

論文 ダブルハーフ PCa 板を用いた PCa 耐震壁に関する実験研究

市川昌和*1・今津賀昭*2・森本 仁*1・松崎育弘*3

要旨：柱、梁に予めせん断補強筋を内蔵させた外殻 PCa 部材（柱はロ型 PCa、梁は U 型 PCa）、および壁に予め壁筋を内蔵させたダブルハーフ PCa 板を各々を用いた 2 層耐震壁と一体打ちによるものについて載荷実験を行い、比較を行った。試験体数は 3 体で、主な実験因子は工法、および柱主筋強度である。ここでは、 $Q-\delta$ 関係およびびわれ状況を比較するとともに、水平接合部と鉛直接合部の挙動について検討し、PCa 化したことによる影響について検討した。

キーワード：外殻 PCa 工法、ハーフ PCa 板、耐震壁、鉛直接合部、水平接合部

1. はじめに

鉄筋コンクリート造建物の施工の合理化と工期短縮を図る手法の一つとして、建築物のプレキャスト（以下、PCa という）化が挙げられる。筆者らは外殻 PCa 部材を用いた柱、梁、耐震壁の構造性能について研究を行ってきた [1]、[2]。本工法の柱、梁には、予めせん断補強筋を内蔵させ、PCa 内面には円錐台形状のシアコッターを設けた外殻 PCa（柱はロ型 PCa、梁は U 型 PCa）を用いる。また、壁には予め壁筋を内蔵したハーフ PCa 板をトラス筋を介して両側に置き製作した PCa 壁（以下、DW 壁という）を用い、それらの中空部に主筋および壁の接合筋を配筋後、後打ちコンクリートを打設することにより一体化させることを想定している。

本実験では、柱、梁に外殻 PCa 部材を、壁に DW 壁を用い、高応力を受ける 2 層耐震壁について、一体打ち耐震壁との比較を行い、PCa 化したことによる影響を検討することを目的としている。さらに、曲げ強度に対してせん断強度を十分確保した PCa 耐震壁の構造性能について把握する。

表-1 試験体一覧

		No. 1, No. 3	No. 2
架構形式		PCa7r-A, PCa壁	一体打ち
柱	bxD(cm)	35x35	35x35
	主筋(pg, %)	8-D16(1.30)	8-D16(1.30)
	帯筋(pw, %)	D6 @50(0.37)	D6 @50(0.37)
梁	bxD(cm)	20x35	20x35
	主筋(pt, %)	3-D16(0.96)	3-D16(0.96)
	肋筋(pw, %)	D6 @100(0.32)	D6 @100(0.32)
壁	壁厚(cm)	12	12
	壁筋(ps, %)	D6 @110ｼﾝｸﾞﾙ(0.48)	D6 @110ｼﾝｸﾞﾙ(0.48)
	鉛直接合筋(ps, %)	9-D13ｼﾝｸﾞﾙ(0.50)	—
	水平接合筋(ps, %)	D10 @110ｼﾝｸﾞﾙ(0.54)	—

注) ・M/QD=1.04 ・ハーフPCa板厚 3cm, 中空部厚 6cm
 ・トラス筋 → 上・下端筋、ラチス筋ともD6
 ・柱主筋強度 No. 1, 2 → SD690, No. 3 → SD345

2. 実験概要

2.1 試験体

表-1 に試験体の諸元を、図-1 に PCa 試験体の配筋図を示す。また、図-2 に PCa 柱と DW 壁の配筋詳細を示す。試験体は計 3 体で、そのうち PCa 試験体が 2 体 (No. 1, No. 3)、一体打ちが 1 体 (No. 2) である。縮尺はスパン、階高、および柱と梁の断面を 1/2 としたが、壁厚のみ約 1/√2 とした。これは、全壁厚が 12cm のうち P

* 1 鉄建建設(株)技術研究所 (正会員)

* 2 大木建設(株)技術本部

* 3 東京理科大学教授 工学部第 1 部建築学科 工博 (正会員)

