

論文

[2089] プレキャスト連層耐震壁のせん断挙動に関する実験的研究

正会員○長 稔 (榑間 組 技術研究所)
 正会員 仲地唯治 (榑間 組 技術研究所)
 正会員 戸田哲雄 (榑間 組 技術研究所)
 正会員 望月 重 (武蔵工業大学工学部)

1. はじめに

建設業においては、労務者不足、短工期を解消する一つの方法としてプレキャスト（以下 PCa と略す）工法の開発が盛んである。その中で特に耐震壁等のパネル部材を PCa 化することはコストダウン、施工性の向上に有効であるが、反面壁パネル側面からの差し筋（以下コッター筋と称す）が後打ちの柱主筋や帯筋と入り組み現場作業を阻害する。そのためコッター筋を省略する工法が従来より考えられている¹⁾²⁾³⁾⁴⁾。著者らは、曲げ破壊先行型鉄筋コンクリート（以下 RC と略す）造 PCa 連層耐震壁の研究⁴⁾で、コッター筋を省略してもほぼ同量の鉄筋をスラブ位置に集中配置しておけば、PCa 連層耐震壁の耐力、変形性能はコッター筋が有るものと変わらないこと、水平力への抵抗機構が各層のトラス抵抗に近くなることを示し、鉄筋のひずみ等から拘束効果係数 $\alpha^5)$ の値を検討して鉛直接合部のコッター筋を省略する省力化工法の可能性を示した。

本研究は、せん断破壊先行型 PCa 連層耐震壁を対象に水平加力実験を行い、鉛直接合部の補強筋配置方法および量が PCa 連層耐震壁のせん断挙動に及ぼす影響を実験的に検討したものである。なお、前述の曲げ破壊先行試験体⁴⁾と本実験のせん断破壊先行試験体について、有限要素法による解析的検討を文献⁶⁾で行っている。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は14階建 RC 造壁式 PCa ラーメン構造の下層部を約 1/5 程度に縮小したものであり、PCa 壁パネルと現場打ち柱の鉛直接合部配筋法および量を変えた 3 体である。試験体一覧を表-1、形状配筋を図-1、鉛直接合部詳細を図-2 に示す。試験体に用いた材料の力学的性質を表-2、表-3 に示す。試験体は、壁パネルを PCa 部材として打設した後、周辺のコンクリートを打設して一体化した。

$$* P_v = \frac{\text{鉛直接合部補強筋量}}{(\text{スラブ断面積} + \text{PCa 壁パネル断面積})}$$

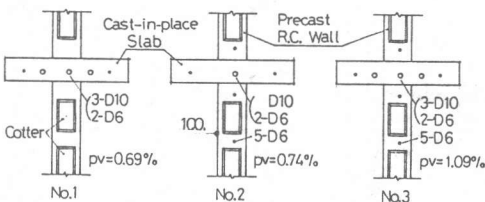


図-2 鉛直接合部詳細

表-1 試験体一覧 (単位: mm)

		No. 1	No. 2	No. 3
柱	bxd	100 x 260		
	主筋	8-D13, $p_g=3.9\%$, $p_{t,g}=0.81\%$		
		2-U5, 1#50, $p_w=0.8\%$ (1F 拘束筋有り)		
PCa 壁パネル	縦横筋	1320 x 450 x 60 D6 @100, $p_g=0.53\%$		
	コッター	40x70x30x60x10, 47/層, $A_{sc}=112\text{cm}^2$		
水平接合筋		4-D13+13-D6+4-D13, $a_h=14.3\text{cm}^2$		
鉛直接合筋 (* P_v)		3-D10+2-D6 0.69%	D10+7-D6 0.74%	3-D10+7-D6 1.09%

