

# 異種強度コンクリート工法を用いた滑り降伏型連層壁を有する ピロティ付き立体架構の実験

## Experiment of Three-dimensional Frame with Soft First Story and Sliding Yield Type Multi-story Shear Wall Using Different Concrete in Strength

技術研究所	松永 健太郎	MATSUNAGA KENTARO
技術研究所	江頭 寛	EGASHIRA HIROSHI
技術研究所	新上 浩	SHINJO HIROSHI
建築生産計画部	平野 秀和	HIRANO HIDEKAZU
建築生産計画部	松井 幸一郎	MATSUI KOICHIRO
建築生産計画部	佐古 潤治	SAKO JUNJI
技術企画部	小坂 英之	KOSAKA HIDEYUKI

1～4階までの横筋を柱に定着せず、柱－壁板間での滑り降伏を想定した連層耐震壁の構面と、1階にピロティを有し、2～4階が横筋を柱に定着しない連層耐震壁になっている構面とで構成された立体架構試験体を対象とし、ねじれが連成する水平加力実験を実施した。実験の結果、連層耐震壁の構面は柱－壁板間の滑り降伏型、ピロティのある構面は1階柱頭・柱脚の曲げ降伏型となり、全体変形角で1/50radまでの変形性能を確認した。また、壁－スラブ接合部に壁板よりも低い圧縮強度のスラブ用のコンクリートを打設し、異種強度コンクリート工法の影響を検討した結果、各階の低強度コンクリート層での大きな損傷は見られなかった。

キーワード：連層耐震壁、ピロティ、立体架構、滑り破壊、曲げ降伏

Shear loading tests of three-dimensional frame composed of multi-story shear walls designed as sliding yield between column and wall with soft first story were conducted. All horizontal reinforcements of these walls were not anchored into the perimeter column. As a result, sliding failure between column and wall panel occurred at multi-story shear walls and flexural yielding occurred at soft first story. This specimen showed deformation performance up to 1/50 radian at total drift angle, and the layer whose compressive strength was lower than that of shear wall was not damaged.

