

2. 浅沼型ラーメンプレキャスト構法（A-RPC）の開発 （その2）構造実験

福本 昇 田中 剛*
佐藤 尚隆 杉之内 靖

要 旨

本実験は、中空のプレキャストコンクリート（以下PCaと称す）部材を用いたPCa合成造柱部材（以下PCa柱と称す）及び壁と柱の鉛直接合部の水平接合筋を省略したPCa合成造耐震壁架構（以下PCa耐震壁と称す）について、その構造性能を確認するために行ったものである。

実験の結果、以下のことが明らかとなった。

PCa柱及びPCa耐震壁試験体の実験最大荷重は、場所打ちコンクリート造のものと比較して、同等或いはやや低い値となったが、それらの耐力は設計式^{1) 2)}により評価することができる。

キーワード

プレキャスト／中空／鉄筋コンクリート／鉛直接合部／水平接合部／スプライススリーブ／
接合筋

目 次

1 まえがき	3 耐震壁架構実験
2 柱部材実験	3. 1 実験目的
2. 1 実験目的	3. 2 試験体
2. 2 試験体	3. 3 実験方法
2. 3 実験方法	3. 4 実験結果
2. 4 実験結果	3. 5 実験結果の検討
2. 5 実験結果の検討	3. 6 まとめ
2. 6 まとめ	4 あとがき

2. DEVELOPMENT OF ASANUMA PRECAST REINFORCED CONCRETE FRAME STRUCTURE SYSTEM (A-RPC) (PART 2) STRUCTURAL TESTS

Noboru Fukumoto Tsuyoshi Tanaka
Hisataka Sato Yasushi Suginochi

Abstract

The object of this test is to study the structural performances of columns used hollow precast concrete (to be abbreviated 'PCa' from here on) and of framed shear walls without horizontal reinforcing in the vertical joint between the wall and the column.

The test resulted in the following findings.

The strengths of PCa columns with cast-in-place and of PCa framed shear walls with cast-in-place are the same or a little lower than that of cast-in-place specimens.

Their strengths are estimated appropriately by formulas^{1) 2)}.

* 現 神戸大学

1. まえがき

鉄筋コンクリート造建物のく体工事の施工は、現場作業が多いため、天候や労務事情に左右されやすく、これまで、現場作業の省力化と工期の短縮を目的にPCa部材を用いるラーメンプレキャスト（RPC）工法が開発されてきた。しかしながら、プレキャスト部材相互の接合方法が煩雑なうえ、その接合部の挙動が解明されていないこともあり、PCa部材を使用する範囲は限られたものとなっていた。

本報告で述べるA-RPC構法は、施工の省力化、工期の短縮及び施工性の向上を目的として開発したものであるが、柱、桁行方向の梁、梁間方向の梁付き耐震壁及びスラブに部分プレキャスト部材を採用してPC化率の高い工法としている。

本報告は、柱部材および耐震壁架構の構造性能を確認するために行った一連の実験結果について述べるものである。

2. 柱部材実験

2. 1 実験目的

本実験は、型枠兼用の中空PCa部材に場所打ちコンクリートを充填し、柱主筋の接合に機械式継ぎ手を採用した柱部材について、長柱試験体（曲げ破壊型）は曲げ耐力と変形性能を、短柱試験体（せん断破壊型）はせん断耐力を確認することを目的として行った。また、それらの性状について場所打ちコンクリート造としたものと比較することとした。

2. 2 試験体

試験体の諸元を表－1に、試験体の寸法・配筋及びひずみ測定位置を図－1に、柱試験体の部分詳細図を図－2に示す。

図－2に示すように、PCa試験体は、主筋、スプライススリーブ及びせん断補強筋を打ち込んだPCa部材の中空部にコンクリートを打設して一体化を図ったものである。

CFS-1及びCFP-2(PCa)長柱試験体は、桁行方向の1階柱を想定したものであり、軸力比を $\eta=0.35$ 、せん断スパン比を $a/D=2.2$ とした。

CFS-3、CFP-4(PCa)及びCFP-5(PCa)長柱試験体は、梁間方向の1階ピロティー柱を想定したものであり、CFP-5は、中空PCa部材の内側に型枠兼用のせん断補強鉄板を打ち込んだものとした。各試験体の軸力比は $\eta=0.55$ 、せん断スパン比は $a/D=2.2$ とした。

CSP-7(PCa)及びCSP-8(PCa)短柱試験体は、中空PCa部材の内側に型枠を兼ねたせん断補強鉄板を打ち込んだものであり、CSS-6 短柱試験体は同断面で場所打ちコンクリート造とした。せん断スパン比は $a/D=1.1$ とした。

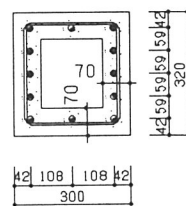
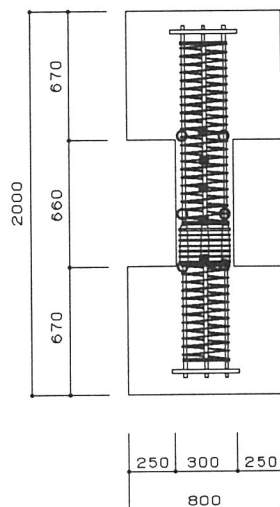
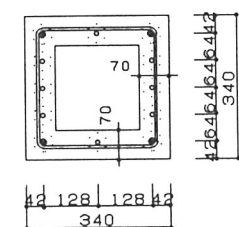
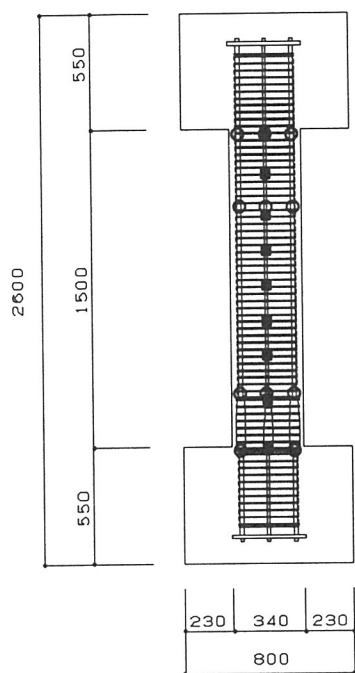
CSS-9及びCSP-10(PCa)短柱試験体は、桁行方向の3階中柱を想定したものであり、せん断スパン比は $a/D=1.1$ とした。

各試験体の大きさは実大の1/2.5倍とした。

PCa柱試験体は、下スタブの上に中空PCa部材を設置し、接合面のすき間に敷モルタルを充填した後に、柱の中空部と上スタブ部分にコンクリートを打設し、

表－1 試験体の諸元

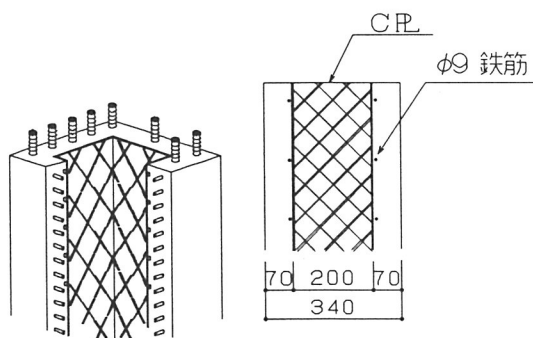
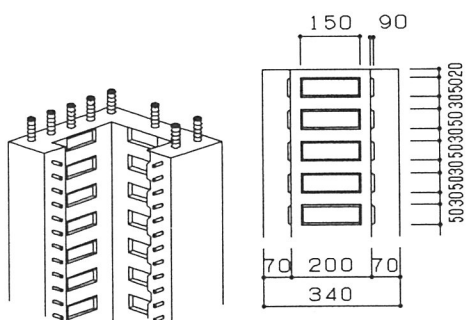
	断面寸法 B×D (mm)	加力方向	主筋本数 引張鉄筋比(Pt)		帯筋(比)		せん断補強鉄板	軸力 (tf) (軸力比 N/B D Fc)	備 考
			X	Y	X	Y			
CFS-1	340×340	X	2-D16, 3-D13 .67%	2-D16, 1-D13 .45%	2-U6.4 #33 .53%	2-U6.4 #33 .53%		140.0 (.35)	C F S 柱 曲げ型 場所打ち コンクリート造 C S P 柱 せん断型 プレキャスト コンクリート造
CFP-2	"	X	2-D16, 3-D13 .67%	2-D16, 1-D13 .45%	2-U6.4 #33 .53%	2-U6.4 #33 .53%		152.2 (.35)	
CFS-3	"	Y	2-D16, 3-D13 .67%	2-D16, 1-D13 .45%	2-U7.4 #40 .59%	3-U7.4 #40 .88%		220.0 (.55)	
CFP-4	"	Y	2-D16, 3-D13 .67%	2-D16, 1-D13 .45%	2-U9.2 #43 .88%	2-U9.2 #43 .88%		241.6 (.55)	
CFP-5	"	Y	2-D16, 3-D13 .67%	2-D16, 1-D13 .45%	2-U7.4 #44 .53%	2-U7.4 #44 .53%	20.0×20.0×2.3	251.9 (.55)	
CSS-6	"	Y	3-D16 .52%	5-D16 .86%	2-U6.4 #60 .29%	4-U6.4 #60 .59%		140.0 (.35)	
CSP-7	"	Y	3-D16 .52%	5-D16 .86%	2-U6.4 #60 .29%	2-U6.4 #60 .29%	20.0×20.0×2.3	139.2 (.29)	
CSP-8	"	Y	3-D16 .52%	5-D16 .86%	2-U6.4 #60 .29%	2-U6.4 #60 .29%	20.0×20.0×3.2	145.2 (.29)	
CSS-9	320×300	X	5-D16 1.04%	3-D16 .62%	2-U6.4 #42 .45%	4-U6.4 #42 .48%		52.5 (.15)	
CSP-10	"	X	5-D16 1.04%	3-D16 .62%	2-U6.4 #42 .45%	2-U6.4 #42 .48%		59.2 (.15)	



(a) CFP-2試験体

(b) CSP-10試験体

図-1 試験体の寸法・配筋およびひずみ測定位置



(a) 柱のシャーコッター

(b) 柱内側鉄板型枠

図-2 柱試験体部分詳細図

その後、スプライススリーブ内にグラウトを注入して製作した。中空PCa部材を製作する場合には、鉄筋と型枠のクリアランスが小さいことから、10mmのふるいを用いて生コンクリートを数分間ウェットスクリーニングし、そのコンクリートを打設した。

使用したコンクリート及び鉄筋の材料試験結果を表-2に示す。

試験体に用いたコンクリートは、場所打ちコンクリートは圧縮強度が $F_{28}=270\text{kgf/cm}^2$ 、プレキャストコンクリートは圧縮強度が $F_{28}=350\text{kgf/cm}^2$ となるように配合設計した。

2. 3 実験の方法

(1) 加力方法

加力装置を図-3に、加力プログラムを表-3に示す。

実験は建研式水平加力装置を用い、試験体に逆対称変形が生じるようにして行った。加力は、一定の軸力を加えた後に表-3に示す加力プログラムに従って正負交番繰り返し载荷とし、最終サイクルは正方向に単調漸増载荷とした。

(2) 測定方法

変位測定位置を図-4に示す。

測定は部材角・軸縮み及び柱端ズレ量について行い、長柱試験体では部材の曲率及び材端回転角、短柱試験体ではせん断変形の測定も行った。主筋及びせん断補

表-2 材料試験結果

(a) コンクリート

	場所打コンクリート			プレキャストコンクリート		
	圧縮強度 kgf/cm ²	ヤング係数 kgf/cm ² ($\times 10^5$)	割裂強度 kgf/cm ²	圧縮強度 kgf/cm ²	ヤング係数 kgf/cm ² ($\times 10^5$)	割裂強度 kgf/cm ²
C-1	346	2.72	33.9	—	—	—
C-2	263	2.52	25.7	436	2.97	40.8
C-3	346	2.74	32.6	—	—	—
C-4	261	2.46	27.6	444	2.93	38.9
C-5	268	2.46	25.9	464	2.88	42.5
C-6	346	2.72	31.8	—	—	—
C-7	270	2.58	23.0	482	3.02	31.6
C-8	283	2.50	25.0	502	2.85	35.5
C-9	354	2.72	28.4	—	—	—
C-10	263	2.45	23.2	458	2.94	32.4
グラウト モルタル	772	—	—	—	—	—
敷モルタル	662	—	—	—	—	—

(b) 鉄筋

	降伏応力度 kgf/cm ²	引張強度 kgf/cm ²	ヤング係数 kgf/cm ² ($\times 10^5$)	伸び (%)
D13	3676	5257	1.91	17.0
D16	4327	5453	1.85	14.2
φ6.4	13304	14180	1.55	6.8
φ7.2	14104	14579	1.69	7.8
φ9.0	14237	14995	1.78	8.2