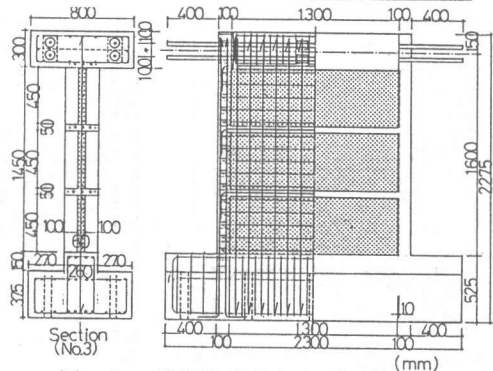


図-1 試験体形状および配筋

No.1, No.2 は鉛直接合部の補強筋比がほぼ同じで、No.1はスラブ位置に集中配筋（以下この鉄筋を水平つなぎ筋と称す）し、No.2はコッター筋もふくめて分散配筋した。No.3は水平つなぎ筋、コッター筋それぞれの影響を見るために、鉛直接合部の補強筋がNo.1とNo.2のそれを組み合わせた量になっている。いずれの試験体とも、一体打ちとみなした計算式⁷⁾で曲げ耐力がせん断耐力を上回るよう設計を行った。

接合部の設計は壁式 PCa規準⁸⁾に従い、各試験体とも水平接合部がせん断破壊しないよう設計したが、No.1, No.2の鉛直接合部せん断耐力は PCa連層耐震壁のせん断耐力を下回るよう設計した。

2.2 加力計画および計測計画

加力装置を図-3に示す。試験体上部の50tonf油圧ジャッキで定軸力 ($\sigma_0 = 30 \text{ kgf/cm}^2$) を柱の頂部から与え、左右の100tonf 油圧ジャッキで 1/2ずつ同時押し引きの正負交番水平加力を行った。加力は基礎上面に対する加力位置（高さ h_0 ）の変位 (δ) を基準として、変形部材角 ($R = \delta / h_0 \cdot 1/1000 \text{ rad}$) が $R=0.5, 1.0$ を 1 回、以後 $R=2.5, 5.0, 7.5, 10$ を各 2 回、 $R=15, 20$ を 1 回繰り返して、その後最終加力とした。軸力、水平力の計測はロードセルを用いて行ない、水平変形その他、局所変形は高感度変位計を用いて計測した。また、鉄筋の主要位置におけるひずみを、W.S.G.を用いて計測した。

3. 実験結果および考察

3.1 破壊経過

図-4に各試験体の最終ひび割れ状況を示す。

No.1は水平力（以下 Q と略す）14~16tonf、部材角（以下 R と略す）0.5/1000rad 付近で柱脚の曲げひび割れ、 $Q=21\sim 22\text{tonf}$ 、 $R=1/1000\text{rad}$ 付近で 1 階 PCa壁パネルのせん断ひび割れ、鉛直

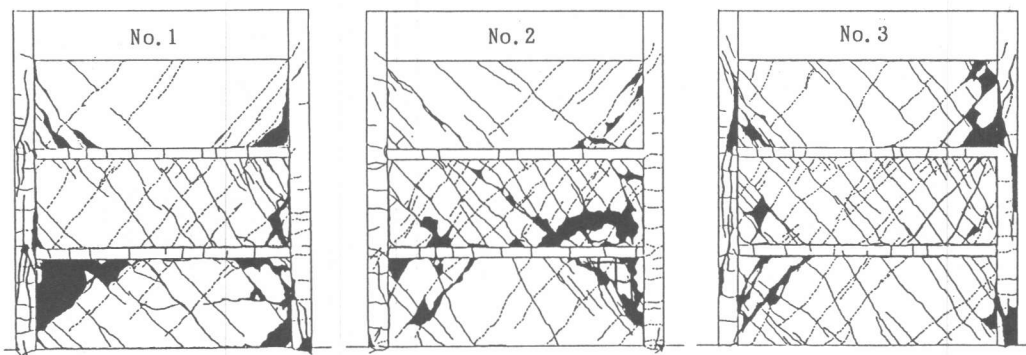


図-4 最終ひび割れ状況

表-2 コンクリート材料試験

		圧縮強度 kgf/cm ²	割裂強度 kgf/cm ²	ヤング係数 10 ⁶ kgf/cm ²
No.1	Pca壁 ^h 補 柱, スラブ	269	19.5	2.52
		269	21.7	2.19
No.2	Pca壁 ^h 補 柱, スラブ	288	19.6	2.53
		280	19.6	2.20
No.3	Pca壁 ^h 補 柱, スラブ	265	21.0	2.59
		254	22.0	2.35