**Key Words:** Multi-story Shear Wall, Soft First Story, Three-dimensional Frame, Sliding Failure, Flexural Yielding

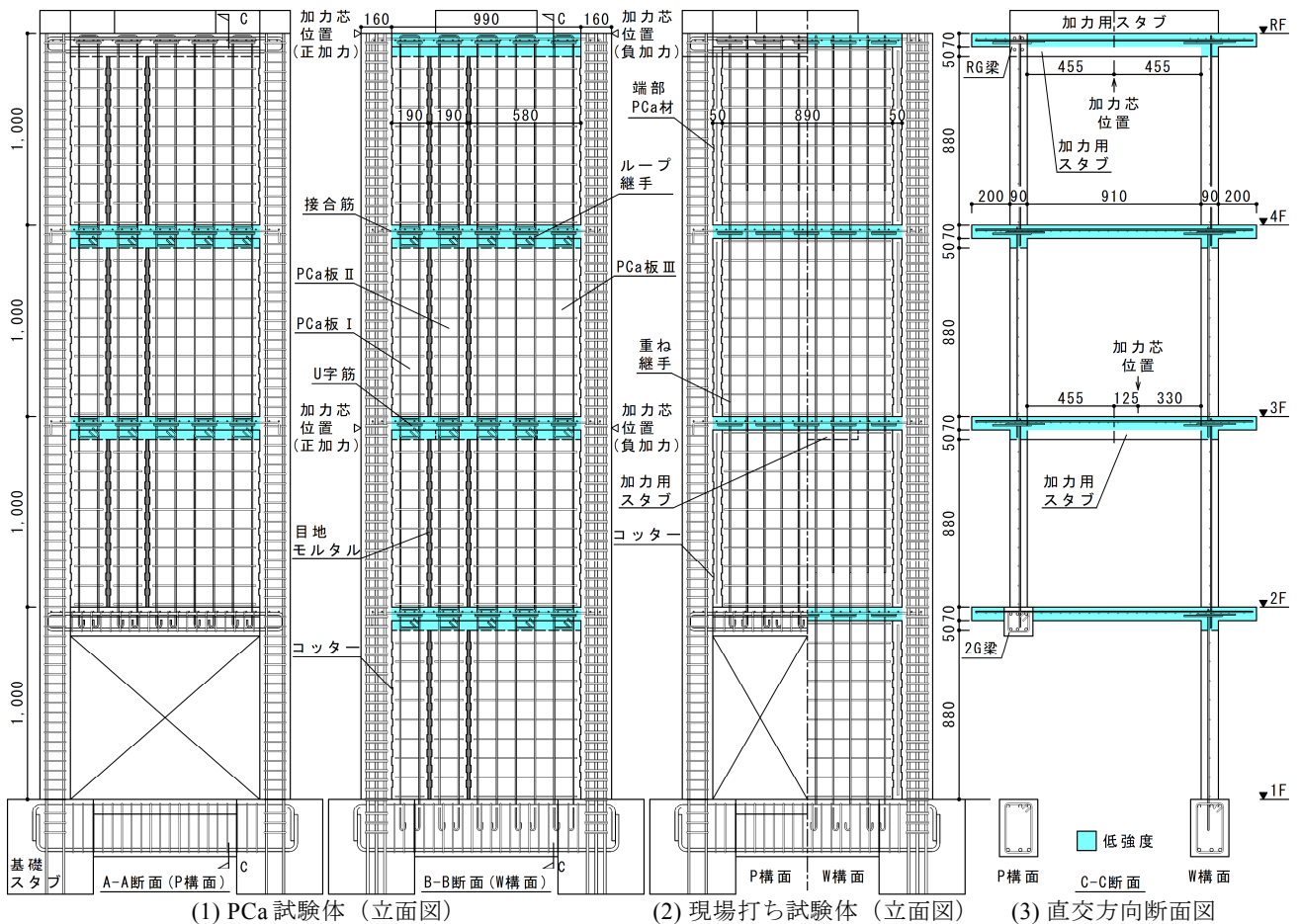
### 1. はじめに

品質確保と生産性向上を意図し、鉄筋コンクリート(RC)建物のプレキャスト(PCa)化が進展しており、純ラーメン架構の高層建物等では柱、梁をフルPCa部材とする工法も実用化されている。他方、耐震壁は面積が大きく、重量が大きいことからPCa化に際しては適宜分割する必要があるため、分割位置や部材間の接合方法の選択が課題であり、PCa工法の採用事例は未だ少ないのが現状である。

そこで筆者らは、耐震壁のPCa化を推進するために、

横筋を柱に定着しないRC耐震壁構法(以下、本構法)を開発し、柱－壁板間の鉛直接合部の滑りを許容する場合には優れた変形性能を示すことを確認した<sup>例え ば 1),2)</sup>。本構法を板状集合住宅の戸境壁に適用することによって耐震壁方向の架構を靱性型で設計することが可能となるが、板状集合住宅では1階にエントランスホール等を計画するために一部に壁を設けないことや、連層耐震壁の高さが構面ごとに異なることも多く、その場合は地震時に建物全体にねじれが伴う。

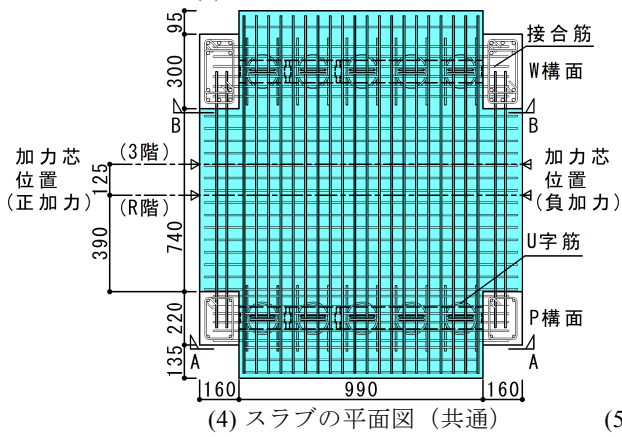
本報告は、そのようなねじれが連成する建物に本構法を適用した場合の建物全体の破壊形式、終局耐力および