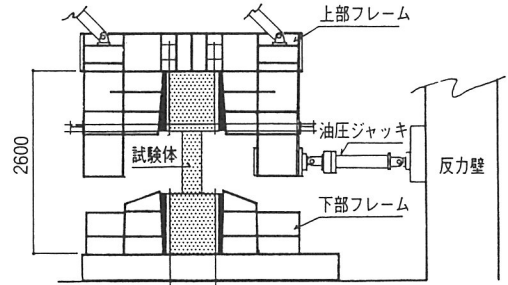


図-3 加力装置

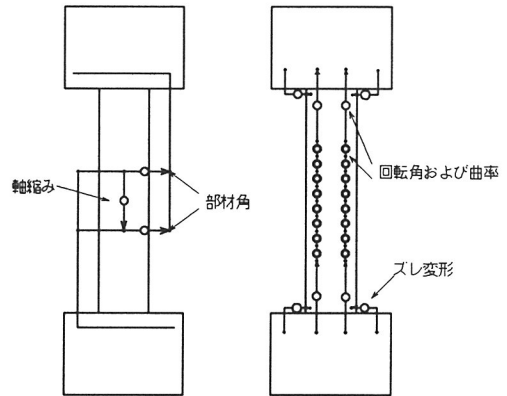
表-3 加力プログラム

(a) 長柱試験体

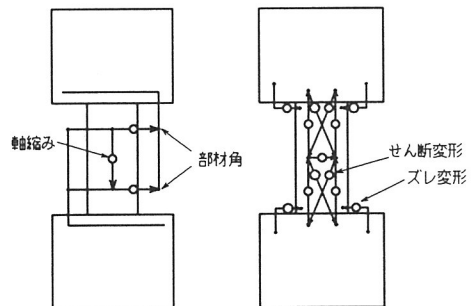
部材角 R(10^{-3} rad)	5	10	20	30
サイクル	±1 ±3	±4 ±6	±7 ±9	±10 ±12

(b) 短柱試験体

部材角 R(10^{-3} rad)	2.5	5	7.5	10	15	20
サイクル	±1	±2 ±4	±5 ±7	±8 ±10	±11 ±13	±14 ±16



(a) 長柱試験体



(b) 短柱試験体

図-4 変位測定位置

強筋のひずみはW.S.G.を用いて測定した。

2.4 実験結果

(1) 実験経過および荷重変形関係

実験の観察結果と実験結果の概要を表-4に、各試験体の荷重変形関係とひび割れ状況を図-5に、各試験体の荷重変形関係の包絡線を図-6に示す。

試験体CFS-1およびCFP-2については、1サイクル目の部材角 $R=1/400$ までに曲げひび割れが、 $R=1/200$ までに斜めひび割れが発生した。その後、CF S-1では1サイクル目に、CFP-2では3サイクル目に主筋が圧縮降伏し、4サイクル目に材端部で圧壊が生じた。両試験体では曲げ圧壊が進展し4サイクル目の上限部材角時に $R=1/100$ で最大耐力(CFS-1: $Q=34.4\text{tf}$ 、CFP-2: $Q=35.0\text{tf}$)を示した。その後、CFP-2では柱頭に集中してひび割れが発生した。両試験体は、 $R=1/33$ で柱中央部までカバーコンクリートが剥落し、主筋の座屈がみられた。両試験体の荷重変形関係は $R=1/50$ まではほぼ同様な履歴を示した。

試験体CFS-3、CFP-4およびCFP-5については、1サイクル目の部材角 $R=1/250$ までに曲げひび割れ及び材端部で圧壊が生じると共に、主筋が圧縮降伏した。4サイクル目の $R=1/150 \sim R=1/100$ で斜めひび割れが発生し、その後、曲げ圧壊が進展して最大耐力(CFS-3: $Q=-33.9\text{tf}$ 、CFP-4: $Q=37.2\text{tf}$ 、CFP-5: $Q=38.5\text{tf}$)を示した。それ以後の繰り返し載荷により、部材

全般に亘り材軸方向にひび割れが著しく発生した。その後、材端部でカバーコンクリートが剥離し、主筋の座屈がみられた。PCa試験体は場所打ちのものに比べて、実験最大荷重以後の耐力低下が大きかった。

試験体CSS-6、CSP-7およびCSP-8については、1サイクル目の $R=1/350$ までに曲げひび割れが発生した。せん断ひび割れは、CSS-6では2サイクル目の $R=1/350$ 程度で、CSP-7およびCSP-8では、1サイクル目の $R=1/700$ までに発生した。その後、各試験体では、斜めひび割れが進展し、5サイクル目の上限部材角時に最大耐力(CSS-6: $Q=64.2\text{tf}$ 、CSP-7: $Q=-50.4\text{tf}$ 、CSP-8: $Q=50.5\text{tf}$)を示した。それ以後の繰り返し加力により斜めひび割れが著しく発生し終局に至った。内側型枠に鉄板を用いた試験体は、場所打ちのものと比べて最大耐力以後の耐力低下は小さかった。

試験体CSS-9およびCSP-10については、1サイクル目の $R=1/750$ までに曲げひび割れが、 $R=1/400$ 程度までに斜めひび割れが発生した。最大耐力はCSS-9では2サイクル目($Q=39.7\text{tf}$)に、CSP-10では5サイクル目($Q=-35.3\text{tf}$)に示した。PCa試験体は場所打ち試験体に比べてひび割れが多く発生したが、最大耐力以降の耐力低下の程度は小さかった。

いずれのPCa試験体も、場所打ちのものと比べて部材の表面に現れるひび割れは多かった。

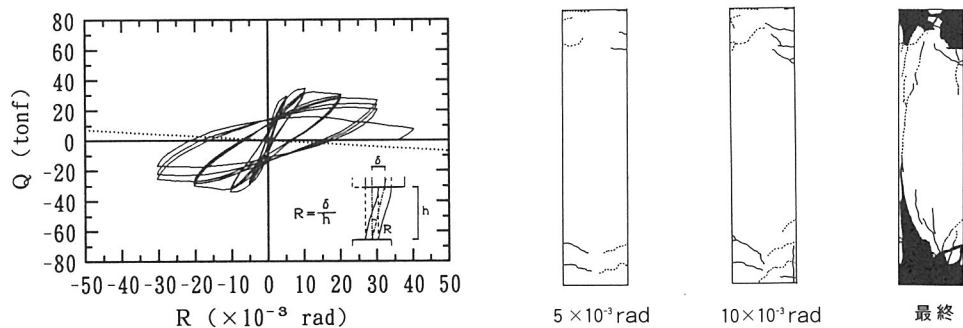
表-4 観察結果と実験結果の概要(1)

		CFS-1			CFP-2			CFS-3			CFP-4			CFP-5		
		サイ クル	荷重 (tf)	R 10^{-3}rad	サイ クル	荷重 (tf)	R 10^{-3}rad	サイ クル	荷重 (tf)	R 10^{-3}rad	サイ クル	荷重 (tf)	R 10^{-3}rad	サイ クル	荷重 (tf)	R 10^{-3}rad
曲げひび割れ (FC)	正	1	19.6	1.84	1	20.9	2.67	1	21.1	2.53	1	25.6	3.71	—	—	—
	負	1	11.8	0.41	1	18.4	1.75	1	26.1	2.77	1	23.0	3.32	—	—	—
斜めひび割れ (SC)	正	1	29.5	5.09	1	26.3	3.97	4	31.0	6.08	4	37.2	7.14	4	38.5	10.07
	負	1	27.6	4.17	1	28.8	5.20	4	32.9	8.72	4	27.0	8.77	4	37.1	7.62
端部コンクリートの圧壊 (CS)	正	5	22.9	5.30	4	34.4	8.31	1	28.6	4.29	1	11.3	1.22	1	17.3	2.06
	負	4	33.0	7.43	1	28.8	5.20	1	5.8	9.2	1	12.0	0.40	1	21.6	1.44
主筋の引張り降伏(STY)		4	34.4	10.38	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
主筋の圧縮降伏(SCY)		1	29.5	5.09	-3	-31.5	-6.60	1	28.6	4.29	1	11.3	1.22	1	17.3	2.06
せん断補強筋のひずみが0.2%となった時		-12	-17.5	-24.75	9	25.8	20.19	7	25.8	17.07	-4	-23.2	-2.90	7	26.7	6.91
せん断補強筋のひずみが0.3%となった時		—	—	—	-9	-24.0	-17.50	8	-13.0	-19.36	6	24.6	8.68	7	22.8	17.74
実験最大荷重 $Q_{\max}$		4	34.4	10.38	4	35.0	10.14	-4	-33.9	-6.66	4	37.2	7.14	4	38.5	10.07
限界部材角		27.02			23.65			-17.55			12.86			14.02		
破壊性状		曲げ圧縮破壊			曲げ圧縮破壊			曲げ圧縮破壊			曲げ圧縮破壊			曲げ圧縮破壊		

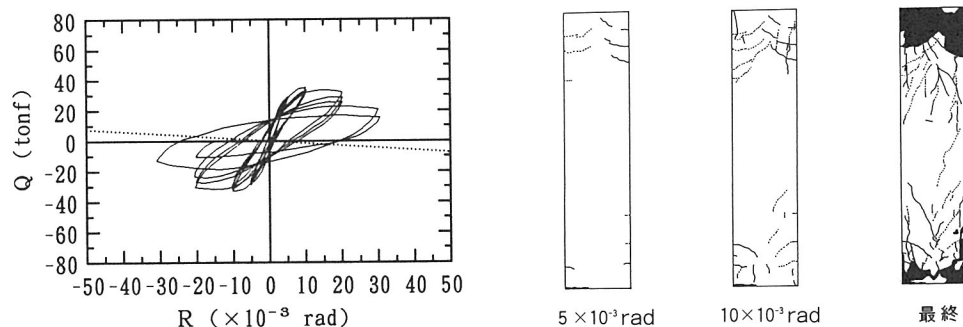
限界部材角(R_u): 上限部材角時の1回目包絡線の荷重が最大耐力の80%に低下した時の部材角

表－4 観察結果と実験結果の概要（2）

		CSS－6			CSP－7			CSP－8			CSS－9			CSP－10		
		サイ クル	荷重 (tf)	R 10^{-3}rad	サイ クル	荷重 (tf)	R 10^{-3}rad	サイ クル	荷重 (tf)	R 10^{-3}rad	サイ クル	荷重 (tf)	R 10^{-3}rad	サイ クル	荷重 (tf)	R 10^{-3}rad
曲げひび割れ (FC)	正	1	53.1	2.61	1	38.8	2.64	1	38.1	2.63	1	17.2	0.9	1	20.6	1.29
	負	2	51.0	3.99	1	38.5	2.56	1	40.0	2.56	1	22.2	1.37	1	23.3	1.40
斜めひび割れ (SC)	正	2	54.7	2.93	1	29.6	1.42	1	26.5	1.20	1	32.0	2.64	1	26.5	1.98
	負	2	46.6	3.15	1	38.5	2.56	1	34.6	1.69	1	30.0	2.53	1	25.2	1.87
端部コンクリートの圧壊 (CS)	正	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	負	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
主筋の引張り降伏(STY)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
主筋の圧縮降伏(SCY)	5	64.2	7.57	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
せん断補強筋のひずみが0.2%となった時	5	64.2	7.57	11	45.2	12.49	8	46.9	10.19	—	14	26.0	—17.29	—5	—33.2	—6.35
せん断補強筋のひずみが0.3%となった時	—8	48.5	—10.16	—	—	—	—	—	—	—	17	20.4	40.35	17	27.3	40.68
実験最大荷重 $Q_{\max}$	5	64.2	7.57	—5	—50.4	—7.58	—5	—50.5	—7.68	2	39.7	5.13	—5	—35.3	—7.64	—
限界部材角	14.53			—20.43			20.09			15.41			20.36			—
破壊性状	せん断圧縮破壊			せん断圧縮破壊			せん断圧縮破壊			せん断圧縮破壊			せん断圧縮破壊			—

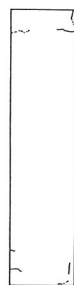
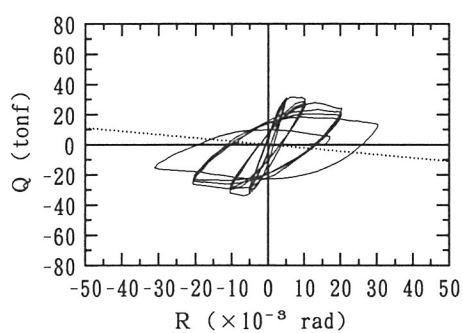