表-3 鉄筋材料試験

	降伏強度 kgf/cm ²	引張強度 kgf/cm ²	ヤング係数 10 ⁶ kgf/cm ²	伸び率 %
U5.1	14200	15100	2.13	9
D6	3670	5760	1.74	22
D10	3590	4950	1.80	18
D13	4030	5890	1.86	20
D16	3420	5850	1.55	20

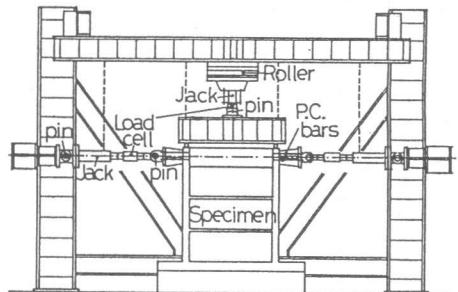


図-3 加力装置

接合部のひび割れが発生した。その後最大荷重を示した $R=7.5/1000\text{rad}$ 付近まで、曲げひび割れ、せん断ひび割れは上部に進展したが、鉛直接合部の損傷が激しくなったのは最大荷重以降である。 $R=10/1000\text{rad}$ で柱正面に縦ひび割れが発生したが、これは水平つなぎ筋に引張力が働いたため、その定着部分に割裂ひび割れが生じたと考えられる。最終的には $R=20/1000\text{rad}$ 以降に柱脚のせん断ひび割れが発生し、柱の縦ひび割れとつながって耐力が急激に低下した。

No.2は $Q=18\text{tonf}$, $R=0.5\sim 1/1000\text{rad}$ で柱の曲げひび割れ、1階 PCa壁パネルのせん断ひび割れがほぼ同時に発生し、その後 $R=2.5/1000\text{rad}$ までに曲げひび割れは3階柱脚、せん断ひび割れは3階 PCa壁パネルの隅角部まで進展し、このひび割れとつながる形で鉛直接合部のひび割れが進展したが大きな損傷は見られなかった。最大荷重は $R=5\sim 15/1000\text{rad}$ 時と考えられるが、耐力低下はほとんどなかった。柱のせん断ひび割れは $R=10/1000\text{rad}$ で加力点に見られたが、その他にはなく、最終的には $R=20/1000\text{rad}$ 付近から2階 PCa壁パネルがスリップ状に破壊し、柱脚の圧壊も進展して耐力が低下した。

No.3の柱脚曲げひび割れ発生は、 $Q=18\text{tonf}$, $R=0.2\sim 0.75/1000\text{rad}$ 付近であった。1階 PCa壁パネルのせん断ひび割れは $Q=22\text{tonf}$, $R=0.8\sim 1/1000\text{rad}$ で発生し、その後 $R=7.5/1000\text{rad}$ までに各層 PCa壁パネル全面に分散した。接合部のひび割れは $R=5/1000\text{rad}$ で目視されたが、以降の進展は他の試験体に比べると少なかった。正側加力は $R=5/1000\text{rad}$ 付近で柱の加力位置にせん断ひび割れが発生してその後耐力上昇は見られなかったが、負側では $R=20/1000\text{rad}$ の大変形時でも耐力の増加が見られた。最終的には、 $R=10/1000$ で発生したNo.1と同じ柱の縦ひび割れと柱のせん断ひび割れがつながり、柱コンクリートの剥落が著しくなったため加力を終了した。

