

論文

[2094] プレキャスト連層耐震壁の構造性能

正会員○長 稔 (榊間 組技術研究所)

正会員 望月 重 (武蔵工業大学工学部)

正会員 戸田哲雄 (榊間 組技術研究所)

1. はじめに

RC造壁式ラーメン工法は高層集合住宅に採用されることが多くなっているが、省力化と工期短縮を狙いとして、プレハブ化の要求も高まってきている。特に耐震壁は施工が困難であり、プレキャスト部材とすることは省力化の有効な手段となる。その際、プレキャスト耐震壁（以下PCa耐震壁）と現場打ち柱の鉛直接合部では、柱主筋および帯筋と壁板側面からの差筋（以下コッター筋）が入り組み、施工性を阻害する原因となっている。このコッター筋を省略し、その分の鉄筋を中間梁位置に集中的に配筋した研究¹⁾²⁾³⁾によると、一体打ち架構と同等の耐力を示すこと、変形性能は向上すること等が報告されている。本研究は、この鉛直接合部における水平接合筋の量および配置方法が架構の耐震性能に与える影響を実験的に検討したものである。

2. 実験概要

表-1 試験体一覧

2.1 試験体

試験体は14階建物の下部3層を約1/3に縮尺したものであり、PCa耐震壁と現場打ち柱の接合方法を変え

	鉛直接合部配筋		鉄筋比	PCa耐震壁	壁柱	水平接合
	スラブ位置	コッター部				
No.1	6-D10	—	0.40	1200x850 x10' 縦横筋共 D6@150w ps=0.43%	420x160 主筋8-D13 7-φ D6@50 pg=1.51%	2-D13 スラッシュ スリーブ 5U-X
No.2	2-D10	10-D6	0.44			
No.3	2-D10	—	0.13			

pvは、T字型鉛直接合部断面でとらえた補強筋比
た1スパン架構3体である。試験体一覧を表-1に、形状配筋を図-1に、鉛直接合部詳細を図-2に示す。試験体は、耐震壁をPCa部材として製作した後型枠に平置きし、周辺の柱とスラブの配筋を行なってコンクリートを打設し、一体化した。尚、水平接合部の鉄筋はスリーブ接合とし、試験体を起こした状態でグラウト注入した。

No.1, No.2 試験体は曲げ降伏先行の破壊モードを想定しており、表-4中に示す耐力式により、せん断耐力 Q_{su1} が曲げ耐力 Q_{mu} を上回るように鉛直接合部の補強筋量を決した。No.1は補強筋を各層のスラブ有効

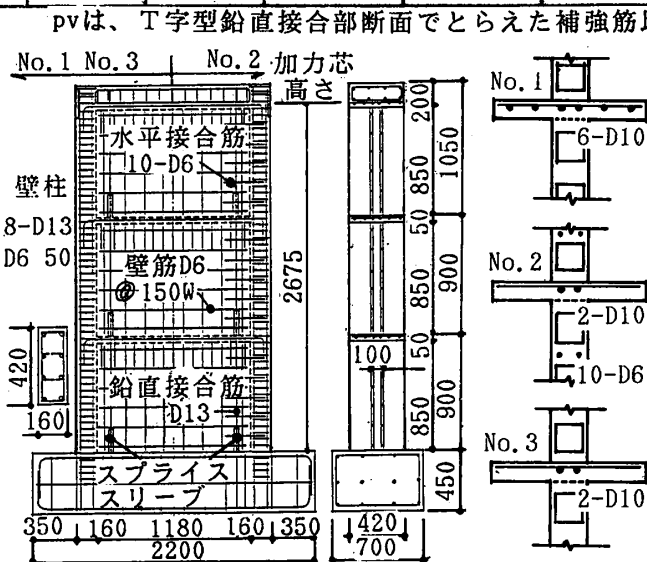


図-1 試験体形状

図-2 接合部詳細

幅位置に集中配置 (6-D10) し、鉛直接合部はコッターのみとした。No.2はNo.1とほぼ同量の補強筋を、スラブ位置と鉛直接合部に分散配置 (2-D10 + 10-D6) した。