Ca壁を3cm、中空部を6cmとしているが、中空部への後打ちコンクリートの充填性を考慮したためである。各試験体とも断面寸法、階高等は共通としている。主な変動因子は工法と柱主筋強度である。No.1とNo.2の柱主筋にはSD690を、No.3にはSD345を各々用いている。柱主筋強度を変えることにより、耐震壁への入力せん断力を変えている。なお、各試験体とも梁主筋にはSD345を、壁筋、トラス筋、各接合筋、帯筋および肋筋にはSD295を用いている。各材料の力学特性を表-2と表-3に示す。

一体打ちのNo.2では、壁筋は縦・横筋ともD6@110ダブルとし、縦筋については2層の壁脚で重ね長35d(dは鉄筋径)の重ね継手としているが、1層壁脚には継手を設けていない。横筋の柱内への定着長は25dとした。

また、梁主筋は上端・下端主筋とも継手を設けず、柱内へ折り曲げ定着とした。一方、PCa試験体では、DW壁の鉛直接合筋は一体打ちのNo.2の壁縦筋(D6@110ダブル)とほぼ同じ面積になるように太径鉄筋(9-D13)を配筋した。水平接合筋はDW壁内の横筋(D6@110ダブル)とほぼ同じ量になるように1-D10@110とし、千鳥配置とした。定着長については、鉛直接合筋は30d、水平接合筋は20dとした。梁上端主筋は通し配筋とし

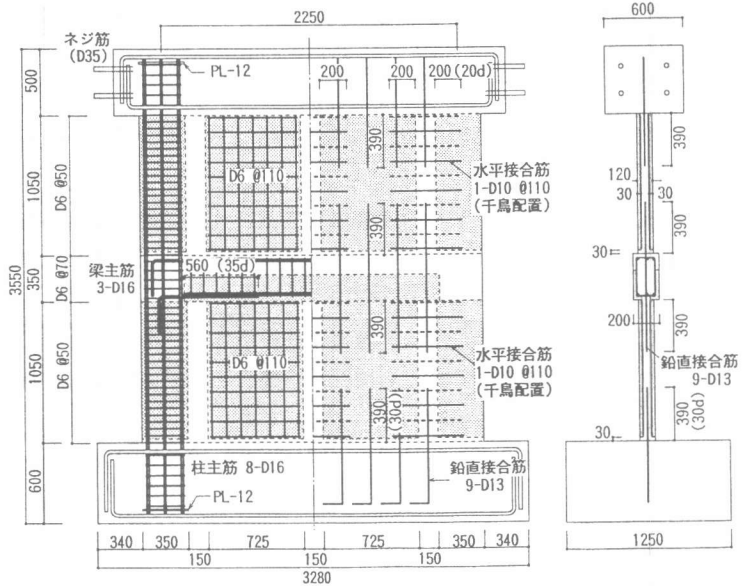


図-1 PCa試験体配筋図

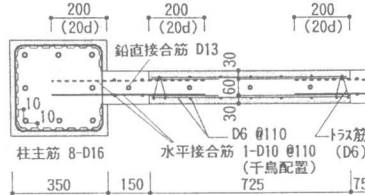


図-2 DW壁詳細図

表-2 鉄筋試験結果

鉄筋径	降伏強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	備考
D16	7040	1.82×10 ⁶	9000	柱主筋(No.1,2)
D16	4170	1.79×10 ⁶	5880	柱(No.3)梁主筋
D13	3740	1.98×10 ⁶	5120	鉛直接合筋
D10	3740	1.83×10 ⁶	5180	水平接合筋
D6	3600	1.80×10 ⁶	5210	帯筋, 肋筋
D6	4290	1.93×10 ⁶	5560	壁筋, トラス筋

表-3 コンクリート試験結果

試験体名	部位	圧縮強度 (kgf/cm ²)
No.1	1F PCa柱, PCa梁 ^{*1}	508
	2F PCa柱 ^{*1}	442
	1F DW壁 ^{*2}	450
	2F DW壁 ^{*2}	428
No.2	1F 後打ちコンクリート	242
	2F 後打ちコンクリート	230
No.3	1F 後打ちコンクリート	254
	2F 後打ちコンクリート	241
	1F PCa柱, PCa梁 ^{*1}	503
	2F PCa柱 ^{*1}	455
No.3	1F DW壁 ^{*2}	481
	2F DW壁 ^{*2}	469
	1F 後打ちコンクリート	269
	2F 後打ちコンクリート	266