3.2 荷重-変形関係

図-5に各試験体の荷重-変形関係を示す。図中の Q_{su} , Q_{dv} はそれぞれ、計算式⁷⁾⁸⁾による連層耐震壁の終局せん断耐力、鉛直接合部の終局せん断耐力を示している。

No.1は最大荷重を示した $R=7.5/1000\text{rad}$ 以降で一時的な耐力低下が見られたが、その後の耐力低下は無く、 $R=20/1000\text{rad}$ の大変形時でも最大荷重の90%以上を保持しており良好な変形性状を示した。この一時的な耐力低下はコッター筋を省略し水平つなぎ筋を配置した PCa連層耐震壁の特徴と考えられる。すなわちコッター筋が無いために鉛直接合部の目開き、すべりによって耐力が一時的に低下するが、水平つなぎ筋が十分に配置されていればその後の耐力低下は無く、良好な変形性状を示す。No.2は耐力的にはNo.1よりやや劣っていたが、 $R=20/1000\text{rad}$ の大変形時でも耐力低下がなかった。No.1に見られた明確な一時的耐力低下は無く、これはコッター筋が有ることで鉛直接合部の変形が抑制されるためと考えられる。No.3の荷重履歴は正側と負側で大きく異なった。正側は $R=5/1000\text{rad}$ で正側柱のせん断破壊により破壊モードが決定したが、そのせん断

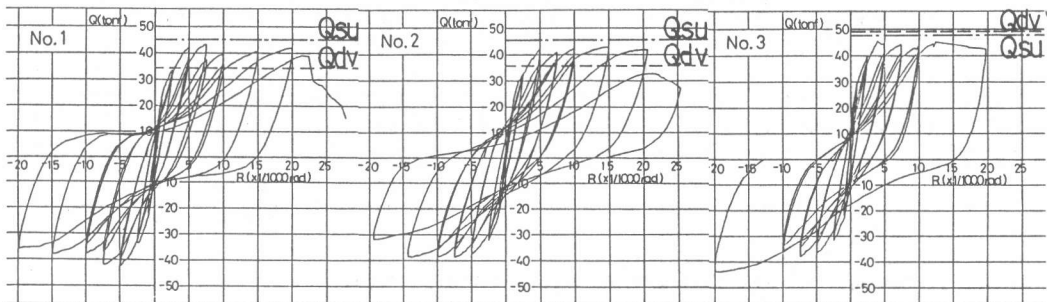


図-5 荷重-変形関係

ひび割れは負側の柱には貫通しないで接合部のひび割れとつながった。そのため致命的な破壊には至らずに、最大荷重以降も良好な性状を示した。負側は、加力終了とした R=20/10000radまで緩やかに耐力が上昇したが、これは正側加力時に局部的な破壊が進行したためと考えられる。

いずれの試験体とも最大荷重時には柱主筋は曲げ降伏しなかったが、変形性能は良好であった。これは PCa耐震壁で接合部に適当な補強筋が配されている場合の既往の研究結果¹⁾²⁾と一致する。

3.3 諸荷重と計算値の比較

表-4は、計算式⁷⁾による終局曲げ耐力および終局せん断耐力、壁式 PCa設計規準⁸⁾による接合部の終局せん断耐力を実験の最大荷重と比較したものである。3.1,3.2の破壊状況、荷重-変形関係から考えると、No.1は鉛直接合部のせん断破壊、No.2は鉛直接合部のせん断破壊もしくは PCa壁パネルのスリップ破壊、No.3は柱のせん断破壊で最大荷重が決定したと考えられる。No.1, No.2の破壊モードを鉛直接合部のせん断破壊と考えると、終局せん断耐力は計算値より15~20%上昇していることになる。この原因は次のように考えられる。すなわち規準式⁸⁾は、鉛直接合部のせん断耐力を直接せん断実験結果よりコンクリートと補強筋のせん断強度の累加で求めているが、本実験のように実構造物中の鉛直接合部には直接せん断だけでなく接合面に垂直に作用する直応力も働いており、直接せん断の応力状態とは異なる。そのため、見かけ上は耐力が上昇したものと考えられる。既往の鉛直接合部に関する研究で直応力の効果も含めた鉛直接合部の終局せん断耐力を推定する提案式が数多く発表されている⁹⁾が、直応力の算定が困難であるためその効果を直接的に反映したものはない。