(a) CFS－1 試験体



(b) CFP－2 試験体

図－5 荷重変形関係とひび割れ状況（1）



$5 \times 10^{-3} \text{ rad}$

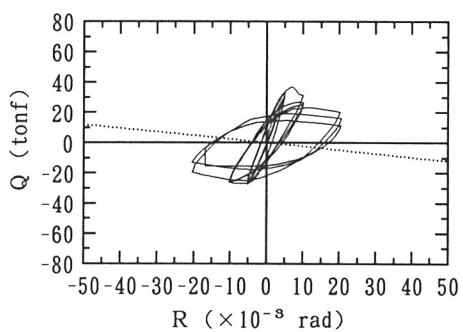


$10 \times 10^{-3} \text{ rad}$

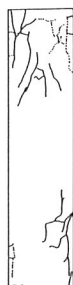


最終

(c) CFS-3 試験体



$5 \times 10^{-3} \text{ rad}$

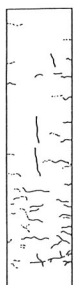
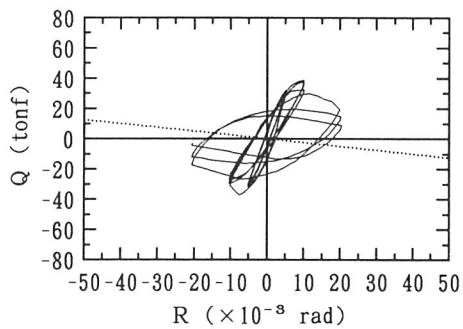


$10 \times 10^{-3} \text{ rad}$



最終

(d) CFP-4 試験体



$5 \times 10^{-3} \text{ rad}$

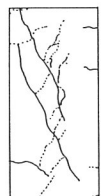
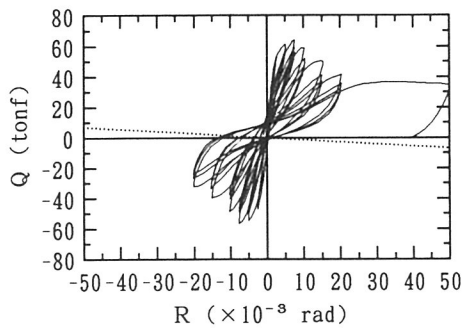


$10 \times 10^{-3} \text{ rad}$



最終

(e) CFP-5 試験体



$5 \times 10^{-3} \text{ rad}$



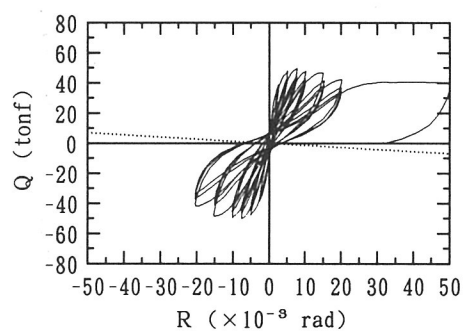
$7.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$



最終

(f) CSS-6 試験体

図-5 荷重変形関係とひび割れ状況 (2)



$5 \times 10^{-3} \text{ rad}$

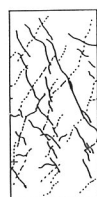
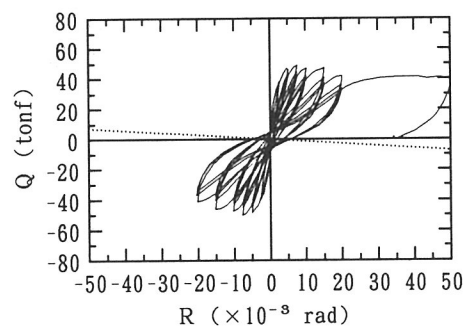


$7.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$



最終

(g) CSP-7 試験体



$5 \times 10^{-3} \text{ rad}$

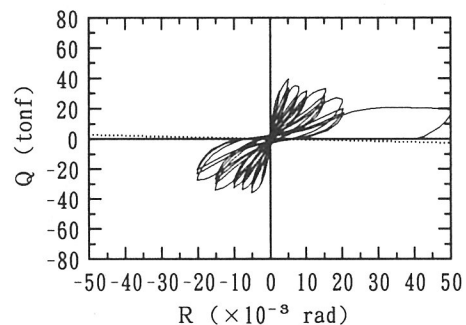


$7.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$

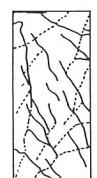


最終

(h) CSP-8 試験体



$5 \times 10^{-3} \text{ rad}$

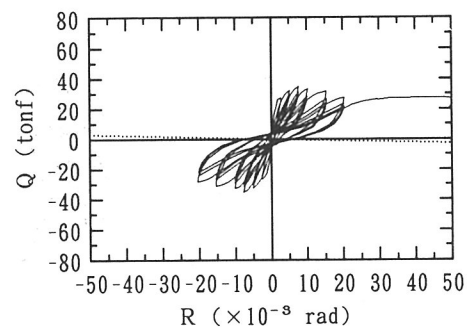


$5.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$



最終

(i) CSS-9 試験体



$5 \times 10^{-3} \text{ rad}$



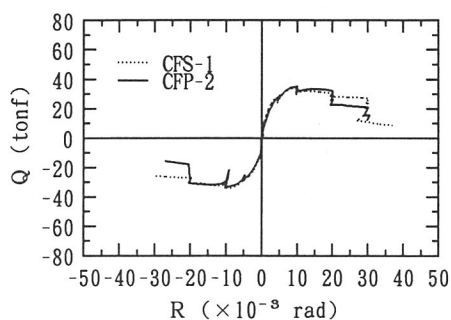
$7.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$



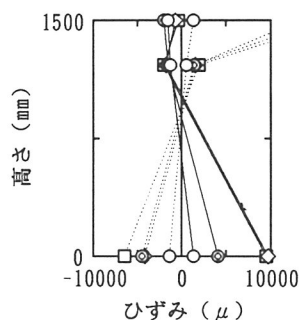
最終

(j) CSP-10 試験体

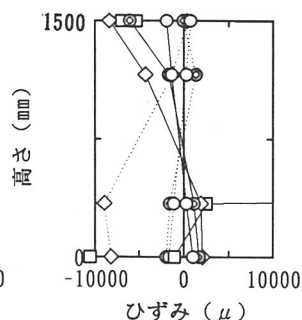
図-5 荷重変形関係とひび割れ状況 (3)



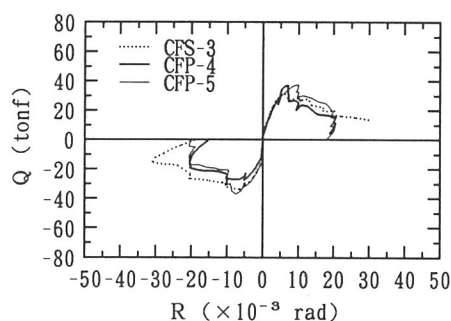
(a) CFS-1, CFP-2 試験体



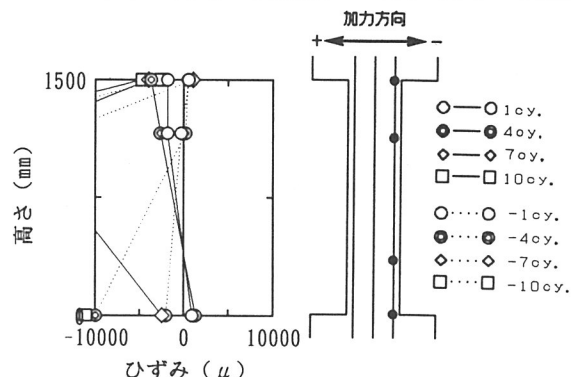
(a) CFS-1 試験体



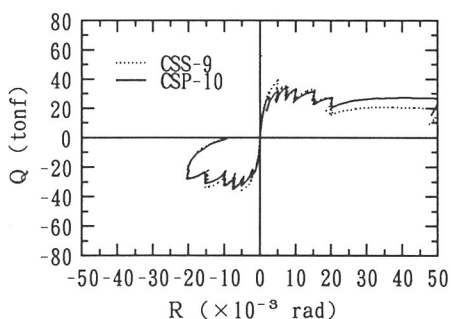
(b) CFP-2 試験体



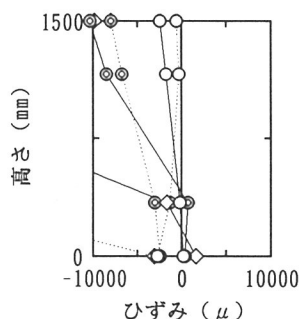
(b) CFS-3, CFP-4, CFP-5 試験体



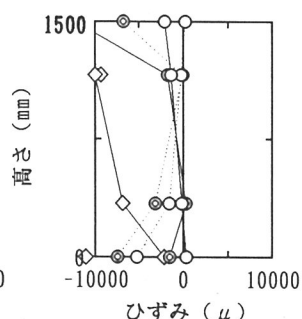
(c) CFP-3 試験体



(c) CSS-9, CSP-10 試験体



(d) CFP-4 試験体



(e) CFP-5 試験体

図-6 荷重変形関係の包絡線

図-7 曲げ破壊型試験体の柱主筋のひずみ分布

(2) 主筋及びせん断補強筋のひずみ

各試験体の主筋のひずみ分布を図-7に、せん断補強筋のひずみ分布を図-8に示す。

(a) 主筋のひずみ分布

曲げ破壊型試験体においては、いずれの試験体も主筋の圧縮降伏が先行したが、CFS-1では4サイクル目の上限部材角時に主筋が引張り降伏した。PCa試験体では、柱脚のスプライススリーブ近傍の主筋のひずみ分布は、スプライススリーブのない柱頭の主筋の

それとは大きな差異はみられなかった。

(b) せん断補強筋のひずみ分布

PCa試験体のせん断補強筋のひずみは、場所打ち試験体に比べて、早い段階から大きくなる傾向がみられた。CFP-5のせん断補強筋のひずみが最終段階まで降伏ひずみに達していないことから、PCa部材の内側型枠に用いた鉄板は、コアコンクリートを拘束する働きが大きいと考えられる。せん断破壊型試験体のひずみは概ね3000 μ 以下で推移した。

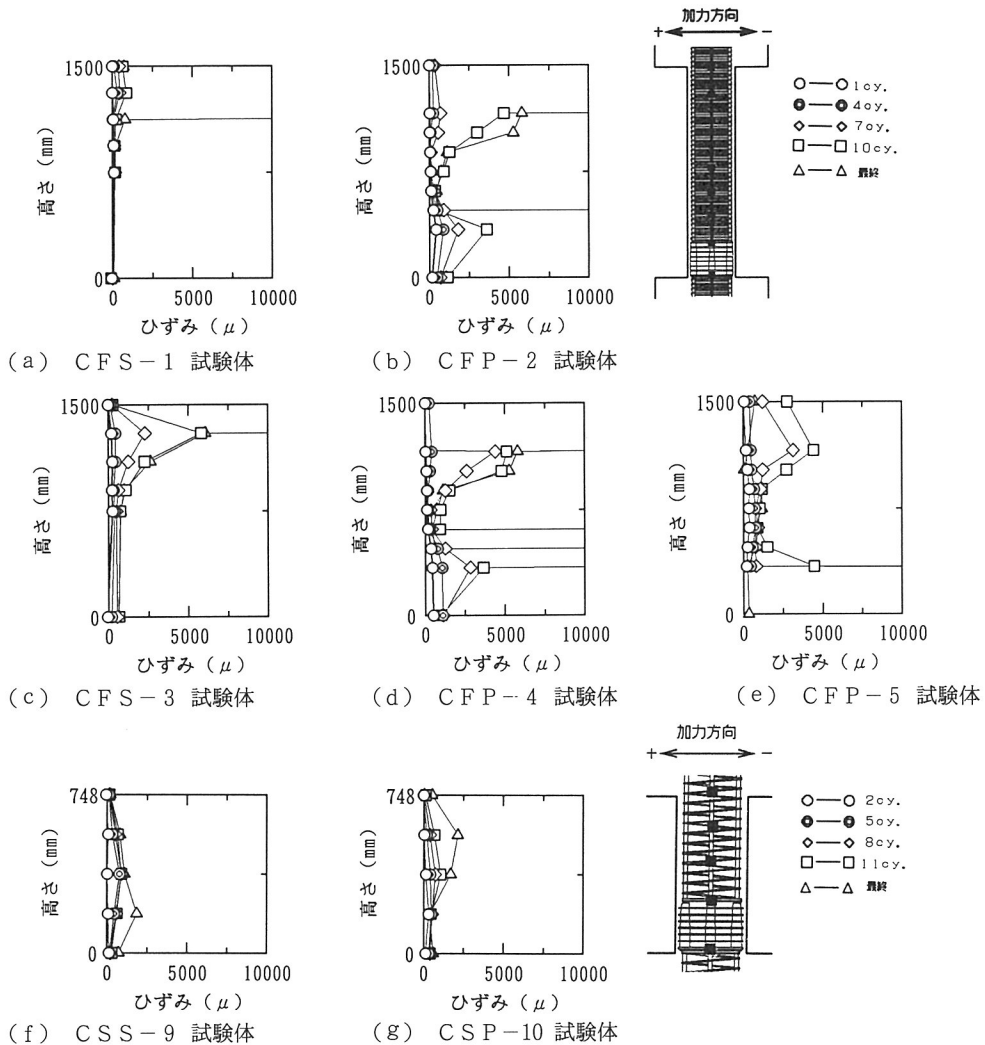


図-8 セン断補強筋のひずみ分布

(3) 曲率分布および軸縮み

曲げ破壊型試験体の高さ方向の曲率分布を図-9に、軸縮みと部材角の関係を図-10に示す。

(a) 曲率分布

各試験体の柱頭部と柱脚部の曲率分布は、最大耐力に至るまではほぼ同様であり、PCa試験体と場所打ち試験体及びスプライススリーブの有無による差異は認められなかった。

(b) 軸縮み

軸力比 $\eta=0.35$ のCFS-1では部材角 $R=1/50$ まで軸縮みは小さかったが、 $R=3/100$ 以降の繰り返し載荷により軸縮みの累積量は増大した。CFP-2では $R=1/50$ 以降、軸縮みは増大した。軸力比 $\eta=0.55$ のCFS-3では $R=1/100$ 以降に軸縮みが増え始め、 $R=1/$