表-2 鉄筋材料定数

	降伏強度 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	ヤング係数 (10 ⁶ kg/cm ²)	伸び率 (%)
D6	4300	5630	1.90	20.2
D10	3911	5500	1.93	24.6
D13	4030	5800	1.97	23.6
D16	3950	5070	1.76	24.3

表-3 コンクリート材料定数

		圧縮強度 (kg/cm ²)	割裂強度 (kg/cm ²)	ヤング係数 (10 ⁶ kg/cm ²)
No.1	PCa耐震壁	299	26.0	2.56
	柱スラブ	198	18.3	2.36
No.2	PCa耐震壁	297	23.7	2.41
	柱スラブ	301	27.3	2.49
No.3	PCa耐震壁	285	26.1	2.46
	柱スラブ	233	22.7	2.24

No.3は、PCa耐震壁内の壁横筋をせん断補強筋としてせん断耐力 $*Q_{su1}$ を求めたものであり、スラブ位置に頭つなぎ筋（2-D10）を配置した。なお、鉛直接合部以外の試験体諸元は共通とした。鉄筋材料試験結果を表-2に、コンクリート材料試験結果を表-3に示す。

ちなみに、一般の耐震壁架構で、ひび割れ後の壁板の抵抗をコンクリートの圧縮ブレースと壁筋の引張ブレースによると仮定し、壁板ストラットの三角形フリーボディーにおいて力の釣合いを考えると、せん断応力（ τ ）は架構の拘束力（ σ_r ）と壁筋引張力（ $p_s \sigma_y$ ）の和で表わされる⁴⁾。鉛直接合部にコッター筋がないPCa耐震壁架構では、壁筋は柱に定着されないため引張力を低減して考える必要があり、この低減係数を α ³⁾⁵⁾とすると、No.1は $\alpha=0.5$ （6-D10）、No.3は $\alpha=1.0$ （2-D10）としたことに相当する。

2.2 実験方法

図-3に加力装置を示す。上部の油圧ジャッキで定軸力（ $\sigma_g=25\text{kg/cm}^2$ ）を加え、左右の油圧ジャッキにより正負交番の繰返し水平加力を行った。加力は、基礎上面に対する加力位置の水平変位を基準とした変形制御とし、図-4に示す加力サイクルに従った。

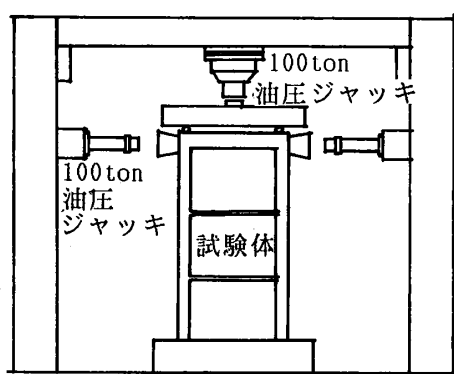


図-3 加力装置

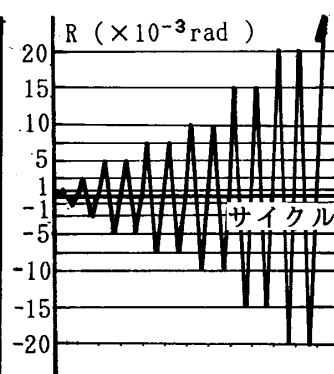


図-4 加力サイクル

変形の計測は各層の水平変形を計測したほか、軸方向変形、接合部近傍の局部変形等を測定した。また、W.S.G.により主要な鉄筋およびコンクリート表面のひずみを計測した。

3. 実験結果

3.1 破壊経過

図-5に各試験体の最終ひび割れ状況を示す。各試験体とも柱脚の曲げひび割れ、一階壁と基礎の打継ぎ部のひび割れ、PCa耐震壁のせん断ひび割れの順に発生し、その後上部へ伸展した。ひび割れ発生荷重（表-4参照）はNo.1, No.2でほぼ同じであったが、No.3では他の2体に比べ曲げひび割れはやや早く、せん断ひび割れは遅れる傾向を示した。No.1ではまず水平接合部の浮き上がりが目立ち始め、最大耐力を示した後10サイクル $R=15/1000\text{rad}$ より鉛直接合部の目開き、すべりが目視出来るようになり、柱脚や壁板隅角部の圧壊も始まったが耐力の低下はほとんどなく、13サイクル $R=30/1000\text{rad}$ の変形時においても最大荷重の90%耐力を保持した。