注) #1 左右のPCa部材の平均
#2 前後のハーフPCa板の平均

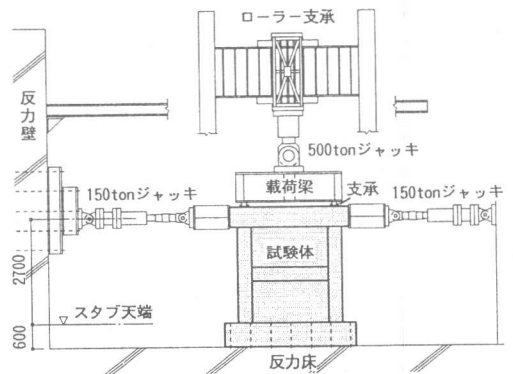


図-3 荷重装置

たが、梁下端主筋には端部での重ね継手（重ね長35d、全数継手）を採用している。DW壁およびロ型P C a柱とスラブ天端とのあき30mmには後打ちコンクリートを充填した。柱主筋とロ型P C a柱の内面（帯筋）とは接しておらず、約10mmのあきを設けている。ただし、No.2では帯筋と柱主筋は接している。また、軸力については、水平接合部の挙動をより明確にするために、各試験体ともやや小さな軸力56tonf ($\sigma_0 = 12\text{kgf/cm}^2$)を設定した。

2.2 載荷および測定方法

図-3に載荷装置の概要を示す。500tonfジャッキにより定軸力を加えた状態で、試験体の頂部に取り付けた2台の150tonfジャッキにより押し引き同時加力を行った。載荷履歴は、頂部水平変形で制御を行い、部材角 $R = \pm 1/1600$ 、 $\pm 1/800$ を1回、 $\pm 1/400$ 、 $\pm 1/200$ 、 $\pm 1/100$ 、 $\pm 1/67$ を2回繰り返すことを標準とした。測定は、頂部・1層水平変形、各接合部のずれ変形および壁のせん断変形を変位計で、主な鉄筋の歪度を歪ゲージで測定した。

3. 実験結果

図-4に $R = 1/200$ 時および最終時のひびわれ状況を、図-5に各試験体の $Q - \delta$ 関係を示す。また、表-4に実験結果一覧を示す。以下、各試験体の実験経過について述べる。

各試験体とも $R = 1/1600$ までに1層柱脚に曲げひびわれが生じた。 $R = 1/800$ までに1層壁、および2層壁と梁にせん断ひびわれが順次生じた。以降の加力で、柱全域に曲げひびわれと壁および梁にせん断ひびわれが多数生じた。初期ひびわれの発生状況は、各試験体ともほぼ同様であり、工法の相違による顕著な差はみられなかった。