50以降に軸縮みは増大した。CFP-4では $R=1/100$ 以降に軸縮みが増大したが、CFP-5はこれらの中間的な傾向を示した。

これらのことから、PCa試験体の軸縮みは場所打ち試験体に比べて、小さな部材角時から大きくなることが認められた。また、CFP-5はCFP-4に比べてセン断補強筋比が小さいにもかかわらず、その軸縮みが小さいことはPCa部材の内側に打ち込んだ鉄板がコアコンクリートを拘束したためであると考えられる。

(4) セン断破壊型試験体の変形成分

部材の変形成分の比率と部材角の関係を図-11に示す。

両試験体ではズレ変形成分に大きな差異は認められなかったが、PCa試験体の方が、曲げ変形成分が少

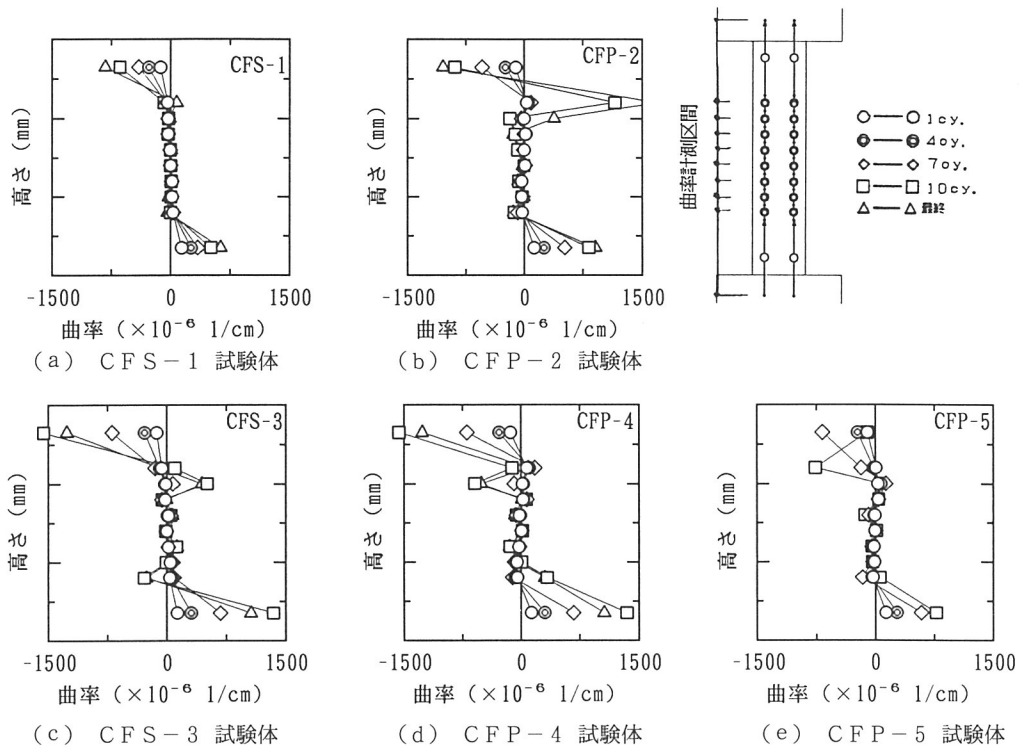


図-9 各試験体の曲率分布

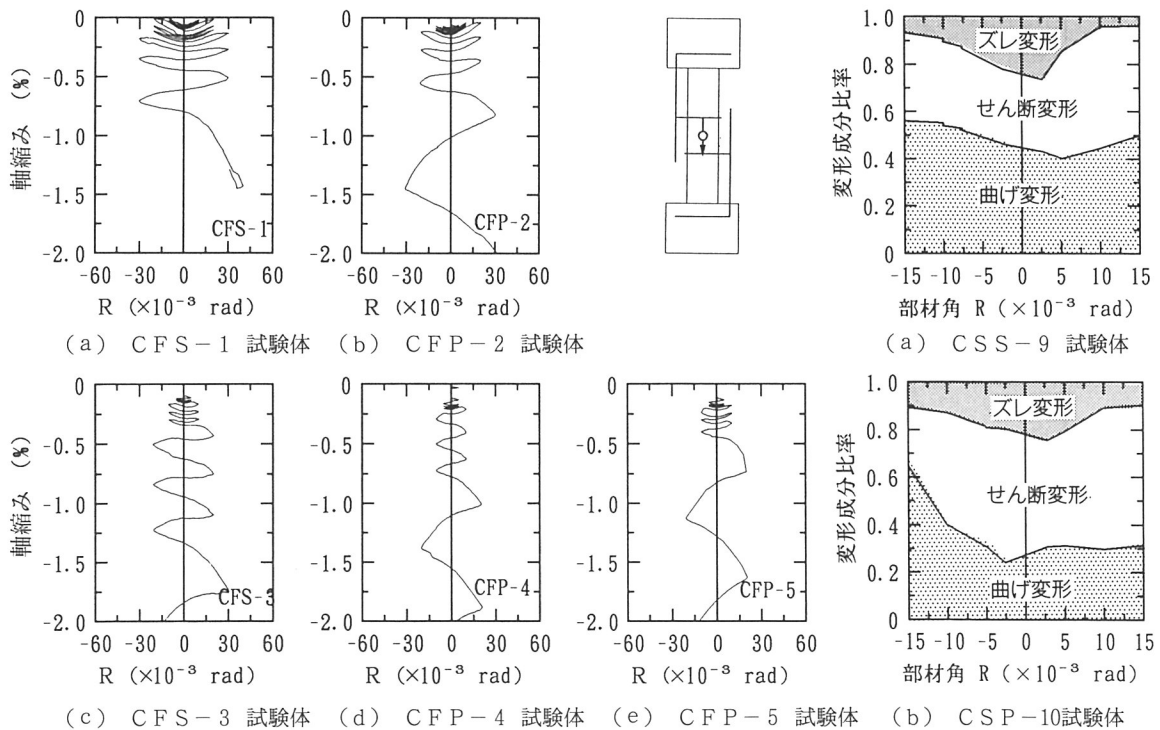


図-10 各試験体の軸縮みと部材角の関係

図-11 せん断破壊型
試験体の変形成分の比率

なく、みかけ上のせん断変形が大きかった。

2.5 実験結果の検討

(1) 実験値と計算値の比較

諸荷重の実験値と計算値の比較を表－5に示す。

曲げひび割れ荷重の実験値の計算値に対する割合は1.05～1.81倍であったが、PCa試験体と場所打ち試験体との差異は認められなかった。

斜めひび割れ荷重の実験値の計算値に対する割合は0.77～1.70倍でありバラツキが大きかった。

曲げ破壊型試験体について、CFS-1とCFP-2では実験最大荷重の曲げ耐力計算値(Q_{mu1})に対する割合は1.1倍と1.06倍であり比較的良好であるが、CF S-3、CFP-4およびCFP-5ではその割合は1.51～1.60倍であり大きい値を示した。曲げ破壊型試験体の実験最大荷重と曲げ耐力計算値の比について、PCa試験体と場所打ち試験体には大きな差異は認められなかつ

た。

せん断破壊型試験体については、CSS-6、CSP-7及びCSP-8では実験最大荷重の曲げ耐力計算値(Q_{mu1})に対する割合は1.36～1.59倍でありやや大きい値を示した。CSS-9及びCSP-10ではその割合は1.23倍及び1.05倍でありPCa試験体の方がやや小さい値を示した。

(2) 実験最大荷重と曲げ耐力計算値及びせん断耐力計算値との比較

実験最大荷重(Q_{max})の曲げ耐力計算値(Q_{mu1})に対する比とせん断耐力計算値(Q_{su1})の曲げ耐力計算値(Q_{mu1})に対する比の関係を図－12に示す。ただし、[参考文献] による試験体の耐力計算値は設計式を用いて求めた。

各試験体の耐力比は、[参考文献] によるものとほぼ同様な傾向を示したが、せん断破壊型のC-10試験体の耐力比はやや低い値を示した。

表－5 諸荷重の実験値と計算値の比較

(単位: ton f)

試験体	曲げひび割れ			斜めひび割れ			実験最大荷重 Q _{max}	* Q _{mu1}	Q _{max} Q _{mu1}	Q _{mu2}	Q _{max} Q _{mu2}	* Q _{su1}	Q _{max} Q _{su1}	Q _{su2}	Q _{max} Q _{su2}	Q _{su3}	Q _{max} Q _{su3}
	実験値	計算値	実験値	実験値	計算値	実験値											
			Q _{bc} 計算値			Q _{sc} 計算値											
CFS-1	19.6	14.4	1.36	29.5	27.3	1.08	34.4	31.3	1.10	29.3	1.17	29.5	1.17	40.2	0.86	69.1	0.50
CFP-2	20.9	15.5	1.35	26.3	29.1	0.90	35.0	33.1	1.06	30.9	1.13	30.0	1.17	41.7	0.84	73.6	0.48
CFS-3	21.1	20.1	1.05	31.0	36.1	0.86	33.9	22.5	1.51	24.8	1.37	33.9	1.00	46.1	0.74	76.5	0.44
CFP-4	25.6	21.7	1.18	37.2	39.0	0.95	37.2	23.5	1.58	26.3	1.41	34.4	1.08	47.8	0.78	81.7	0.46
CFP-5	—	22.6	—	38.5	40.3	0.96	38.5	24.0	1.60	27.0	1.43	29.1	1.32	43.0	0.90	74.7	0.52
CSS-6	53.1	29.3	1.81	54.7	32.1	1.70	64.2	70.8	0.91	66.9	0.96	40.3	1.59	51.0 (44.3)	1.26 (1.45)	71.2	0.90
CSP-7	38.8	29.6	1.31	29.6	33.1	0.89	50.4	74.1	0.68	71.4	0.71	36.5	1.38	47.1 (42.4)	1.07 (1.19)	58.9	0.86
CSP-8	38.1	30.9	1.23	26.5	34.2	0.77	50.5	76.0	0.66	73.1	0.69	37.1	1.36	48.2 (43.5)	1.05 (1.16)	60.9	0.83
CSS-9	17.2	14.3	1.20	32.0	19.5	1.64	39.7	48.4	0.82	56.1	0.71	32.3	1.23	36.2 (31.5)	1.10 (1.26)	52.4	0.76
CSP-10	20.6	15.7	1.31	26.5	21.0	1.26	35.3	50.9	0.69	58.8	0.60	33.7	1.05	38.2 (33.4)	0.92 (1.06)	57.5	0.61

* は設計式を示す。

() 内はσ_{wy}=6000kgf/cm²の時の値。

$$Q_{bc} = (1.8 \sqrt{\sigma_B} + \frac{N}{BD}) Ze / (H/2)$$

$$Q_{sc} = \left[\{ 0.085 \cdot K_c \cdot (500 + \sigma_B) \} / \{ (H/Q \cdot d) + 1.7 \} + 0.15 \cdot \frac{N}{B \cdot D} \right] \cdot b \cdot d \cdot \frac{7}{8}$$

Q_{mu1}: センター指針式による曲げ強度 (設計式)

$$Q_{mu1} = M_u / (H/2)$$

$$N_{max} > N > N_b$$

$$M_u = \{ 0.5 \cdot a_y \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.024 \cdot (1 + g_1) \cdot (3.6 - g_1) \cdot b \cdot D^2 \cdot F_c \} \cdot \frac{(N_{max} - N)}{(N_{max} - N_b)}$$

$$N_b > N > 0$$

$$M_u = 0.5 \cdot a_y \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \left(1 - \frac{N}{bDF_c} \right)$$

$$0 > N > N_{min}$$

$$M_u = 0.5 \cdot a_y \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot g_1 \cdot D$$

Q_{mu2}: e 関数法による曲げ強度

Q_{su1}: ウルボン設計指針式 (設計式) による計算値

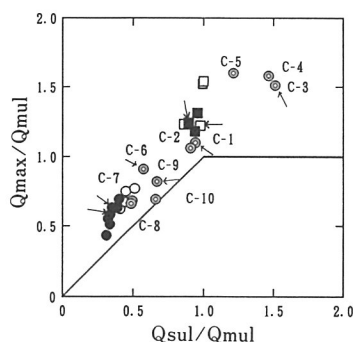
$$Q_{su} = \left(\frac{0.115 \cdot 0.8 \cdot k_u \cdot k_p (\sigma_B + 180)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} \right) + 2.7 \sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy}} \cdot b \cdot j \quad \sigma_{wy} = 13000 \text{ kgf/cm}^2$$