そこで、鉛直接合部の補強筋(コッター筋、水平つなぎ筋)に働く降伏荷重が鉛直接合部に平均して働く直応力(σ_n)になると仮定し、簡便のためコンクリートのせん断強度は直応力に比例する¹⁰⁾と仮定して、以下の耐力算定式で検討を行った。

$$Q_{dv}' = \tau_{max} \cdot A_{so} + \sigma_y \cdot \sum a_v \quad \text{---(5)} \quad \begin{array}{l} A_{so}: \text{コッター断面面積、} \\ \sigma_y: \text{補強筋降伏強度} \end{array}$$

$$\tau_{max} = (\tau_{or} / \sigma_{or}) \cdot \sigma_n + 0.1 \cdot F_c \quad \begin{array}{l} a_v: \text{補強筋断面面積、} \\ \sigma_{or}: \text{コンクリートの割裂強度} \end{array}$$

$$\sigma_n = \sigma_y \cdot \sum a_v / t \cdot h \quad \begin{array}{l} \tau_{or}: \text{充填コンクリートの許容せん断応力度 (=10kgf/cm}^2\text{)} \\ F_c: \text{コンクリートの圧縮強度、} \\ t: \text{壁厚、} \\ h: \text{階高} \end{array}$$

(5)式は規準式⁸⁾の第1項を修正した形であり、 τ_{max} が直応力による増加分を加えた形になっている。(5)式によって、各試験体の鉛直接合部終局せん断耐力を求め、最大荷重と比較して表-4中に示す。本式を用いると、No.1, No.2に対して概ね10%の範囲で鉛直接合部終局せん断

表-4 計算値と最大荷重の比較 (単位: tonf)

	計 算 値				実 験 値	
	水平接合部 せん断耐力 ¹⁾	連層耐震壁 曲げ耐力 ²⁾	連層耐震壁 せん断耐力 ³⁾	鉛直接合部 せん断耐力 ⁴⁾	鉛直接合部 せん断耐力 ⁵⁾	最大荷重
No.1			45.1 (1.03)	34.4 (0.79)	38.7 (0.89)	43.5
No.2	66.6 (1.49~1.56)	59.6 (1.33 ~1.39)	46.6 (1.09)	36.8 (0.86)	41.9 (0.98)	42.8
No.3			48.5 (1.08)	49.5 (1.10)	56.2 (1.25)	44.8

()内は、計算値/実験値を示す

1) $Q_{hd} = 0.7 \cdot (\sum a_h \cdot \sigma_y + N)$

2) $Q_{mu} = (a_t \cdot \sigma_y + 0.5 \cdot a_n \cdot \sigma_y + 0.5 \cdot N) \cdot l_w / h_o$

3) $Q_{su} = \{0.068 \cdot p_{te}^{\theta} \cdot 2.3 \cdot (F_c + 180) / \sqrt{M/QL + 0.12} + 2.7 \cdot \sqrt{(p_v \cdot \sigma_y) + 0.1 \cdot \sigma_o}\} \cdot b_o \cdot j$

4) $Q_{dv} = (0.1 \cdot F_c \cdot A_s + \sigma_y \cdot \sum a_v) \cdot l_w / h$

5) $Q_{dv}' = [(\tau_{or} / \sigma_{or}) \cdot \sigma_n + 0.1 \cdot F_c] \cdot l_w / h_o$