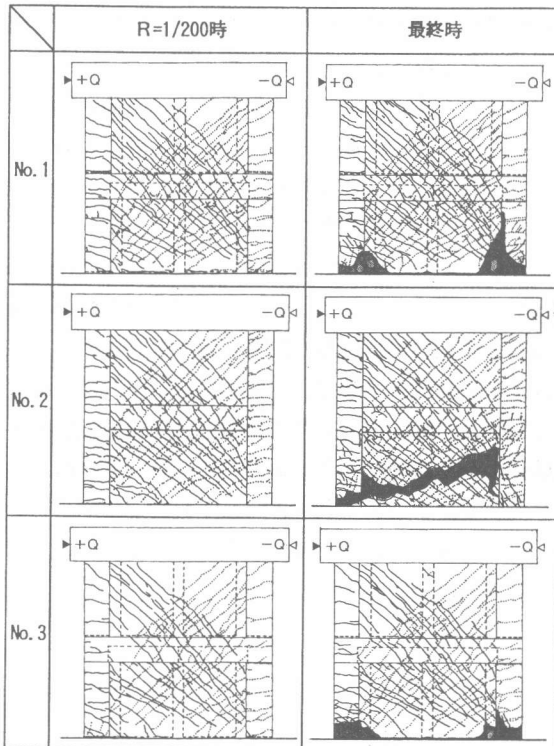


図-4 ひびわれ状況の比較

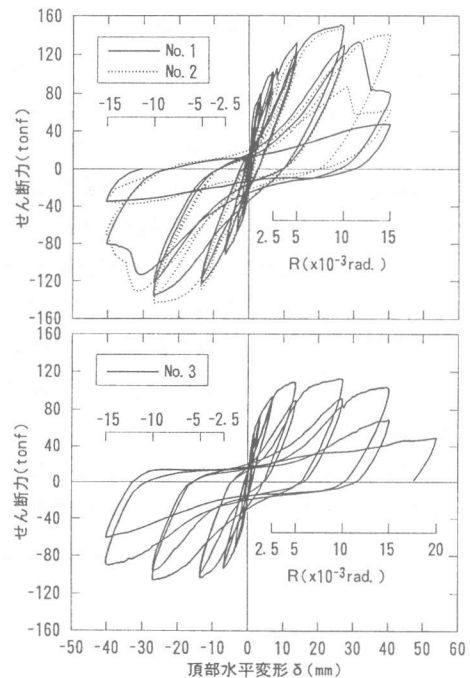


図-5 $Q - \delta$ 関係の比較

柱主筋にSD690を用いたNo. 1とNo.2では、 $R = +1/160$ 頃柱主筋が降伏し、 $R = 1/100$ で最大耐力に達した。PCA試験体のNo.1では $R = -1/100$ 頃水平接合部（1層脚部）での水平ずれが顕著となり、 $R = 1/67$ で1層壁脚の後打ちコンクリートが圧壊し、その後鉛直接合部を含んだ1層柱脚が圧壊して急激な耐力低下を起こした。それに対し、一体打ちのNo.2では、 $R = 1/200$ 時のひびわれ状況についてNo.1と比較すると、生じたせん断ひびわれの本数および位置ともそれほど差はみられず、No.1とほぼ同様な状況を示した。最終状況は異なる結果を示した。

すなわち、No.2では $R = -1/67$ で1層壁に生じたせん断ひびわれが拡大し、急激な耐力低下を起こした。その時、1層柱脚の圧壊もみられた。また、 $Q - \delta$ 関係について、No.1とNo.2を比較すると、急激な耐力低下した時の部材角がNo.1の方が半サイクル早い、最大耐力および剛性等を比較する限りではほぼ同様な履歴を示したと思われる。

柱主筋にSD345を用いたNo.3では、No.1とNo.2より早い部材角 $R = 1/320$ で柱主筋が降伏した。 $R = 1/100$ で最大耐力に達し、以降耐力低下を起こした。壁と梁に生じたせん断ひびわれの本数は、No.1、No.2と比較して全般的に少ない。これは、No.1とNo.2と比べて耐力が小さく、壁へのせん断入力量が小さいためであると思われる。最大耐力時の壁の平均せん断応力度 τ_u と1層後打ちコンクリートの圧縮強度との比 τ_u / σ_B はNo.1とNo.2では0.21~0.23、No.3では0.15である。 $R = -1/100$ 頃より1層壁脚部での水平ずれが顕著となり、 $R = 1/67$ で1層壁脚部の後打ちコンクリートが圧壊し、鉛直接合部を含んだ1層柱脚が圧壊し、急激に耐力低下した。

1層壁のせん断ひびわれについて既往の2式により検討した結果、実験値に対して $cQ_{sc}①$ 式の計算値の方がよい対応を示した。1層柱降伏時および最大耐力時の実験値と比較すると、両方とも概ね対応していた。なお、本試験体のせん断強度と曲げ強度の比 $cQ_{su}① / cQ_{max}$ は、No.1とNo.2では0.89、No.3では1.29となっている。また、本試験体では1層脚部の水平接合部での水平ずれが $R = 1/100$ 頃より顕著にみられた。そこで、水平接合部の強度式(cQ_{uh} 式)で検討を行った。各試験体とも最大耐力に対して計算値が上回る結果となっている。

4. 鉄筋の歪分布

4.1 柱主筋の歪分布

図-6に各変形第1サイクル目正方向ピーク時の柱主筋の歪分布を示す。No.1、No.2については $R = 1/100$ のサイクルで、1層の内法スパン全域(a~c区間)にわたり降伏している。No.1