Q_{su2}: 修正荒川式による計算値

$$Q_{su} = \left(\frac{0.115 \cdot 0.8 \cdot k_u \cdot k_p (\sigma_B + 180)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} \right) + 2.7 \sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_o} \cdot b \cdot j \quad \begin{aligned} \sigma_o &< 0.4 \cdot \sigma_B \\ \sigma_{wy} &= 13000 \text{ kgf/cm}^2 \\ (\sigma_{wy} &= 6000 \text{ kgf/cm}^2) \end{aligned}$$

Q_{su3}: 終局強度型設計指針案A法によるせん断強度計算値

$$V_u = b \cdot j_t \cdot P_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) \cdot b \cdot D \cdot \nu \cdot \sigma_n / 2$$



文献 4 ○：せん断破壊先行型
文献 5 ●：せん断破壊先行型
文献 6 □：曲げ降伏先行型
文献 7 ■：曲げ降伏先行型
当社 ◎：CFS-1 (C-1)～CFP-5 (C-5)
曲げ降伏先行型
当社 ◎：CSS-6 (C-6)～CSP-10 (C-10)
せん断破壊先行型
→：一体打ちを示す

図-12 Q_{max}/Q_{mul} と Q_{sul}/Q_{mul}

2.6 まとめ

実験結果から以下のことが確認できた。

- ① 曲げ破壊型試験体 ($\eta = 0.35, \eta = 0.55$) の実験最大荷重は、PCa試験体と場所打ち試験体とに大きな差異はなく、設計式による耐力計算値を上回った。
- ② 軸力比 $\eta = 0.35$ の曲げ破壊型試験体では、PCa試験体と場所打ち試験体の変形性能は部材角 $R = 1/50$ までほぼ同様であったが、軸力比 $\eta = 0.55$ の試験体では、PCa試験体の方が最大耐力以降の耐力低下がやや大きかった。
- ③ PCa合成造の曲げ破壊型試験体の軸縮みは、場所打ち試験体のそれよりも早い段階から大きくなった。
- ④ せん断破壊型試験体においては、実験最大荷重は設計式による耐力計算値を上回ったが、PCa試験体の最大荷重は場所打ち試験体のそれよりも小さかった。
- ⑤ 柱脚で主筋の接合にスプライススリーブを用いたPCa合成造の曲げ破壊型試験体では、部材角 $R = 1/50$ に至るまで柱頭部と柱脚部の曲率分布はほぼ同様であった。

3 耐震壁架構実験

3.1 実験目的

本実験は、柱及び梁付き耐震壁の一部分にPCa部材を用いた付帯フレームを持つ耐震壁について曲げ耐力、せん断耐力及び変形能力を確認することを目的と

して行った。また、それらの性状について場所打ちコンクリート造としたものと比較することとした。

3.2 試験体

試験体の諸元を表-6に、試験体の寸法・配筋及びひずみ測定位置を図-13に、PCa耐震壁試験体の構成を図-14に、PCa耐震壁試験体の部分詳細図を図-15に示す。

WFS-1及びWFP-2は3層1スパンとした試験体で曲げ破壊が先行するように計画した。WFP-2は柱及び梁付き耐震壁にPCa部材を用いたが、WFS-1は場所打ちコンクリート造としてPCa試験体と比較できるようにした。各試験体のせん断スパン比は1.29とした。

WSS-3及びWSP-4は1層1スパンとした試験体でせん断破壊が先行するように計画した。同様に、WSP-4はPCa試験体で、WSS-3は場所打ちコンクリート造試験体として比較できるようにした。各試験体のせん断スパン比は0.36とした。

PCa試験体では、柱部材は前章の柱試験体と同形状のものとし、梁付き耐震壁はスラブ部分以外をPCa部材とした。PCa梁付き耐震壁は、構面内で二分割するものとした。PCa試験体の柱と梁付き耐震壁の鉛直接合部では、シャーコッターは設ける、壁の横筋は柱内に定着しないこととし、必要な水平接合筋を梁に集中配筋⁸⁾とするものとした。梁付き耐震壁の中央接合部では、双方のコンクリート端面にシャーコッターを設け、梁筋の接合はSBR溶接継手とし、壁筋はループ筋を用いて重ね継手とした。各層床位置の水平接合部では、柱主筋及び壁筋の鉛直接合筋はスプライススリーブを用いて接合するものとした。

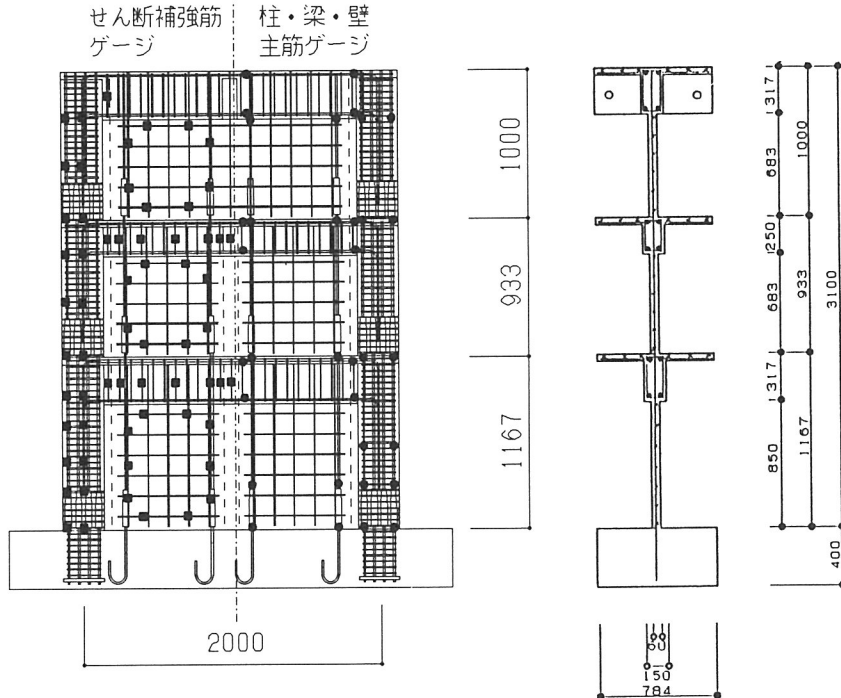
各試験体は実大の約1/3倍の大きさとした。

試験体に用いたコンクリートは、場所打ちコンクリートは圧縮強度が $F_{28} = 270 \text{ kgf/cm}^2$ 、プレキャストコンクリートは圧縮強度が $F_{28} = 350 \text{ kgf/cm}^2$ となるように配合設計した。使用したコンクリート及び鉄筋の材料試験結果を表-7に示す。

PCa試験体の製作は実施工と同様になるように、(1)下スタブの上に天端調整モルタルを数カ所に設置、(2)柱PCa部材の建て込み、(3)PCa梁付き耐震壁の建て込み、(4)柱梁接合部、鉛直接合部及びスラブの型枠組立、(5)PCa部材下端のグラウト材詰め、(6)柱の中にグラウト材敷き込み、(7)コンクリート打設、(8)スプライススリーブにグラウト注入、(9)型枠解体、とした。

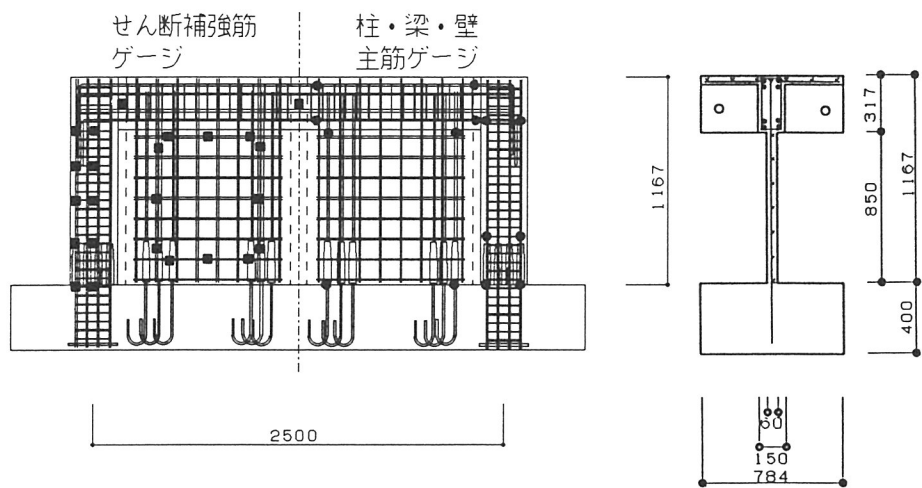
表-6 耐震壁架構試験体の諸元

		柱 (1、2、3階)				梁(1階)		梁(2階)		梁(3階)		耐震壁	スラブ	
WFS1・WFP2	断面寸法 B×D (mm)	284×284				116×317(d=287)		116×250(d=220)		116×317(d=287)		厚さ 60	厚さ 50	
	主筋 本数 引張鉄筋比 (Pt)	X	4-D13	0.63%	上	2-D13	0.75%	2-D13	0.97%	2-D13	0.75%	鉛直接合筋 4-D13 壁筋 D6 ① 137 S PW=.33%	片側 3-D6	
		Y	2-D13	0.31%	下	2-D13	0.75%	2-D13	0.97%	2-D13	0.75%			
	せん断補強筋 (比)	X	2-U6.4	④40	0.53%	2-φ4	⑦75	0.30%	2-φ4	⑦75	0.30%	2-φ4	⑦75	0.30%
		Y	2-U6.4	④40	0.53%									
軸力 (tf)	81.6													
WFS3・WSP4	断面寸法 B×D (mm)	284×284				116×317(d=272)						厚さ 60	厚さ 50	
	主筋 本数 引張鉄筋比 (Pt)	X	4-D13	0.63%	上	4-D13	1.50%					鉛直接合筋 12-D13 壁筋 D6 ① 137 S PW=.33%	片側 3-D6	
		Y	2-D13	0.31%	下	4-D13	1.50%							
	せん断補強筋 (比)	X	2-U6.4	④40	0.53%	2-φ4	⑦75					0.30%		
		Y	2-U6.4	④40	0.53%									
軸力 (tf)	81.6													
備 考		柱断面図 梁断面図 WFS — 1 ——— 通し番号 壁 曲げ型 場所打 エンクリート造 WSP — 4 ——— 通し番号 壁 せん断型 丸キャスト エンクリート造												

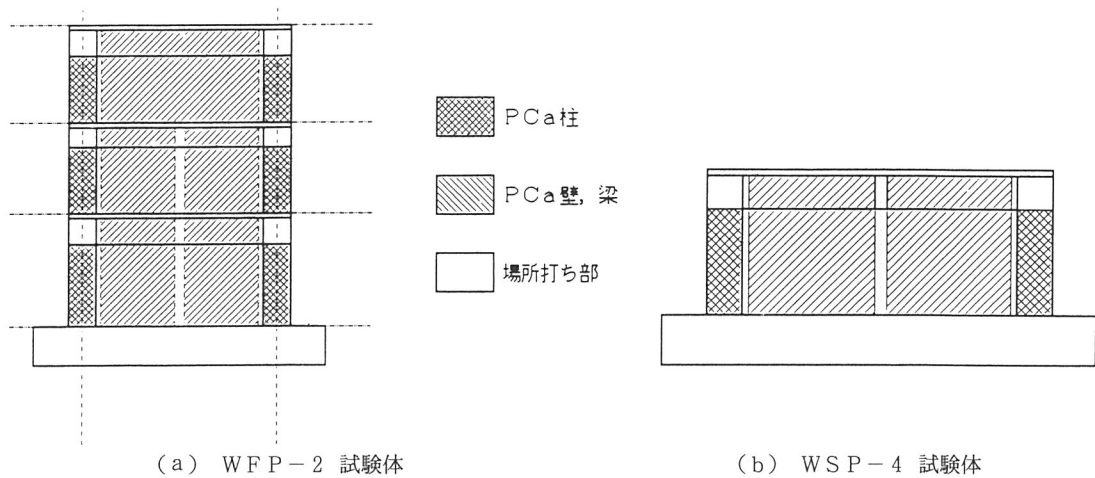


(a) WFP-2 試験体

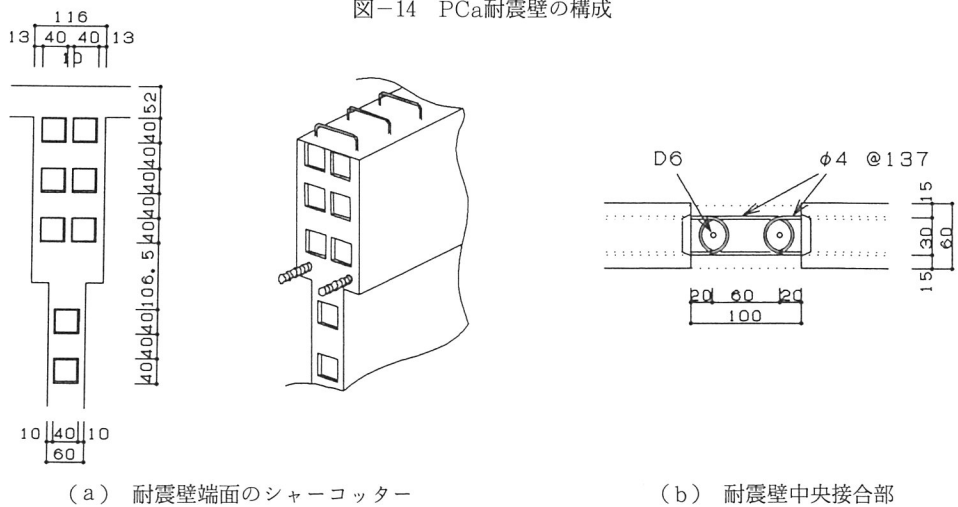
図-13 試験体の寸法・配筋およびひずみ測定位置 (1)