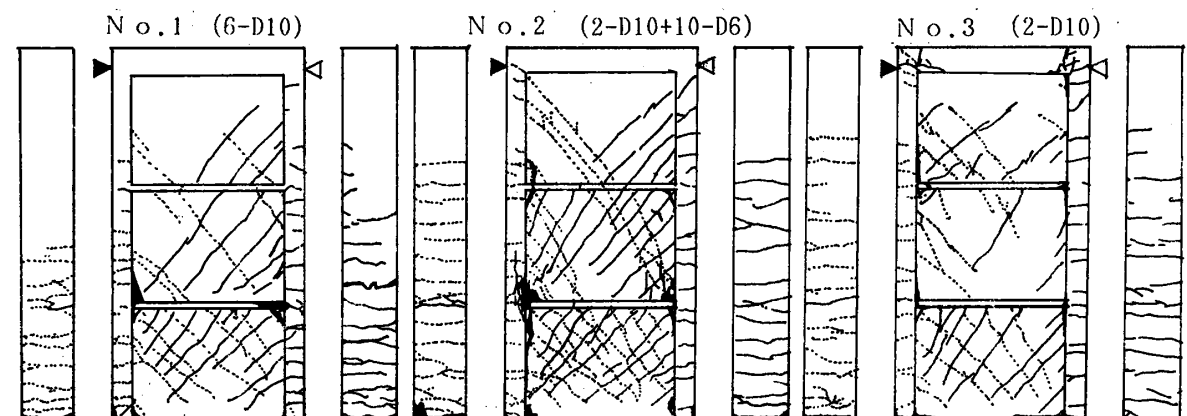


図-5 最終ひび割れ状況

No.2もNo.1とほぼ同様の傾向を示したが、13サイクル $R=22/1000\text{rad}$ 時に圧縮側の2階柱脚部において、コンクリートの剥落が生じ、変形の急激な伸びと同時に耐力の低下が見られた。この際、軸力用の加力治具が滑り軸力の保持が不安定になり加力を終了した。壁板のひび割れは全試験体中最も密であり、隅角部の圧壊およびせん断ひび割れによるコンクリート剥落も著しかった。

No.3では3サイクル $R=5/1000\text{rad}$ においてすでに、2階引張側柱とPCa壁板の鉛直接合部下部でコンクリート圧壊（PCa耐震壁の回転によると思われる）が激しくなり、最大耐力を呈した後、目開きすべり共増大して急激な耐力低下につながった。その後、鉛直接合部の破壊は加力梁へとつながり、柱とPCa耐震壁の分離につながった。

3.2 荷重－変形関係

図-6に各試験体の包絡線の比較を示す。図中の記号は各々、▼：柱脚曲げひび割れ、▽：PCa耐震壁せん断ひび割れの発生時期である。接合部にほぼ同量のせん断補強筋を有するNo.1とNo.2の荷重履歴はほぼ同様であり、補強筋の集中配置、分散配置による最大耐力、変形能等への影響は見られなかった。両者とも、柱主筋の引張降伏時（ $R=5/1000\text{rad}$ ）には鉛直接合部の鉄筋は降伏しておらず、最大荷重以後、降伏を

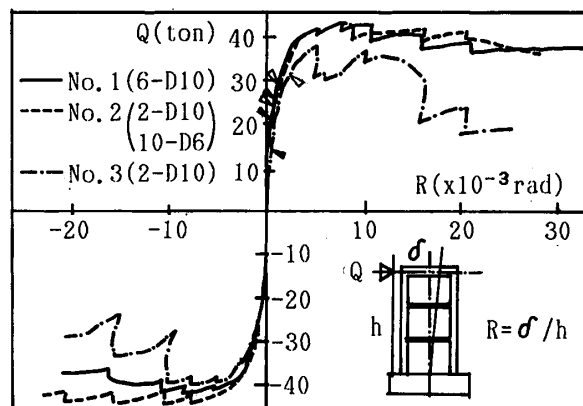


図-6 荷重－変形関係

開始し始めた。鉛直接合部の破壊は部材角 $R=15/1000\text{rad}$ より顕著に始まったが耐力低下もあまりなく良好な変形性状を示した。一方、No.3では初期ひび割れ以降の剛性が低く、最大荷重を示すと同時に頭つなぎ筋も降伏し部材角 $R=10/1000\text{rad}$ 以降加力用の梁に接合部のひび割れが伸展しせん断ひび割れも発生して、急激に耐力が低下した。