表-4 実験結果一覧

No	初期剛性		柱脚曲げひびわれ				1層壁せん断ひびわれ			
	eK_e (tf/mm)	cK_e	eQ_{sc} (tf)	R (rad)	eQ_{sc} cQ_{sc}	eQ_{sc} (tf)	$eQ_{sc}①$ $cQ_{sc}①$	$eQ_{sc}②$ $cQ_{sc}②$	R (rad)	
1	+67.2	+0.96	+18.3 -33.6	+1/8450 -1/4290	+0.42 -0.76	+36.6 -52.5	+0.73 -1.05	+0.46 -0.66	+1/4540 -1/3250	
2	+50.4	+0.69	+21.8 -37.8	+1/4880 -1/4420	+0.49 -0.84	+45.4 -40.0	+0.87 -0.76	+0.56 -0.49	+1/1710 -1/3510	
3	+66.7	+0.91	+18.2 -19.4	+1/8060 -1/8500	+0.40 -0.42	+48.1 -55.3	+0.87 -1.00	+0.58 -0.66	+1/1290 -1/1150	
No	1層柱主筋降伏時				最大耐力時					
	eQ_y (tf)	R (rad)	eQ_y cQ_y	eQ_{max} (tf)	R (rad)	eQ_{max} cQ_{max}	$cQ_{su}①$ (tf)	$cQ_{su}②$ (tf)	cQ_{uh} (tf)	
1	+137.5 -123.5	+1/157 -1/129	+1.14 -1.02	+150.5 -135.8	+1/103 -1/100	+1.08 -0.97	124.6	134.4	226.0	
2	+128.7 -126.2	+1/160 -1/172	+1.05 -1.03	+146.4 -143.8	+1/102 -1/101	+1.03 -1.01	126.9	138.4	230.7	
3	+100.0 -92.9	+1/321 -1/287	+1.17 -1.08	+112.5 -106.1	+1/105 -1/102	+1.12 -1.06	129.8	144.4	162.1	

注) * eは実験値を、cは計算値を示す。 * Rは頂部変形に対する部材角を示す。
 $\frac{1}{cK_e} = \frac{h^3}{3Ec \cdot I_e} + \frac{kw' \cdot h}{G \cdot A_w e}$ * $cQ_{sc}^{(3)} = (1.8\sqrt{\sigma_B} + N/Ae) \cdot Ze/h$
 $cQ_{sc}①^{(3)} = (0.043p_{0.05} + 0.051) \cdot \sigma_B \cdot Aw$
 $cQ_{sc}②^{(3)} = (\sqrt{\sigma_s^2 + \sigma_s \cdot \sigma_o/kw}) \cdot Aw$
 $cQ_y^{(3)} = \{ 0.8at \cdot \sigma_y \cdot D + 0.2aw \cdot \sigma_{wy} \cdot D + 0.5N \cdot D(1-N/BD\sigma_B) \} / h$
 $cQ_{max}^{(3)} = \{ 0.9at \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4aw \cdot \sigma_{wy} \cdot D + 0.5N \cdot D(1-N/BD\sigma_B) \} / h$
 $cQ_{su}①^{(3)} = \left\{ \frac{0.068pte^{0.23(\sigma_B+180)}}{\sqrt{M/QD} + 0.12} + 2.7\sqrt{pwh \cdot \sigma_{wh} + 0.1\sigma_o} \right\} \cdot be \cdot j$
 $cQ_{su}②^{(3)} = \tau_u \cdot L_{vb} \cdot ps \cdot \sigma_{sy} \cdot \cot \phi + \tan \theta \cdot (1-\beta) \cdot \tau_u \cdot L_{vb} \cdot u \cdot \sigma_B / 2$
ただし、 $R_u = 1/100$ として算出。
 $cQ_{uh}^{(3)} = 0.7(\sigma_y \cdot \Sigma a_n + N_h)$