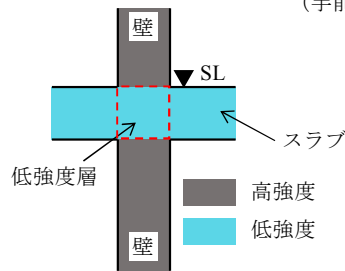
(1) PCa 試験体 (立面図)

(2) 現場打ち試験体 (立面図)

(3) 直交方向断面図



(4) スラブの平面図 (共通)



(5) コンクリート区分 (断面図)

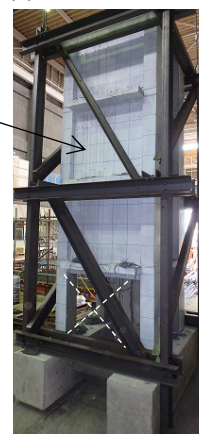


写真-1 試験体全景

図-1 試験体の形状と配筋

変形性能を把握することを目的とするものである。本論では、滑り降伏型連層耐震壁の構面（以下、W構面）と1階にピロティを設けた構面（以下、P構面）の2構面で構成される立体架構を対象に実施したねじれ連成加力実験の概要と実験結果について報告する。

## 2. 実験概要

### (1) 試験体計画

試験体の形状と配筋を図-1に、試験体の写真を写真-1に、試験体の構成を表-1に示す。試験体はPCa試験

体と現場打ち試験体の2体であり、1×1スパン、4層の立体架構となっている。両試験体とも基本的な断面や配筋は同一であり、1階から4階まで柱と壁板で構成される連層耐震壁構面（W構面）、1階にピロティを有し、2～4階までを連層耐震壁としたピロティ構面（P構面）の2構面で構成されている。

1階を除く各階には厚さ70mmのスラブが設けられており、スラブのコンクリートは図-1(5)に示すように壁とスラブの接合部にも打設されている。したがって、連層壁板のスラブ位置には壁板より圧縮強度の低い異種強度コンクリート層（以下、低強度層）<sup>3)-5)</sup>が介在してお

表-1 試験体の構成

部位		ピロティ(P)構面	壁板(W)構面
壁	厚さ $t_w$	90mm	
	長さ $l_w'$	990mm	
	縦筋	1-D6@100 ( $p_{sv}=0.35\%$ )	
	縦筋継手	ループ継手 (PCa), 重ね継手 (現場打ち)	
	横筋	1-D6@100 ( $p_{sh}=0.35\%$ )	
柱	断面	220×160mm	300×160mm
	主筋	4-D10 ( $p_g=0.81\%$ )	10-D13 ( $p_g=2.65\%$ )
	帯筋	2-D6@50 ( $p_w=0.58\%$ )	4-D6@50 ( $p_w=0.85\%$ )
	断面	90×120mm	-
RG 梁	主筋	2-D13 ( $p_r=2.97\%$ )	-
	あばら筋	なし	-
	断面	150×150mm	-
2G 梁	主筋	3-D13 ( $p_r=2.21\%$ )	-
	あばら筋	2-D6@50 ( $p_w=0.85\%$ )	-
	断面	200×300mm	
基礎梁	主筋	3-D16 ( $p_r=1.13\%$ )	
	あばら筋	2-D6@50 ( $p_w=0.63\%$ )	
	断面	70mm	
スラブ	主筋	1-D6@50 ( $p_s=0.91\%$ )	
	配力筋	1-D6@50 ( $p_s=0.91\%$ )	
	接合筋	6-D6	
低強度層	U 字筋	5×2-D6 <sup>*1</sup>	

※1: U 字筋を向かい合わせにしたものを 1 セットとし、5 セットを各階の低強度層に配置、【記号】 $p_{sv}$ : 縦筋比,  $p_{sh}$ : 横筋比,  $p_g$ : 柱主筋比,  $p_w$ : あばら筋比,  $p_r$ : 引張鉄筋比,  $p_s$ : 補強筋比