3.3 諸耐力の計算値との比較

表-4に実験による最大荷重と計算値との比較を示す。 Q_{su1} , Q_{su2} 式においてはせん断補強筋比を表-1中の(pv)とし、 $*Q_{su1}$, $*Q_{su2}$ 式では架構に定着されないPCa耐震壁横筋の壁筋比(ps)とした。柱に定着したせん断補強筋の量がほぼ等しいNo.1、No.2試験体では曲げ主筋降伏後も鉛直接合部のせん断破壊は発生せず耐力は上昇しており、最大荷重は Q_{su1} , $*Q_{su1}$ 式による計算値とほぼ等しく、 Q_{su2} , $*Q_{su2}$ 式の70～80%の値となった。表中には示していないが、ひび割れ荷重およびその部材角も大差なく、集中配筋、分散配筋による顕著な違いは表れなかった。No.3では、PCa耐震壁横筋を補強筋としたせん断耐力を求める設計、即ち周辺架構に定着されない壁筋をせん断力に抵抗すると評価したが、柱主筋の降伏とほぼ同時に鉛直接合部のせん断破壊が生じ、最大荷

表-4 最大荷重の計算値との比較

	計算値(ton)					実験値	実験値/計算値			
	曲げ耐力	せん断耐力				最大耐力	$Q_{\max}$	$Q_{\max}$	$Q_{\max}$	$Q_{\max}$
	Q_{mu}	Q_{su1}	$*Q_{su1}$	Q_{su2}	$*Q_{su2}$	$Q_{\max}$	Q_{su1}	$*Q_{su1}$	Q_{su2}	$*Q_{su2}$
No.1	37.9	41.6	38.8	54.3	51.5	42.0	1.01	1.08	0.77	0.82
No.2		47.2	43.1	63.4	59.3	43.6	0.92	1.01	0.69	0.74
No.3		34.3	40.1	48.3	54.1	38.8	1.13	0.97	0.80	0.72

曲げ耐力： $Q_{mu} = (a_t \cdot \sigma_y + 0.5 \cdot a_m \cdot \sigma_y + 0.5 \cdot N) \cdot l_w / h_g$

せん断耐力： $Q_{su1} = (0.053 \cdot Pte^{0.23} \cdot (Fc + 180) / (M/QD + 0.12) + 2.7 \sqrt{pv \cdot \sigma_v} + 0.1 \cdot \sigma_g) \cdot be \cdot j$

$Q_{su2} = (0.068 \cdot Pte^{0.23} \cdot (Fc + 180) / \sqrt{M/QD + 0.12} + 2.7 \sqrt{pv \cdot \sigma_v} + 0.1 \cdot \sigma_g) \cdot be \cdot j$

* は、せん断補強筋比pvをPCa耐震壁内壁筋比psとして計算した値を示す

重以降の耐力低下が著しかった。これらのことより、スラブ位置の集中せん断補強筋量は少なくとも PCa耐震壁内の壁筋で求めたせん断耐力 ($*Q_{su1}, *Q_{su2}$) を上回る程度に Q_{su1}, Q_{su2} 式を用いて決定する必要があると考えられる。