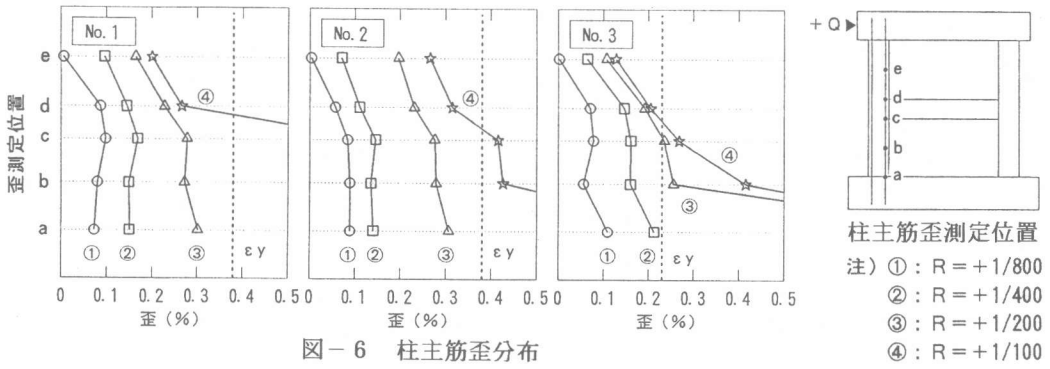


図-6 柱主筋歪分布

とNo.2を比較すると、柱主筋に高強度鉄筋を用いても歪分布に差がみられず、工法の相違および主筋と帯筋の接触の有無が及ぼす影響は特にみられない。一方、柱主筋にSD345を用いたNo.3では、No.1およびNo.2より早いサイクル ($R=1/200$) で降伏している。なお、各試験体とも2層の柱主筋 (d, e) は最後まで降伏していない。

4.2 梁主筋の歪分布

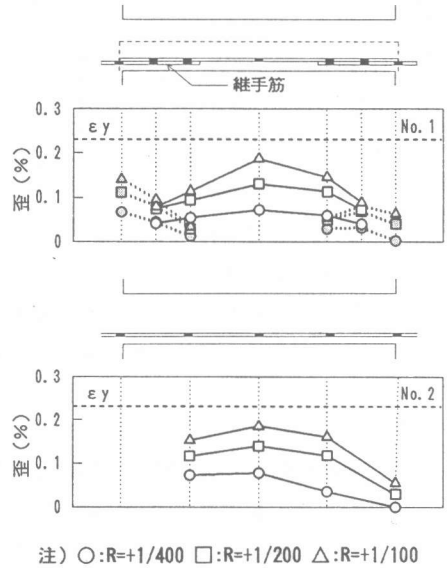
図-7にNo.1とNo.2の梁下端主筋について各変形第1サイクル目正方向ピーク時の歪分布を示す。No.1およびNo.2とも、スパン全域で引張歪を示している。No.1では梁下端部で重ね継手を採用しているが、各測定点の歪はNo.2の主筋とほぼ同程度の歪を示している。また、ひびわれ状況からわかるように梁下端部に付着ひびわれ等は生じていない。以上より、耐震壁に取り付く梁の端部で梁下端主筋を重ね継手としても、構造性能上特に問題ないと思われる。

4.3 水平接合筋および壁横筋の歪分布

図-8に1層壁に配筋したNo.1の水平接合筋およびNo.2の壁横筋について、 $R=1/100$ の正加力時の歪分布を示す。No.1では実験結果にバラツキがみられるが、圧縮ゾーンと考えられる領域の水平接合筋が大きな歪を示している。No.2では梁主筋と同様に柱端から壁中央にかけて大きな歪を示し、降伏している部位もみられる。

