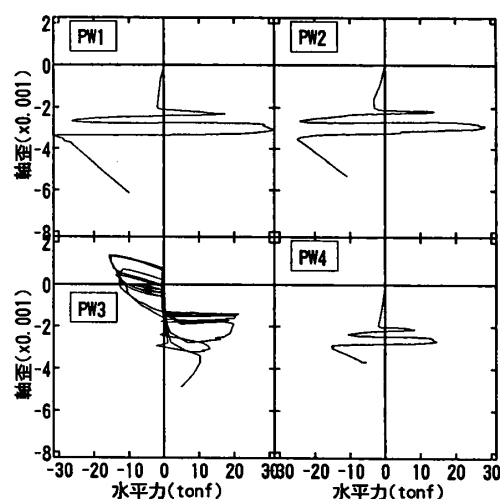


図6 軸歪－水平力関係

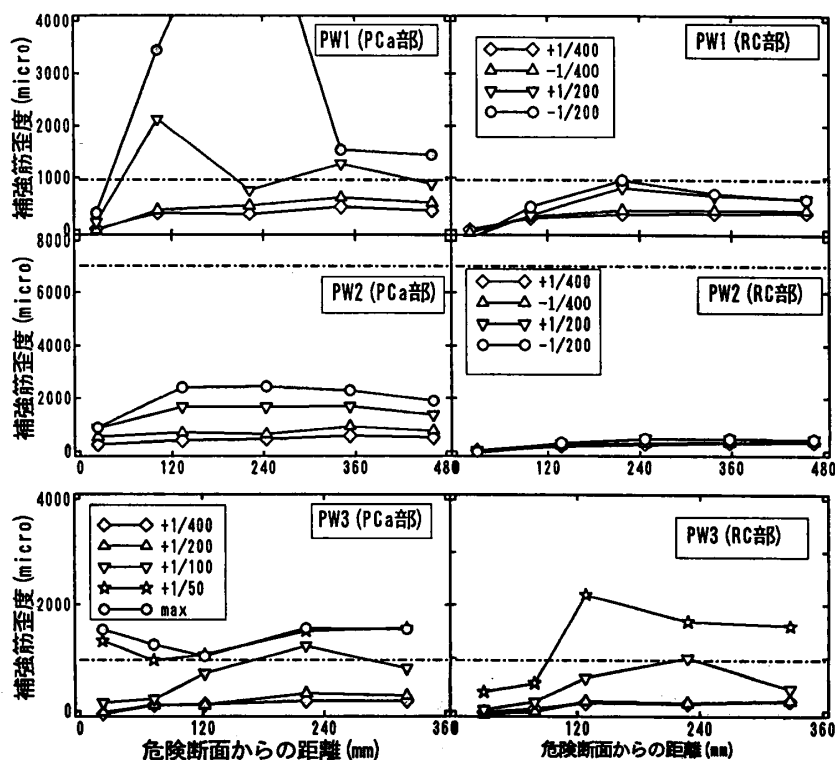


図7 横補強筋歪度分布

RC部の歪分布に相違は見られず、最大耐力以後ともに降伏歪に達した。分布もスリーブ区間で突出せず、端部からD/4区間を除くとほぼ様な形状を示した。

3.5 曲率分布

PW3の正側（軸力比0.6）とPW4の各サイクル正側ピーク時の材軸に沿う曲率分布を図8に示す。軸力比が0.9の各試験体では、RC部は端部に曲率が集中するもしくはほとんど曲率を生じないかであったが、PCa部はスリーブ区間の曲率が抑えられ、その前後で曲率が集中する傾向あった。しかし、軸力比が0.6では曲率分布は逆三角形分布に近くなり、さらに、軸力比が小さくなると（PW3の負側）、曲率が端部に集中する分布形状となった。このように、軸力比が大きくなるとスリーブ部では剛体挙動を示した。

3.6 主筋の滑り

各試験体の部材中央で主筋にボルトを溶接して、主筋とコンクリートの相対的な滑りを計測し、主筋の付着の指標とした。すべての試験体で、この滑り量は0.3mm以下の範囲にありほとんど滑りを生じなかった。概して付着性状は良好であった。

3.7 接合面の目開き、滑り

PW3正側と負側の各サイクルピーク時のPCa部接合面引張側における目開き－滑り関係を図9に示す。ただし、計測区間は接合面を含む30mmの区間であり、目開きを求める際にはその区間の軸歪分を補正した。軸力比0.9の各試験体では、目開きは生じず、滑りも0.03mm程度であった。軸力比が0.6では滑りだけがわずかに大きくなった。軸力比0.0では変形の増大とともに滑りと目開きは大きくなり、その2つの量は比例して大きくなった。しかし、接合面の滑りは全体変形の4～5%程度であり、さらに接合面の目開きが一定で、滑りだけが增大していく滑り破壊の兆候も見られなかった。