以上のことを前述の拘束力から考えてみると、No.1で集中補強筋 (6-D10) を拘束筋として考えた場合低減係数 α の値は 0.5 となっており、架構に定着されない PCa耐震壁内壁筋がせん断力に 50% 抵抗すると仮定していることになる。また、No.3では $\alpha=1.0$ (100%) となる。No.1, No.3 試験体について 2 階スラブ位置集中鉄筋 (No.1:6-D10, No.3:2-D10) が引張降伏した時のせん断応力 ($\tau=Q_{exp}/t \cdot lw$) を求め、 α の値を仮定して求めた引張力 ($N_b=(\tau-\alpha \cdot p_s \cdot \sigma_y) \cdot t \cdot h$) と、鉄筋が同時に降伏するものとして求めた引張力 ($N_{bcal}=a_s \cdot \sigma_y$) との比較を表-5に示す。壁筋の抵抗を 100% 期待した場合 ($\alpha=1.0$)、 $N_b < N_{bcal}$ となり危険側の評価となる。また、壁筋を 50% 期待した場合 ($\alpha=0.5$)、 $N_b > N_{bcal}$ で安全側となる。これらの値のより詳しい定量的把握は今後検討する必要があるが、周辺の柱に定着されない PCa耐震壁内の壁筋引張ブレース力は 50% 以下 ($0 \leq \alpha \leq 0.5$) で評価し、集中補強筋量を決定するのが妥当と考えられる。

表-5 スラブ位置鉄筋の引張力比較

	引張筋 断面積 (cm^2)	耐力 $Q_{exp}(\text{ton})$ $\tau(\text{kg}/\text{cm}^2)$	壁筋拘束力 $p_s \sigma_y$		拘束筋引張力 N_b		拘束筋 引張力 N_{bcal}	N_b / N_{bcal}	
			$\alpha=0.5$	$\alpha=1.0$	$\alpha=0.5$	$\alpha=1.0$		$\alpha=0.5$	$\alpha=1.0$
No.1	6-D10 4.28	40.1 29.9	9.25	18.5	18.6	10.3	16.7	1.11	0.62
No.3	2-D10 1.43	30.4 22.7			12.2	3.78	5.59	2.18	0.67

$$\tau = Q_{exp} / t \cdot lw \quad N_b = (\tau - \alpha \cdot p_s \sigma_y) \cdot t \cdot h \quad N_{bcal} = a_s \cdot \sigma_y \quad t: \text{壁厚} \quad h: \text{階高}$$

$$p_s = 0.0043 \quad D10: \sigma_y = 3911 \text{ kg}/\text{cm}^2 \quad D6: \sigma_y = 4300 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

4. 局所性状

4.1 目開き、すべり量変化

図-7に、各試験体の PCa耐震壁と現場打ち柱の水平方向目開きおよび鉛直方向すべり量の変化を示す。

No.1, No.2とも 2 階中央においては $R=10/1000\text{rad}$ 即ち、ほぼ最大荷重を示す部材角までは 1mm 以下の小さな目開き、すべりとどまった。以降はどちらも急激に増大したものの、架構全体の耐力低下は小さく集中配筋と分散配筋の違いは見られなかった。この傾向は 1 階中央部

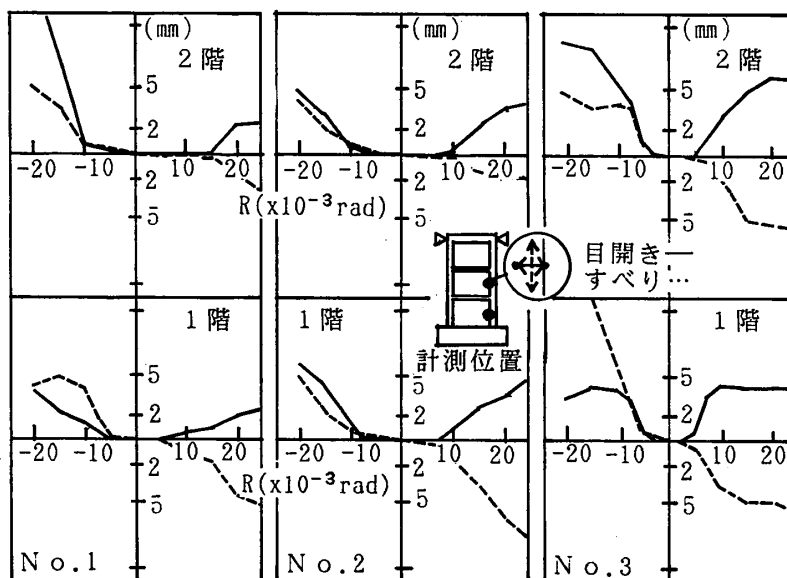


図-7 目開き、すべり量の変化

においても同様であり、周辺架構を持たない PCa耐震壁どうしの鉛直接合部に関する既往の研究結果⁶⁾とは異なり、PCa耐震壁が周辺架構により囲まれ、鉛直接合部のせん断補強筋が既往の計算式で必要とされる程度配置してある場合は、鉛直接合部の目開きおよびすべりは抑制され、セ