(b) WSP-4 試験体
図-13 試験体の寸法・配筋およびひずみ測定位置 (2)



(a) WFP-2 試験体
(b) WSP-4 試験体
図-14 PCa耐震壁の構成



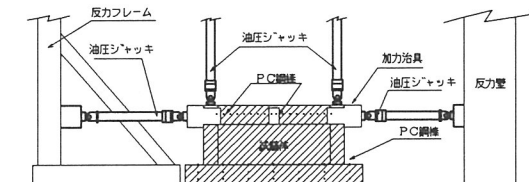
(a) 耐震壁端面のシャーコッター
(b) 耐震壁中央接合部
図-15 PCa耐震壁試験体の部分詳細図

表-7 材料試験結果
(a) コンクリート

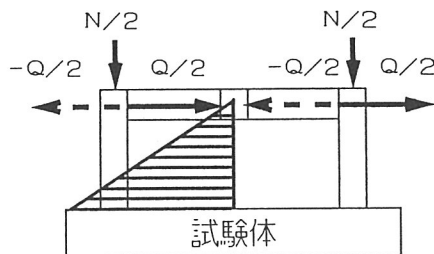
		場所打コンクリート			部位	ルキャストコンクリート		
		圧縮強度 kgf/cm ²	ヤング係数 kgf/cm ² ($\times 10^4$)	割裂強度 kgf/cm ²		圧縮強度 kgf/cm ²	ヤング係数 kgf/cm ² ($\times 10^4$)	割裂強度 kgf/cm ²
W-1	1F	267	2.53	25.2	柱壁	—	—	—
	2F	301	2.75	25.4		—	—	—
	3F	301	2.61	22.9		—	—	—
W-2	1F	267	2.53	25.2		499	3.17	36.0
	2F	325	2.93	31.3		411	2.88	38.6
	3F	328	2.78	31.2		—	—	—
W-3		298	2.65	26.7	柱壁	494	3.21	35.0
W-4		298	2.65	26.7		412	2.89	31.5
グラウト モルタル		741	—	—				
敷モルタル		662	—	—				

(b) 鉄筋

	降伏応力度 kgf/cm ²	引張強度 kgf/cm ²	ヤング係数 kgf/cm ² ($\times 10^4$)	伸び (%)
φ 4	4125	4590	1.79	8.0
D 6	3595	5142	1.71	13.2
φ 2.3	2781	3557	1.72	31.0
φ 3.2	2433	3463	1.89	38.9



(a) 加力装置



(b) 加力形式図

図-16 加力装置および加力形式図

表-8 加力プログラム
(a) 曲げ破壊型試験体

部材角 R(10 ⁻³ rad)	0.625	1.25	2.5	5	7.5	10	15
サイクル	±1	±2 ±4	±5 ±7	±8 ±10	±11 ±13	±14 ±16	±12

(b) せん断破壊型試験体

部材角 R(10 ⁻³ rad)	0.625	1.25	2.5	3.75	5	7.5	10
サイクル	±1 ±2	±3 ±4	±5 ±6	±7	±8 ±9	±10 ±16	±14 ±16

3.3 実験方法

(1) 加力方法

加力装置及び加力形式の例を図-16に、加力プログラムを表-8に示す。

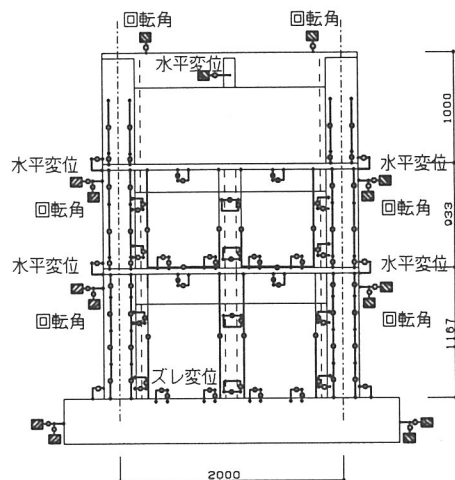
加力方法は、試験体の頂部に設けたスタブを一端からジャッキを用いて押すと共に、他端をプレストレスを導入したPC鋼棒を介して引張ることとした。この時、両ジャッキにかかる力は同等となるようにして連動さすようにした。柱には軸力が同等に作用するようにしたが、変形に伴う軸方向力の水平方向成分は水平力に対して考慮することとした。

加力は、一定の軸力を加えた後に、表-8に示すプログラムに従って正負交番繰り返し載荷とし、最終サイクルは正方向に単調漸増載荷とした。

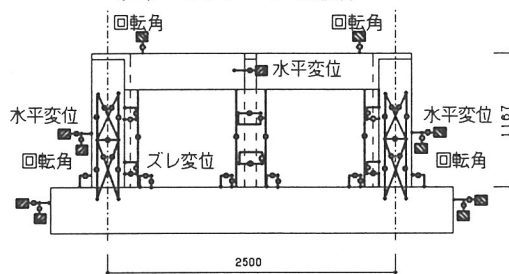
(2) 測定方法

変位測定位置を図-17に示す。

測定項目は、部材角、各層の回転角及びズレ量とした。主筋及びせん断補強筋のひずみはW.S.G.を用いて測定した。



(a) WFP-2 試験体



(b) WSP-4 試験体

図-17 変位測定位置

3.4 実験結果

(1) 実験経過と荷重変形関係

実験の観察結果と実験結果の概要を表-9に、各試験体の荷重変形関係とひび割れ状況を図-18に、荷重変形関係の包絡線を図-19に示す。

WFS-1では、1サイクル目の部材角 $R=1/3140$ で斜めひび割れが3層壁に発生し、2サイクル目の $R=1/1100$ で曲げひび割れが1層柱に発生した。4サイクル目の $R=1/397$ で1層柱の主筋が引張り降伏し、6サイクル目の $R=1/200$ で1層の壁脚部で圧壊が生じた。8サイクル目には、斜めひび割れ及び1層の水平接合部のひび割れが大きくなり、上限部材角に至る前に最大荷重($Q=65.2\text{tf}$)を示した。この時まで、斜めひび割れは壁及び梁のほぼ全域に亘り発生した。11サイクル目に2層壁でスリップ破壊を生じ、12サイクル目に3層壁とスタブの境界でズレせん断破壊が生じて耐力低下が著しくなり実験を終了した。

WFP-2では、1サイクル目の $R=1/1600$ で、各層の壁柱鉛直接合部と3層の壁床水平接合部の打ち継ぎ部分にひび割れが発生した。2サイクル目の $R=1/784$ で3層壁に斜めひび割れが発生し、3サイクル目では壁柱鉛直接合部の打ち継ぎ部分のひび割れ幅が大きくなった。4サイクル目の $R=1/429$ で1層柱に曲げひび割れが発生した。6サイクル目では壁柱鉛直接合部及び1層の水平接合部の打ち継ぎ部分の目開きが進展し、8サイクル目の負側加力で打ち継ぎ部分が大きく開き耐力が低下したために実験を中断した。このことは、加力方法が、押し側のジャッキはPCa耐震壁

だけを押し柱を押さないシステムとなっていたために、壁柱鉛直接合部に大きな力が働き試験体の破壊を早めたことによるものと考えられる。柱とPCa耐震壁を同時に押すことができるように加力方法を改善した上で、実験を再開した。9サイクル目には、2層及び3層の壁柱鉛直接合部の打ち継ぎ部分のひび割れが大きくなると共に、壁脚部で圧壊が著しくなり、 $R=1/99$ で最大耐力($Q=58.0\text{tf}$)を示した。10サイクル目に壁柱鉛直接合部の目開き量が大きくなり、耐力が低下したために実験を終了した。斜めひび割れは2サイクル目以降にも各層で発生したが、最終に至るまで壁床水平接合部に達するものは少なかった。

WSS-3では、1サイクル目の $R=1/2045$ で壁に斜めひび割れが発生し、その後、壁面全体に斜めひび割れが発生した。5サイクル目の $R=1/464$ で曲げひび割れが、 $R=1/389$ で斜めひび割れが柱に発生した。8サイクル目の $R=1/229$ で柱主筋が引張り降伏し、10サイクル目の $R=1/140$ でひび割れが進展して最大耐力($Q=121.2\text{tf}$)に至った。11サイクル目の $R=1/133$ で壁脚部に圧壊が生じ、14サイクル目の上限部材角に進む途中で壁脚部の圧壊が上方へ進展して耐力が大きく低下した。

WSS-4では、1サイクル目の $R=1/2440$ で壁に斜めひび割れ、スプライススリーブ近傍に縦ひび割れが発生し、壁柱鉛直接合部の打ち継ぎ部分にひび割れが発生した。その後、壁面全体に斜めひび割れが発生した。5サイクル目の $R=1/397$ で柱に曲げひび割れが発生し、8サイクル目の $R=1/307$ で柱主筋が引張

表-9 観察結果と実験結果の概要

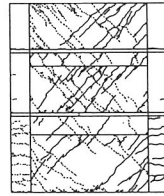
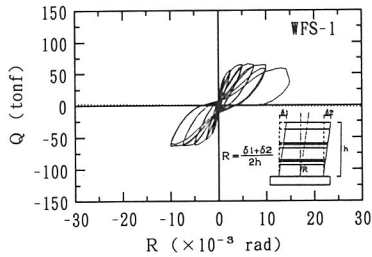
			WFS-1			WFP-2			WSS-3			WSP-4		
			サイクル	荷 重 (tf)	R 10 ⁻³ rad	サイクル	荷 重 (tf)	R 10 ⁻³ rad	サイクル	荷 重 (tf)	R 10 ⁻³ rad	サイクル	荷 重 (tf)	R 10 ⁻³ rad
曲 げ ひ 割 れ (FC)	柱	正	2	36.1	0.916	4	40.7	2.33	5	78.4	2.154	7	84.8	2.989
		負	-2	-33.7	-0.945	-6	-33.2	-2.35	-5	-77.3	-2.232	-5	-84.2	-2.520
斜 め ひ 割 れ (SC)	柱	正	—	—	—	9	58.0	10.10	7	100.1	3.776	8	104.6	5.135
		負	—	—	—	-9	-48.7	-10.11	-5	-82.3	-2.569	-8	-108.2	-5.050
	耐震壁	正	1	18.0	0.318	2	30.9	1.27	1	33.6	0.489	1	27.3	0.410
		負	-1	- 5.8	-0.064	-2	-29.4	-1.28	-1	-34.7	-0.446	-1	-28.9	-0.497
端部コンクリートの圧壊 (CS)	耐震壁	正	6	64.1	4.98	9	58.0	10.10	14	101.5	13.542	8	93.1	4.091
		負	-6	-61.4	-4.62	—	—	—	-11	-103.4	-7.52	-10	-110.6	-6.90
主筋の引張り降伏 (STY)			4	53.0	2.52	6	46.2	3.36	8	105.7	4.363	8	74.9	3.258
せん断補強筋の引張り降伏			-2	- 41.9	-1.30	—	—	—	-12	-61.0	-4.415	—	—	—
実験最大荷重 Qmax			8	65.2	7.51	9	58.0	10.10	10	121.2	7.118	-10	-112.3	-7.550
破壊性状			曲げ降伏後スリップ破壊			接合部及び脚部圧縮破壊			壁圧縮破壊			壁圧縮破壊		

り降伏し、 $R=1/244$ で壁脚部に圧壊が生じた。10サイクル目の $R=1/132$ で斜めひび割れが大きく進展すると共に壁脚部の圧壊が進み最大耐力($Q=-112.3\text{tf}$)に達した。12サイクル目には、壁脚部のスプラインスリブ近傍の圧壊が著しくなるとともに、壁柱鉛直接合部分の破壊が進み耐力が大きく低下した。

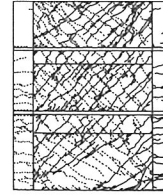
PCa曲げ破壊型試験体では、鉛直接合部及び水平

接合部のズレ量や目開き量が増大した為に、その剛性は早期の段階から低下する傾向にあった。

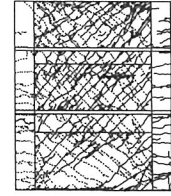
せん断破壊型試験体では、両試験体の変形能力は部材角 $R=1/250$ 程度まではほぼ同等であったが、それ以降の段階ではPCa試験体の耐力の上昇の程度が小さくなった。