表-2 鉄筋の材料試験結果

使用部位	サイズ	鋼種	降伏強度 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
W 構面柱主筋 P 構面 2G 梁 および RG 梁主筋	D13	SD295A	348	188400	490	26
P 構面柱主筋	D10	SD295A	341	191000	487	25
上記以外の鉄筋 (基礎梁主筋を除く)	D6	SD295A	344	189000	501	27

り、本実験ではこの低強度層の損傷状況についても確認するように計画した。低強度層にもスラブと同強度のコンクリートを打設することで、コンクリートを打ち分けるためのコン止め作業が削減される、スラブ全体に壁板用の高いコンクリート強度を打設する場合よりプラスチック収縮ひび割れを抑制することができる、等の施工上や品質上の利点が得られると考えられる。

PCa 試験体の壁板は 3 枚の PCa 板で構成されており、板割が異なることによる損傷状況の差異を確認するために、PCa 板の幅を 2 枚は 190mm, 1 枚は 580mm とした。各 PCa 板の両側断面にはコッター (縦 38×横 38×深さ 5mm, 片側 10 個/層) が設けられており、PCa 板間は目地モルタル (目地幅 15mm) で一体化されている。現場打ち試験体では、幅 890mm の壁板部分に現場打ちコンクリートを打設したが、柱と壁板のコンクリートを打ち分ける工法を想定し、壁板の両端部にのみ壁板と同厚で幅 90mm の棒状の PCa 部材 (以下、端部 PCa 材) を配置した。端部 PCa 材内にはひび割れ防止のため、軸方

表-3 コンクリートおよびモルタルの材料試験結果

試験体	階数	部位	圧縮強度 $\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )
PCa	R	スラブ	30	26500	2.6
		柱・RG 梁	43	29100	3.4
		スラブ	32	26800	2.7
	4	目地モルタル	74	22800	3.7
		柱	50	31700	3.9
		スラブ	33	27400	2.9
	3	目地モルタル	77	23200	3.0
		柱	41	29800	3.0
		スラブ	33	27000	2.7
	2	目地モルタル	79	23300	3.3
		柱・2G 梁	58	33600	3.6
		基礎梁・スタブ	54	30200	3.3
	1	目地モルタル	84	23000	4.6
		1~4	PCa 板	55	32100
R		スラブ	32	27600	3.0
現場打ち	4	柱・壁・RG 梁	42	29900	3.2
		スラブ	33	28200	2.9
	3	柱・壁	51	33700	3.8
		スラブ	34	28400	3.1
	2	柱・壁	42	30100	2.9
		スラブ	33	28600	2.8
	1	柱・壁・2G 梁	58	35300	4.0
		基礎梁・スタブ	53	30600	3.6
		補強部モルタル	48	-	-
	1~4	端部 PCa 材	56	34400	3.6

向にのみ鉄筋 D6 が配筋されている。両試験体とも横筋は柱定着されていない。また、PCa 試験体の PCa 板間の目地部および現場打ち試験体の端部 PCa 材に横筋は通っていない。

各階の縦筋どうしの継手は、PCa 試験体では縦筋先端を U 字形に折り曲げた低強度層内でのループ継手であり、現場打ち試験体では上階の下端での重ね継手 (継手長さ  $30d$ ,  $d$ : 鉄筋径) である。両試験体とも横筋は壁厚の中心に配筋し、各階の縦筋は図-1(3)に示すように上下階で交互に配置した。

低強度層を横拘束するために、図-1(4)に示すように U 字筋を向かい合わせにしたものを低強度層内に 5 セット配置した。また、柱-壁板間の鉛直接合部を貫通する接合筋として、各階のスラブ位置 (低強度層) の柱幅内に D6 を壁板方向に 6 本配置した。R 階および 3 階のスラブは構面間の一部の厚さをふかし、加力用のスタブとして兼用した。

PCa 試験体の PCa 板と現場打ち試験体の端部 PCa 材以外のコンクリートは場所打ちとした。柱、壁、梁のコンクリート強度は  $48\text{N/mm}^2$ , スラブのコンクリート強度は  $30\text{N/mm}^2$  を目標強度とした。試験体に使用した鉄筋とコンクリートおよびモルタルの材料試験結果を表-2、表-3 にそれぞれ示す。