ん断補強筋の集中配置の可能性を示唆するものである。

一方、鉛直接合部の補強筋が頭つなぎ筋のみで拘束程度が十分でないと考えられるNo.3では、最大荷重時に頭つなぎ筋も降伏し目開き、すべり量が急激に増大するとともに加力梁にもひび割れが貫通し、柱と PCa耐震壁が分離して架構の耐力が低下した。

4.2 スラブ位置集中鉄筋のひずみ分布

図-8に、No.1試験体の2階スラブ位置の鉄筋ひずみ分布を示す。試験体中央部ではスラブ有効幅域内で同様のひずみ変化を示し、その最大ひずみは1500 μ ～2000 μ にあり、最終加力時においても降伏ひずみには達しなかった。左右の鉛直接合部位置では、 $R=15/1000\text{rad}$ からスラブの外側より順に降伏が始まったが架構の耐力低下は緩やかであり、最終時においても3階スラブ位置では降伏には至らなかった。

No.2は、スラブ位置に頭つなぎ筋のみとなるが、ひずみの傾向としてはNo.1とほとんど同様であり、スラブ位置の引張応力はNo.1に比べて少ないことを示した。即ち、スラブ位置以外（PCa耐震壁、周辺架構）のせん断力負担がNo.1に比べて大きいことになる。

No.3の頭つなぎ筋は $R=7.5/1000\text{rad}$ より降伏が始まっており、3階においても $R=15/1000\text{rad}$ より降伏が始まり鉛直接合部のせん断破壊が進行して急激な耐力低下につながった。

4.3 側柱の応力

図-9は、柱主筋のひずみより、平面保持を仮定して曲げモーメントを算定し、その分布よりせん断力を求め、圧縮側柱の3階柱脚までのモーメント、せん断力の変化を表したものである。

No.1は、1階柱中央より上部ではほとんどせん断力を負担しておらず、1階柱脚部に集中しているのがわかる。 $R=5/1000\text{rad}$ での最大荷重が約40ton、その際の柱脚負担せん断力が7.3tonであることから、約20%を圧縮側柱脚が負担しており、柱1本の全断面積に対する割合（27%）に近い値である。

No.2は、1階柱脚部での負担が大きいものの、上部においても1ton前後のせん断力の負担が見られる。これは、コッター筋が存在することによって、せん断力が上部においても柱に伝達されていることを示すものである。

No.3は、鉛直接合部の破壊が始まった $R=5/1000\text{rad}$ で2階柱脚部に逆向きのモーメントが作用し始め、せん断力の値も負で生じた。これは、スラブ位置の補強筋量が十分でなかったため、変形が進むにつれスラブ位置でも柱のはらみだしが増大し、柱主筋のひずみ勾配が逆向き