$2.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$

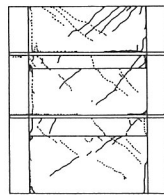
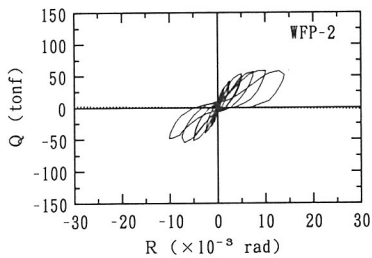


$7.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$

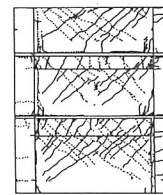


最 終

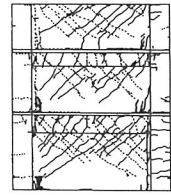
(a) WFS-1 試験体



$2.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$

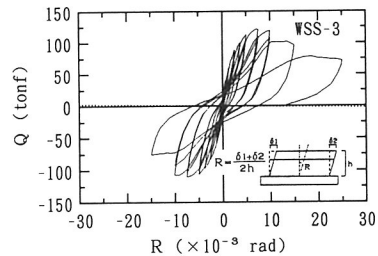


$7.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$



最 終

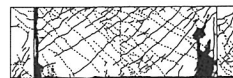
(b) CFP-2 試験体



$2.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$

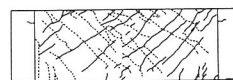
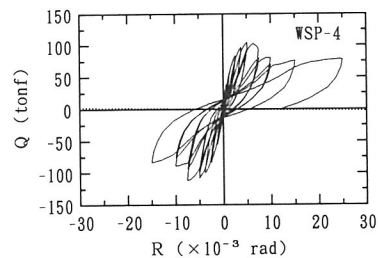


$7.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$

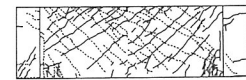


最 終

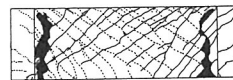
(c) WSS-3 試験体



$2.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$



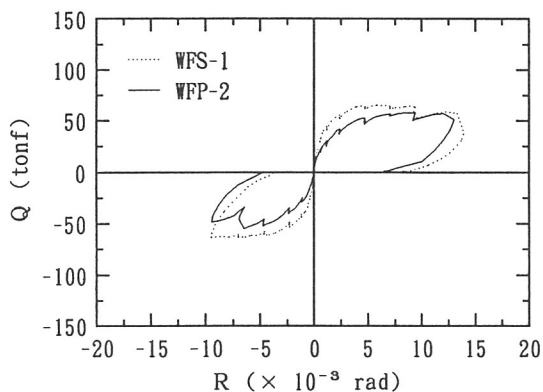
$7.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$



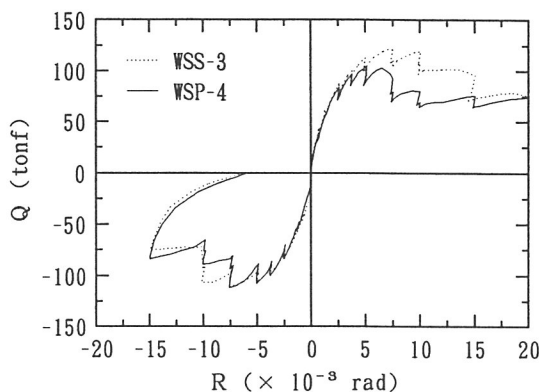
最 終

(d) WSP-4 試験体

図-18 荷重変形関係とひび割れ状況



(a) WFS-1、WFP-2 試験体



(b) WSS-3、WSP-4 試験体

図-19 荷重変形関係の包絡線

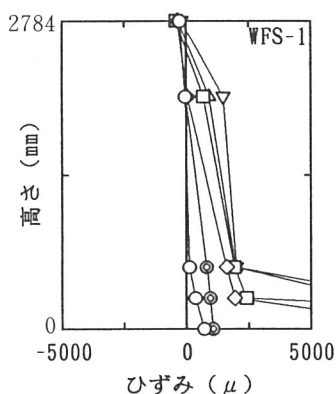
(2) 柱主筋とせん断補強筋のひずみ分布

柱主筋のひずみ分布を図-20に、柱のせん断補強筋のひずみ分布を図-21に示す。

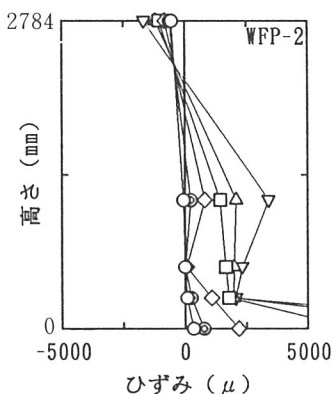
WFS-1とWFP-2及びWSS-3とWSP-4のそれぞれの柱のひずみ分布はほぼ同様であった。

WFS-1とWFP-2では、せん断補強筋のひずみ分布に大きな差異はなく、ひずみは1000 μ 以下であった。

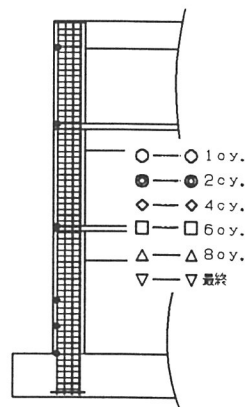
WSS-3とWSP-4では、せん断補強筋のひずみ分布は柱中央部で大きくなるパラボラ型となったが、ひずみは2500 μ 以下であった。



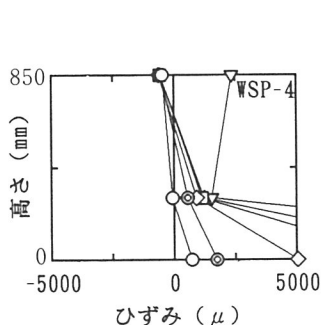
(a) WFS-1 試験体



(b) WFP-2 試験体



(c) WSS-3 試験体



(d) WSP-4 試験体

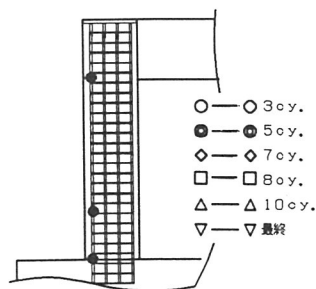


図-20 柱主筋のひずみ分布

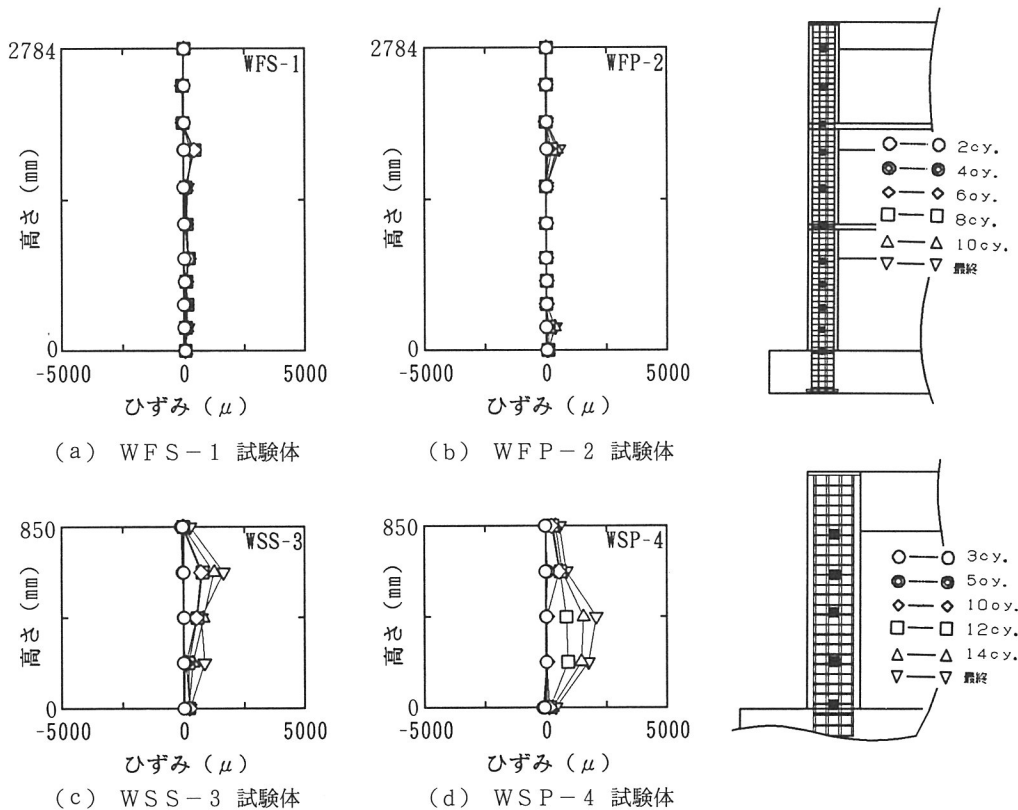


図-21 柱のせん断補強のひずみ分布

(3) 鉛直接合部及び水平接合部の挙動

各試験体のズレ量及び目開き量と部材角の関係を図-22に示す。

WFS-1では、部材角 $R=1/67$ までに1層の壁柱鉛直接合部でズレ量が3mm程度、目開き量が2mm程度となった。

WFP-2では、部材角 $R=1/133$ 時に、2層の壁柱鉛直接合部での目開き量及び壁床水平接合部でのズレ量が6mm程度となり、それ以降、部材角が大きくなると共にズレ量及び目開き量は増加する傾向にあった。

また、これらは1層で計測されたものより大きな値であった。

WSP-4では、部材角 $R=1/133$ 時に、壁柱鉛直接合部では目開き量及びズレ量共に3.5mm程度、壁床水平接合部ではズレ量は5.5mm程度であった。これらに対して、WSS-3ではいずれも $1/3$ 以下の値であった。

WFP-2及びWSP-4の壁中央部の鉛直接合部では目開き量及びズレ量共に非常に小さい値であった。

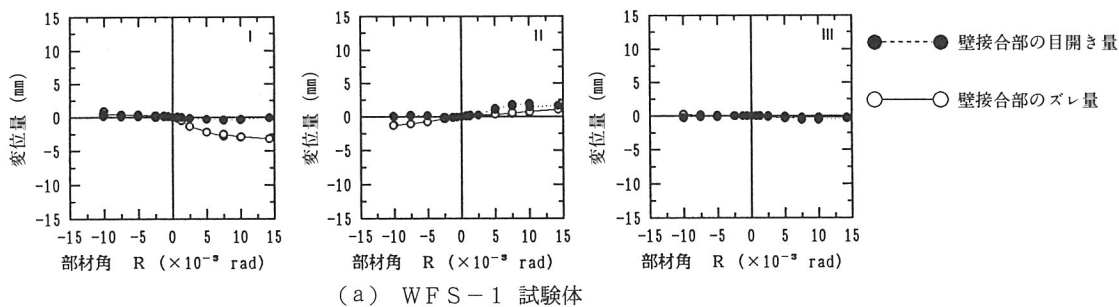
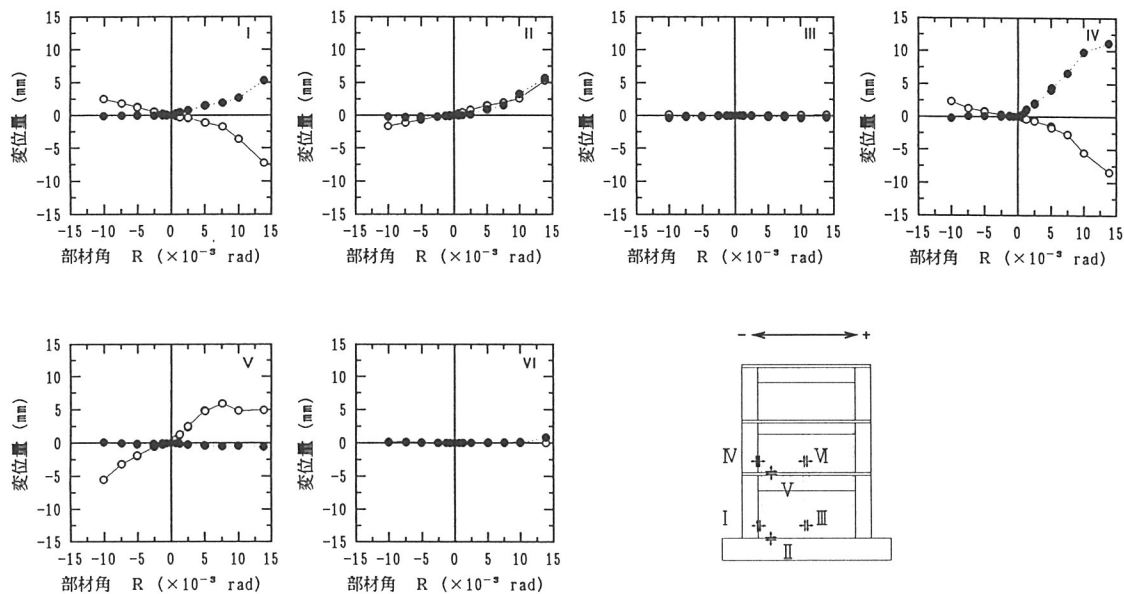
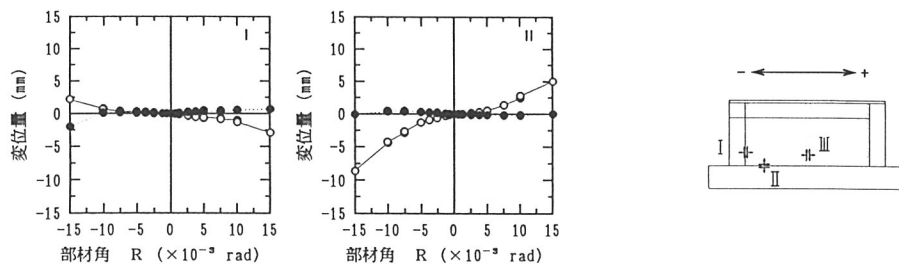