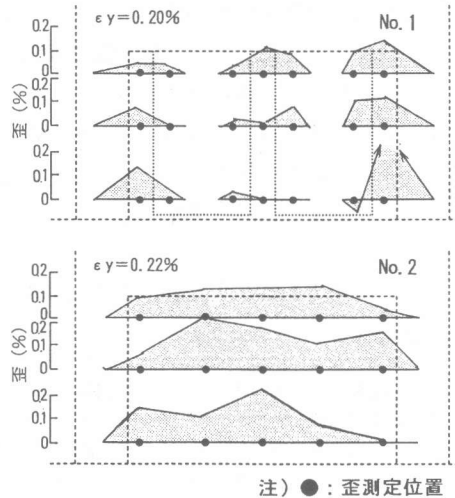
5. 各接合部のずれ変形の比較

図-9に各変形第1サイクル目ピーク時の各接合部でのずれ変形および目開きを示す。各試験体とも1層脚部の水平接合部でのずれ変形が $R=1/100$ 以



注) ○:R=+1/400 □:R=+1/200 △:R=+1/100

図-7 梁下端主筋歪分布



注) ●:歪測定位置

図-8 壁横筋歪分布

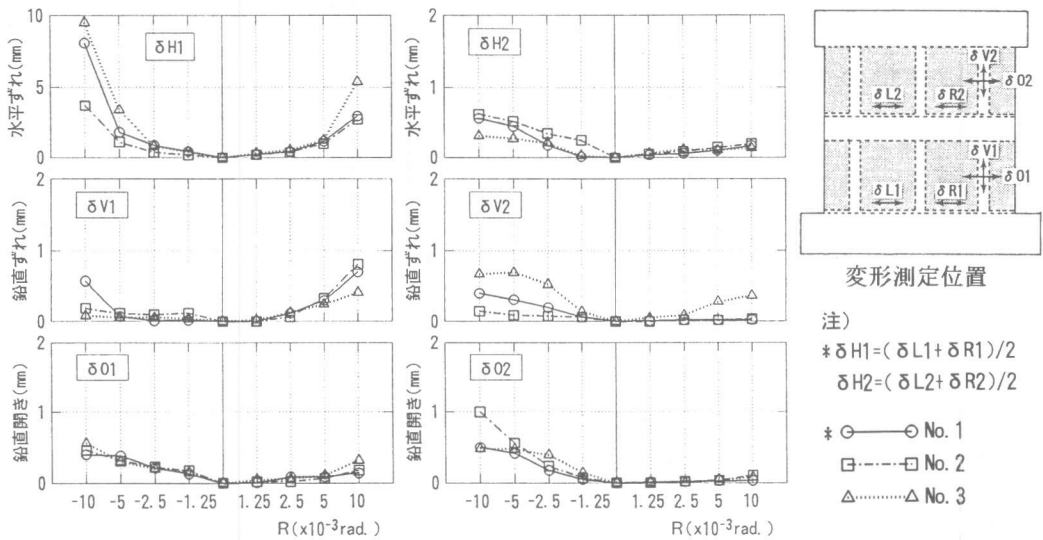


図-9 各接合部のずれ変形と目開きの比較

降大きくなっており、一体打ちのNo. 2とP C a試験体のNo. 1とNo. 3を比較すると、一般的にP C a試験体の方が大きな水平ずれを示している。特に、柱主筋にS D 345を用いたNo. 3が大きなずれ変形を示している。それに対し、2層脚部の水平接合部、および鉛直接合部では、ずれ変形および目開きとも大きな値を示しておらず、最後までほぼ一体的な挙動を示したと思われる。

6. まとめ

柱、梁に外殻P C a部材を、壁にD W壁を用い、各接合筋を集中して配筋したP C a耐震壁と、一体打ちによる耐震壁について載荷実験を行った結果、以下のことが判明した。

- (1) Q- δ 関係について比較すると、P C a耐震壁は一体打ち耐震壁とほぼ同じ履歴を示した。しかし、ひびわれ状況について比較すると、R=1/200時ではP C a耐震壁は一体打ち耐震壁とほぼ同じひびわれ状況を示したが、最終破壊状況については異なる結果を示した。
- (2) 梁端部で梁下端主筋を重ね継手(全数継手)としても、耐震壁の構造性能に及ぼす影響はみられなかった。また、柱主筋に高強度鉄筋を用いても、帯筋と柱主筋の接触の有無が構造性能に及ぼす影響はみられなかった。
- (3) 1層脚部の水平接合部でのずれ変形については、一体打ち耐震壁よりP C a耐震壁の方が一般的に大きな値を示した。一方、柱と壁、壁と壁の鉛直接合部でのずれ変形は小さく、最後までほぼ一体的な挙動を示した。

謝辞：試験体を製作する際、ご協力下さった岡部エンジニアリング 阿部啓一氏に感謝の意を表します。

【引用文献】

- [1] 市川、森本、松崎：プレキャスト十字型柱・はり接合部の変形能と強度に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文報告集、第453号、pp.131~140、1993.11
- [2] 市川、松崎、森本、今津：ダブルハーフプレキャスト板を用いた耐震壁の鉛直接合部に関する実験研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.16、No.2、pp.1365~1370、1994.6
- [3] 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料、日本建築学会、pp.86~89、130~132、1987
- [4] 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、日本建築学会、pp.122~131、1990
- [5] プレキャスト鉄筋コンクリート構造の設計と施工、日本建築学会、pp.176、1986