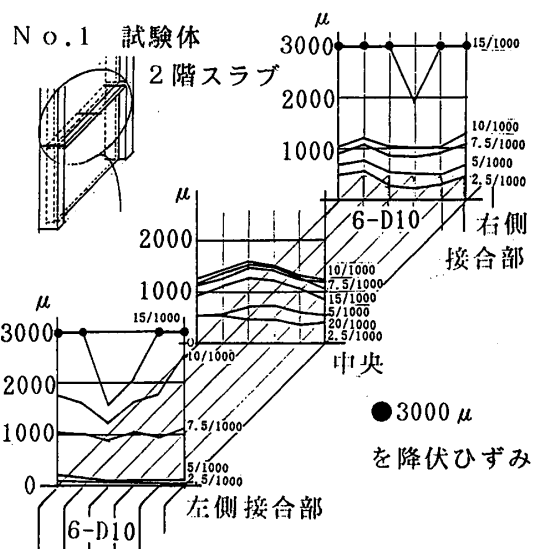


図-8 集中筋のひずみ分布

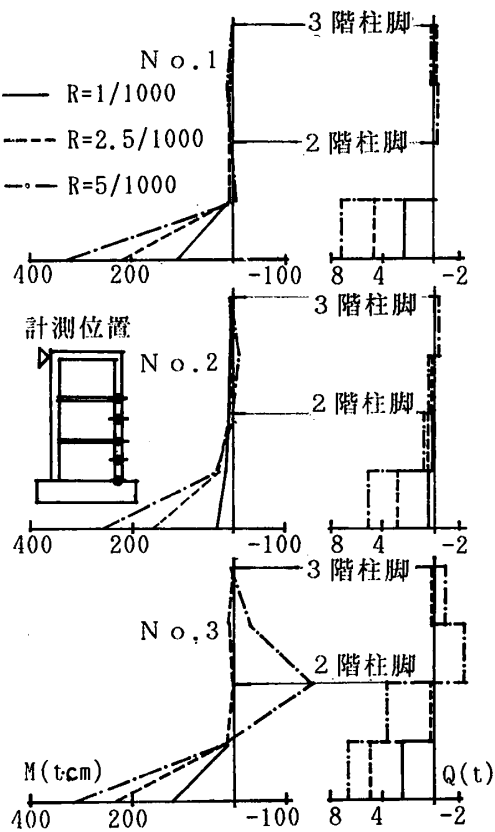


図-9 モーメント、せん断力の負担

になったためと考えられる。

5. PCa耐震壁の抵抗機構

以上のことより PCa耐震壁の抵抗機構は、せん断補強筋が従来のように鉛直接合部に分散配置されている場合、および同程度の補強筋が集中配置されている場合は、ひび割れ後も PCa耐震壁と現場打ち柱とは分離せずに一体性が保たれ、加力位置と柱脚の間で全体としてトラスを形成して外力に抵抗するものと考えられる。一方、補強筋の量が十分でない場合には鉛直接合部のせん断破壊が先行し、PCa耐震壁と現場打ち柱が別々の挙動を呈し、柱の曲げおよび連層 PCa耐震壁の曲げによって抵抗すると考えられる。

これらの抵抗機構のより詳細な把握については、接合部を適切にモデル化した有限要素法等による解析も含めて今後検討して行く予定である。

6. まとめ

RC造壁式ラームプレハブ工法における PCa耐震壁と現場打ち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) PCa耐震壁が周辺架構によって拘束される場合、鉛直接合部せん断補強筋の集中配置、分散配置にかかわらず同等の耐力、変形能を得ることができる。即ち、従来のコッター筋を省略し、その分の鉄筋をスラブ有効幅内に集中配置する省力化工法の可能性がある。
- (2) PCa耐震壁架構の鉛直接合部集中補強筋量が十分でない場合、鉛直接合部のせん断破壊が先行し、柱と PCa耐震壁が分離して急激な耐力低下につながる可能性がある。
- (3) PCa耐震壁を含む架構でせん断補強筋をスラブ位置に集中配置する場合は、鉛直接合部断面でとらえたせん断補強筋比による計算値が、PCa耐震壁内の壁筋比による計算値を上回る程度に、その量を決定する必要がある。
- (4) PCa耐震壁架構の集中せん断補強筋量は、拘束筋の算定方法⁵⁾より求めることが可能であるが、その場合の低減係数 α の値は $0 \leq \alpha \leq 0.5$ の範囲で仮定するのが妥当と考えられる。

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、昭和58年12月、PP131-139
- 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.26,1983、PP45-51
- 3) 望月 重、石川 康之他 「プレキャスト連層耐震壁の抵抗破壊機構に関する研究」
日本建築学会大会、昭和60年10月、PP607-608
- 4) 日本建築学会 「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（1988）」
- 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」昭和61年10月
- 6) 長 稔、戸田 哲雄他 「壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造鉛直接合部に関する実験的研究（その2）」 日本建築学会大会、昭和63年10月、PP789-790