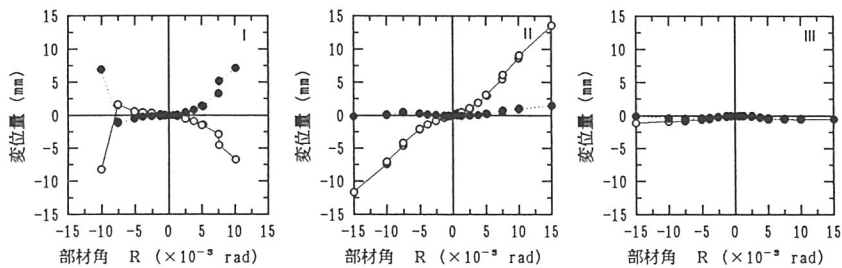
図-22 ズレ量、目開き量と部材角の関係 (1)



(b) WFP-2 試験体



(c) WSS-3 試験体



(d) WSP-4 試験体

図-22 ズレ量、目開き量と部材角の関係 (2)

3.5 実験結果の検討

(1) 計算値と実験値の比較

諸荷重の実験値と計算値の比較を表－10に示す。

曲げひび割れ荷重の実験値の計算値に対する割合は、WFS-1およびWFP-2では1.09～1.24倍で比較的良く適合したが、WSS-3およびWSP-4では0.62倍で小さい値となった。

斜めひび割れ荷重の実験値の計算値に対する割合は、いずれの試験体においても0.41～0.71倍で小さい値であった。

WFS-1及びWFP-2においては、実験最大荷重の曲げ耐力計算値(Q_{mu1}：設計式)に対する割合は、それぞれ1.12倍と0.97倍でほぼ1に近い値であった。PCa試験体の実験最大荷重は場所打ち試験体のそれと比べて11%程度低い値となっているが、このことの原因の一つとして前述のように加力方法に問題があったと考えられる。

WSS-3及びWSP-4においては、実験最大荷重のせん断耐力計算値(Q_{su1}：設計式)に対する割合は、それぞれ1.75倍と1.63倍でかなり大きい値となった。PCa試験体の実験最大荷重は場所打ち試験体のそれと比べて7%程度低い値となった。なお、実験最大荷重

のせん断耐力計算値(Q_{su2})に対する割合は1.43倍と1.32倍となり、適合性が良いと考えられる。³⁾

(2) 耐震壁の変形成分

各試験体の変形成分の比率を図－23に示す。

WFS-1では曲げ変形成分の全体変形に対する比率が約45%となったが、WFP-2ではその比率が約20%となった。その原因は、PCa試験体では、変形の増大に伴ってズレ変形量が増えたことと壁柱鉛直接合部の目開き量が大きくなったことにより、みかけ上のせん断変形成分が増えたためであると考えられる。

WSS-3及びWSP-4においては、いずれの試験体も曲げ変形成分の比率は全体変形の約10%程度であるが、PCa試験体ではズレ変形成分の比率が約20%占めている。

3.5.3 実験最大荷重と曲げ耐力計算値及びせん断耐力計算値の比較

図－24に実験最大荷重(Q_{max})の曲げ耐力計算値(Q_{mu1})に対する比とせん断耐力計算値(Q_{su1})の曲げ耐力計算値(Q_{mu1})に対する比の関係を示す。

各試験体の耐力比は「参考文献」によるもとほぼ同様な傾向にあると考えられる。

表10 諸荷重の実験値と計算値の比較

(単位：ton f)

	曲げひび割れ			斜めひび割れ			実験最大荷重 Q _{max} (tonf)	曲げ耐力				せん断耐力					
	実験値	計算値 Q _{bc}	実験値 計算値	実験値	計算値 Q _{sc}	実験値 計算値		Q _{mu1} *	Q _{max} Q _{mu1}	Q _{mu2}	Q _{max} Q _{mu2}	Q _{su1} *	Q _{max} Q _{su1}	Q _{su2}	Q _{max} Q _{su2}	Q _{su3}	Q _{max} Q _{su3}
WFS-1	36.0	33.0	1.09	18.0	43.4	0.41	65.2	58.2	1.12	61.0	1.07	52.1	1.25	67.7	0.96	49.3	1.32
WFP-2	40.8	32.9	1.24	30.9	43.4	0.71	58.0	59.5	0.97	62.1	0.93	52.1	1.11	67.7	0.86	49.3	1.18
WSS-3	78.4	126.8	0.62	33.6	55.0	0.61	121.2	218.1	0.56	223.2	0.54	$\frac{69.1}{(127.1)}$	$\frac{1.75}{(0.95)}$	$\frac{84.8}{(116.0)}$	$\frac{1.43}{(1.04)}$	103.0	1.18
WSP-4	77.4	125.7	0.62	27.3	55.0	0.50	112.3	263.3	0.43	263.5	0.43	$\frac{69.1}{(127.1)}$	$\frac{1.63}{(0.88)}$	$\frac{84.8}{(116.0)}$	$\frac{1.32}{(0.97)}$	103.0	1.09

* は設計式を示す。()内はせん断スパン比を制限しない場合

$$Q_{bc} = (1.8\sqrt{\sigma B} \cdot \frac{N}{A_e}) \cdot Z_e / (H/2)$$

$$Q_{sc} = K_s \cdot K_{tb} \cdot \sqrt{c \sigma t^2 + \sigma_0} \cdot c \sigma t \cdot t \cdot \ell \quad c \sigma t = 1.8\sqrt{\sigma B}$$

$$K_s = 1 - 0.52 \cdot P_w \cdot \sqrt{\sigma B}$$

$$K_{tb} = (1 + 1.05 \cdot t/B) / (1 + 1.77 \cdot t/B)$$

Q_{mu1}：センター指針式による計算値

$$Q_{mu1} = \{a t \cdot \sigma_y \cdot \ell_w + 0.5 \cdot a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \ell_w + 0.5 \cdot N \cdot \ell_w\} / H_0 \quad \dots \text{設計式}$$

$$Q_{mu2} = \{0.9 \cdot a t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4 \cdot a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D (1 - \frac{N}{B_c \cdot D} \cdot \frac{N}{F_c})\} / H_0$$

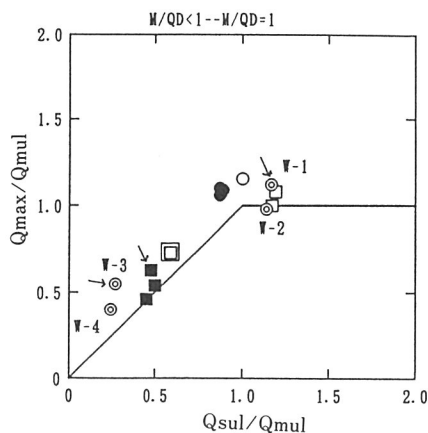
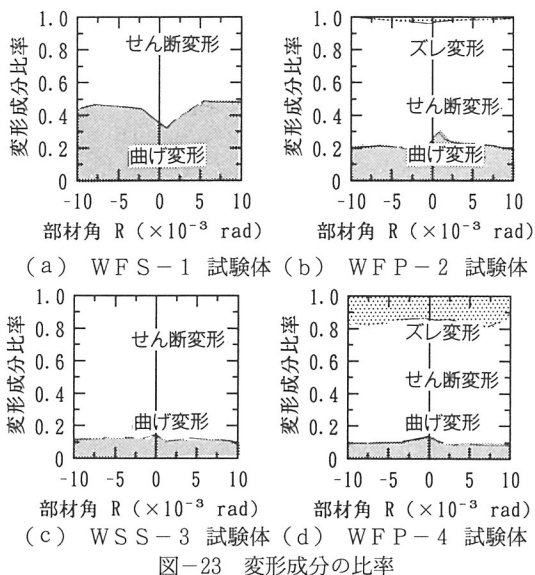
Q_{su}：センター指針式による計算値

$$Q_{su1} = \left\{ \frac{0.053 P_t e^{0.23} (\sigma B + 180)}{M / (Q \cdot D) + 0.12} + 2.7 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot P_{wh} + 0.1 \sigma_0} \right\} \cdot b \cdot j \quad \dots \text{設計式}$$

$$Q_{su2} = \left\{ \frac{0.068 P_t e^{0.23} (\sigma B + 180)}{\sqrt{M / (Q \cdot D) + 0.12}} + 2.7 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot P_{wh} + 0.1 \sigma_0} \right\} \cdot b \cdot j$$

Q_{su3}：終局強度型設計指針式による計算値

$$Q_{su3} = t \cdot \ell_{wb} \cdot P_{wh} \cdot \sigma_{wh} \cdot \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t \cdot \ell_{wa} \cdot \nu \cdot \sigma_B / 2$$



文献10 ○：せん断破壊先行型
 文献11 ●：せん断破壊先行型
 文献12 □：曲げ降伏先行型
 □：せん断破壊先行型
 文献13 ■：曲げ降伏先行型
 当社 WFS-1, WFP-2 ◎：曲げ降伏先行型
 当社 WFS-3, WFP-4 ◎：せん断破壊先行型
 →：一体打ちを示す

図-24 Q_{max}/Q_{mul} と Q_{sul}/Q_{mul} の関係

3.6 まとめ

実験の結果以下のことが確認できた。

- ①プレキャストコンクリート合成造による試験体の実験最大荷重は、場所打ちコンクリート造によるものよりもやや小さい値であった。
- ②曲げ破壊型試験体の実験最大荷重は曲げ耐力計算値

(Q_{mul})とほぼ同等の値を与え、せん断破壊型試験体の実験最大荷重はせん断耐力計算値(Q_{sul})を上回った。

- ③せん断破壊型PCa試験体では最大耐力時におけるズレ変形成分の比率は全体変形の20%程度となった。

4. あとがき

本実験では、プレキャストコンクリート複合工法の中の一つとして、構造材に部分PCa部材を用い、また、壁と柱の鉛直接合部の水平接合筋を省略したプレキャスト鉄筋コンクリートラーメン構造について、その構造上の安全性を確認することができた。

今後は、より効率的な複合工法及び高層建物を対象として高強度材料を用いた複合工法の開発に取り組む予定である。

なお、当社では、前記構法の実用化に向けて計画を進めている。

謝辞

本実験を行うに当たり、懇切なご指導をいただいた武蔵工業大学 望月 重教授に深く感謝致します。

〔参考文献〕

- 1) 日本建築センター：構造計算指針・同解説
- 2) 鉄筋コンクリート造はり、柱のせん断補強筋としてPC鋼棒ウルボンを使用する工法 設計指針：高周波熱錬(株)
- 3) 広沢雅也：「既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析」建設省建築研究所建築研究資料、1975.3
- 4) 渡辺正人 他：「薄肉中空プレキャスト工法開発に関する実験的研究」(ロ型PCa柱部材せん断実験)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1991.9, pp711～
- 5) 関口智文 他：「フープ筋プレキャスト型枠を用いたRC柱部材に関する実験的研究」(その2：せん断実験)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1989.10, pp193～
- 6) 瀬口健夫 他：「遠心成型プレキャストコンクリート柱の構造実験」(その2：中空薄肉方式)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1990.10, pp519～
- 7) 青木雅秀 他：「フープ筋プレキャスト型枠を用いたRC柱部材に関する実験的研究」(その1：構法概要及び曲げ実験)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1989.10, pp191～
- 8) 日本建築学会：壁式プレキャスト鉄筋コンクリート

ト造設計規準・同解説

- 9) 望月 重 他：「プレキャスト連層耐震壁の抵抗破壊機構に関する研究（その1 鉛直接合部の水平接合筋のない場合）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1985.10, pp607
- 10) 犬飼瑞郎 他：「高層PCa鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験的研究」（その1：実験概要と結果、その2：耐力と変形状）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1991.9, pp787～790
- 11) 金田和浩 他：「繰返し载荷を受けるプレキャスト耐震壁の履歴性状」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1991.9, pp785～
- 12) 仲地唯治 他：「プレキャスト連層耐震壁の有限要素法による弾塑性解析」、コンクリート工学年次論文報告集12-2、1990, pp581～586
- 13) 藤村 勝 他：「プレキャストユニット耐震壁（分割耐震壁）の実験的研究」（その2：1層耐震壁架構（1層モデル）の実験概要）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1990.10, pp473～