耐力の推定が可能であり、No.3は鉛直接合部の終局せん断耐力が PCa連層耐震壁のせん断耐力を上回り、実験結果を裏付けることが出来る。

3.4 鉛直接合部のせん断挙動

図-6に各試験体2階での PCa壁パネルと柱の鉛直接合部の目開き、すべりの変形状を示す。いずれの試験体とも最大荷重を示した $R=7.5/1000\text{rad}$ までは目開き、すべり共に 0.5mm 以下の小さな値だったが、その後特に No.1は変形の増大が表れ、この時点で鉛直接合部が破壊したと考えられる。No.2, No.3は、 $R=20/1000\text{rad}$ 時に目開き、すべり共 $1.0\sim 1.5\text{mm}$ 程度であり、No.1との変形量の違いはコッター筋の有無によると考えられる。また、3.1で述べたNo.1の耐力一時的低下はこの接合部変形の増大によって生じたものと考えられる。

以上のことより鉛直接合部の変形を抑えるにはコッター筋が有効といえる。しかし、全体の構造性能を考えた場合、No.1のように適当な水平つなぎ筋があれば、PCa連層耐震壁は急激な耐力低下を起こさないと考えられる。

3.5 鉄筋のひずみ変化

図-7に各試験体2階スラブ位置水平つなぎ筋の柱面でのひずみ変化を示す。ひずみ変化は中央部の水平つなぎ筋と比較した。No.1, No.3はほぼ同様の変化を示し $R=7.5/1000\text{rad}$ までは緩やかなひずみ増加であったが、その後急激に増加し $R=9/1000\text{rad}$ 付近で降伏ひずみに達した。No.2は $R=2.5/1000\text{rad}$ 以降急激にひずみが増加し、 $R=5/1000\text{rad}$ 付近で降伏ひずみに達した。

図-8に各試験体2階 PCa壁パネル横筋のひずみ変化を示す。ひずみは PCa壁パネル左右、中央で異なるためその平均値を比較した。いずれの試験体とも $R=5/1000\text{rad}$ までは同様のひずみ増加を示したが、No.1は $R=7.5/1000\text{rad}$ で平均ひずみが最大 (PCa壁パネル中央では 1500μ 程度) に達し、その後減少する傾向がみられた。No.2, No.3はほぼ同様の変化を示し $R=7.5/1000\text{rad}$ でパネル中央のひずみが降伏に達し、 $R=10/1000\text{rad}$ ですべての位置で降伏ひずみに達した。

以上のことから、せん断破壊先行型 PCa連層耐震壁でコッター筋を省略した場合、その分の鉄筋を水平つなぎ筋としてスラブ位置に配筋すれば水平つなぎ筋が負担する水平力が増加するが、コッター筋が無いために PCa壁パネルに伝わる応力は水平つなぎ筋の降伏を境として頭打ちになると考えられる。またNo.1の水平つなぎ筋ひず