3.8 高軸力を受けるPCa壁柱部材の設計式の検討

図10のように部材内部で伝達されるコンクリートの圧縮力と材軸のなす角度を θ とすると、接合面での摩擦係数 μ_s は接合面で滑り破壊しないための条件式は式(1)である。

$$\mu_s = Q/C = \cot \theta \text{ かつ } \mu_s < \mu_{crit} \quad (1)$$

μ_{crit} : コンクリート界面の摩擦係数

[7]では、 $\mu_{crit}=0.7$

PW1, PW2, PW4は、スリーブ区間で脆性破壊した。部材内部に伝達される圧縮力を、接合面での垂直力と仮定すると、その圧縮力がコンクリートの限界圧縮強度以上になった時に、スリーブ区間で脆性破壊することになる。圧縮力とせん断力が伝達

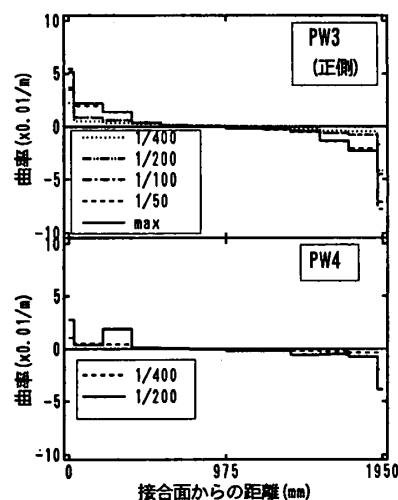


図8 曲率分布

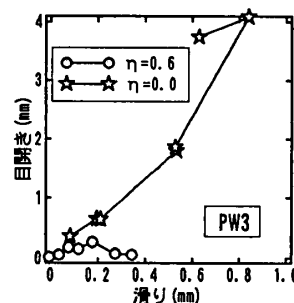


図9 目開き－滑り関係

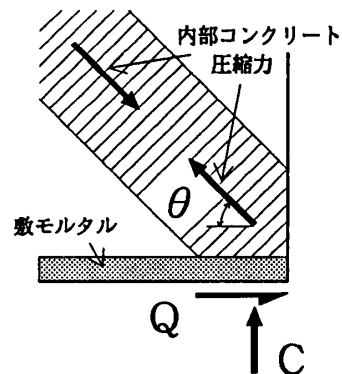


図10 PCa接合面の応力状態

される領域を便宜上圧縮縁と曲げによる中立軸までの距離 λ_n とし、部材内部の垂直圧縮応力 σ_n とすると、脆性破壊しないための条件は

$$\sigma_n = C/b/\lambda_n \quad ; \quad \alpha = \sigma_n / \sigma_B \quad (2)$$

α : 圧縮力係数で $\alpha < \alpha_{crit}$

b : 断面幅

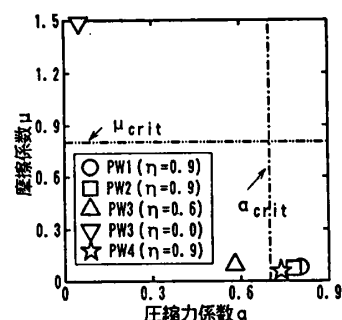


図11 $\mu - \alpha$ 関係

接合面位置に主筋に貼付した歪ゲージから求めた限界変形角時（最大荷重の80%を保持できる変形角）の α と μ_n の値を図11に示す。これによれば、安全側の仮定として $\alpha_{crit}=0.7$ 程度と設定すればよい。本実験における軸力比と破壊モードの範囲では、 μ_{crit} に関する値を検討できないが、軸力比が0.0のPW3の μ_n が1.5を超えていながら滑り破壊を生じなかったことから $\mu_{crit}=0.7$ は安全側であると言える。しかし、一概に $\mu_{crit}=0.7$ と設定してよいかどうか疑問がもたれる。

4. 結論

高軸力を受けるPCa壁柱部材の実験結果から以下の知見を得た。

- ①軸力比0.9を受ける試験体では、横補強筋量、シアスパン比に関わらず水平変形角1/200rad程度でスリーブ区間でのコンクリートの脆性破壊が起こり、急激な耐力低下が見られた。
- ②軸力比0.6の場合では、PCa部は曲げ耐力を1.15倍補強したRC部とほぼ同じ耐力、変形能を有したが、軸力比0.0になると最大耐力以降PCa部の方に変形が若干集中した。
- ③高軸力を受ける場合に、スリーブ区間で脆性破壊しないための条件式を考察した。

【謝辞】

本研究は、高層WR-PC共同研究の一部として実施された。試験体製作及び実験実施の際には、大成プレハブの吉田宏氏、浅川敏雄氏、平松道明氏、大成サービスの山田敏夫氏および大成建設技術研究所の方々、東京大学大型構造物試験室の技官の方々にお世話頂きました。ここに、厚く御礼申し上げます。

【参考文献】

- 1) 日本建築センター：中高層壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説、1987
- 2) R. Park, M. J. N. Priestley and W. D. Gill: Ductility of Square-Confined Concrete Columns, ASCE, Vol. 108, No. ST4, April, 1982
- 3) 清水 洋・六車 熙・渡辺史夫ほか：プレキャストRC柱脚ヒンジ部の変形性状に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 983-986, 1992. 8
- 4) 広沢雅也・後藤哲郎：軸力をうける鉄筋コンクリート部材の強度と粘り（その2：既往の資料に関する検討）日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 819-820, 1971. 11
- 5) 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究, コンクリートジャーナル, Vol. 11, No. 2, 1973. 2
- 6) 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, 1988
- 7) 日本建築学会：壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計基準・同解説、1982