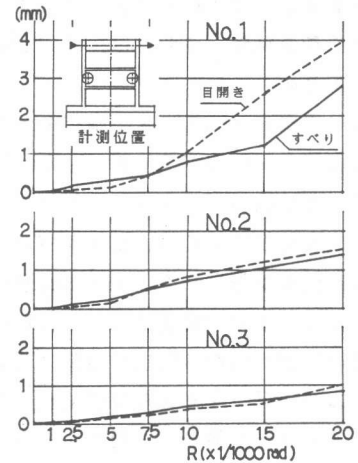


図-6 鉛直接合部変形状

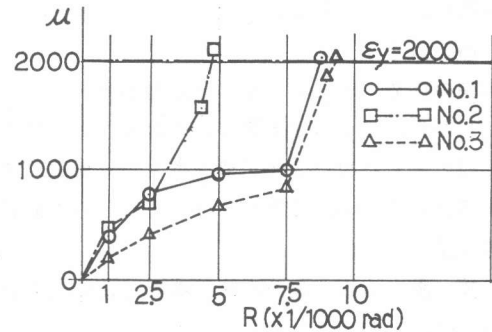


図-7 水平つなぎ筋のひずみ

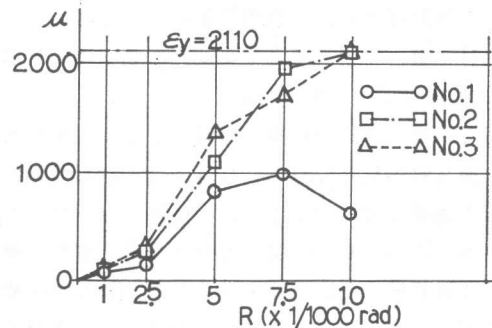


図-8 壁横筋のひずみ

みが急激な増大を示した部材角は、3.4 で述べた接合部変形が増大した部材角と一致しており、この水平つなぎ筋の降伏も試験体耐力の一時的低下に影響しているものと考えられる。さらに、文献5)の方法でNo.1を対象に、水平つなぎ筋が降伏した時の水平力から壁筋拘束効果係数 α の値を逆算すると0.7程度であった。すなわち壁筋のせん断補強効果を0.7程度に割り引いて水平つなぎ筋量を算定しておけば、良好な構造性能を持つPCa連層耐震壁の設計が可能と考えられる。

4. まとめ

RC造壁式PCaラーメン構造のせん断破壊先行型PCa連層耐震壁を対象に、PCa壁パネルと柱の鉛直接合部配筋方法に着目した水平加力実験を行った結果、以下の事項が明らかになった。

- 1) せん断破壊が先行するPCa連層耐震壁では鉛直接合部の変形(目開き、すべり)拘束にコッター筋が有効に働くが、コッター筋を省略して適当な水平つなぎ筋を配した場合でも同等の耐力、変形性能が得られる。その際の水平つなぎ筋量は、文献5)に示される方法で算定すると安全側となり、今回の実験では $\alpha=0.7$ 程度の値が得られた。
- 2) PCa連層耐震壁の鉛直接合部には直接せん断以外にも接合面に垂直な直応力が働くが、この直応力を水平つなぎ筋の降伏荷重と考え、コンクリートのせん断強度が直応力に比例すると仮定して鉛直接合部のせん断耐力を計算すると、10%程度の誤差で推定が可能である。
- 3) せん断破壊が先行するPCa連層耐震壁でコッター筋を省略し、水平つなぎ筋をスラブ位置に配筋した場合、柱に定着されないPCa壁パネルの壁筋が負担するせん断力は水平つなぎ筋の降伏を境に頭打ちとなる。

5. あとがき

今回の研究によって、せん断破壊が先行するPCa連層耐震壁のせん断挙動が一部明らかになった。しかし、水平つなぎ筋が鉛直接合部およびPCa連層耐震壁のせん断耐力に及ぼす影響を十分に把握出来ていないこと、壁筋拘束効果係数の定量的な把握が不十分なことなど、今後の研究課題が残されている。これらについてはさらに研究して行く予定である。

参考文献

- 1) 伊藤 勝、山田 敏夫：RC積層工法に関する構造実験(その3)，大成建設技報第16号，pp131~139，1983
- 2) 武田 寿一、吉岡 研三：プレキャストコンクリートパネルを内蔵する鉄筋コンクリート耐震壁の実験的研究，大林組技報No.26，pp45~51，1983
- 3) 望月 重、石川 泰之：プレキャスト連層耐震壁の抵抗破壊機構に関する研究，日本建築学会大会，pp607~608，1985
- 4) 長 稔、戸田 哲雄、望月 重：プレキャスト連層耐震壁の構造性能，コンクリート工学年次論文報告集Vol.11，No.1，pp561~566，1989
- 5) 日本建築学会：プレキャスト鉄筋コンクリート構造の設計と施工(1984)
- 6) 仲地 唯治、長 稔、戸田 哲雄、望月 重：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投稿中
- 7) 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，建築研究所建築研究資料Vol.6，1975
- 8) 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規準・同解説(1982)
- 9) 日本建築学会：壁式プレキャスト構造の鉛直接合部の挙動と設計法(1989)
- 10) 土木学会：新体系土木工学29(1981)