柱-壁板間の鉛直接合部に設けたコッターを、支圧強

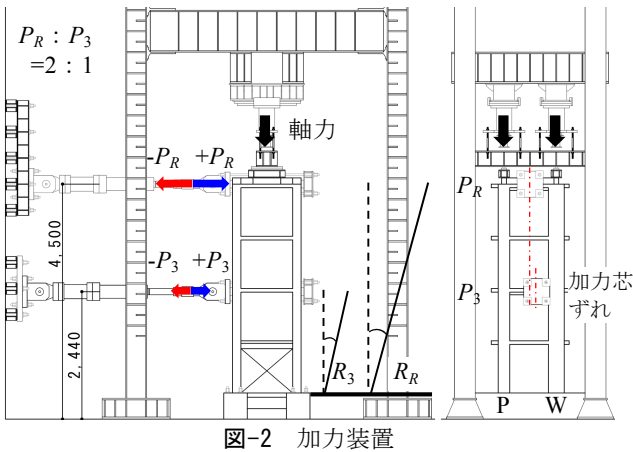


図-2 加力装置

度がせん断強度を上回るように設計し、鉛直接合部のせん断強度  $Q_{DV}$  を、 $A_{sc}$  をコッターのせん断面積、 $a_v$  を接合筋の断面積として、以下の式(1)を用いて計算した。

$$Q_{DV} = 0.1\sigma_B A_{sc} + 0.6\sigma_y \Sigma a_v \quad (1)$$

W 構面の破壊形式を鉛直接合部の滑り破壊を伴った壁板の曲げ破壊とし、P 構面の破壊形式を 2~4 階の鉛直接合部で滑り破壊させずに 1 階の柱頭・柱脚の曲げ降伏となることを想定した。しかし、先に加力した PCa 試験体において、P 構面 1 階の柱頭・柱脚のせん断補強不足から、2 階柱梁接合部から 1 階柱頭部にかけて損傷が生じて耐力が低下したため、次の現場打ち試験体では P 構面 1 階の柱頭・柱脚部分に厚さ 6mm の鋼板を高さ 80mm の範囲に巻き、柱との隙間にはグラウトを充填して柱にせん断補強を施して加力した。

(2) 加力方法および計測位置

加力装置を図-2 に示す。R 階のスラブの各構面壁芯位置に 2 台の油圧ジャッキを用いて合計 1,340kN の一定軸力 (14 階建て程度の建物の 1 階長期軸力を想定、自重考慮) を載荷し、R 階および 3 階のスタブ兼用のスラブに 1000kN 油圧ジャッキを用いて正負交番で繰返し水平力を与えた。2 台の油圧ジャッキを変位制御とし、水平力分布を R 階 : 3 階 = 2 : 1 とした。R 階の加力位置を W 構面と P 構面から同距離にあるスラブとし、3 階の加力位置を P 構面 1 階のピロティの加力中のねじれを考慮して、W 構面側に 125mm 偏心させた位置のスラブとした。加力時の折り返し変形角は、R 階の中心位置の変形角 (以下、全体変形角)  $R_R$  を基準とし、 $R_R = \pm 1, 2, 4, 6, 10, 15, 20/1000\text{rad}$  とした。

計測項目は、各油圧ジャッキの荷重、スラブ位置における柱の水平・鉛直・面外変位、部材間の目開き変位および鉛直ずれ変位、柱主筋および縦筋・横筋のひずみ、U 字筋および接合筋のひずみである。ひび割れ幅はクラックスケールにより測定した。

表-4 実験結果および計算結果一覧

試験体		PCa	現場打ち		
最大荷重時	1 階層せん断力 $Q_{1,max}$ (kN)		+467	+471	
	変形角	R 階 $R_R$ ( $\times 10^{-3}\text{rad}$ )	平均	+4.2	+9.9
			W 構面	-4.2	-6.1
			P 構面	+2.8	+6.1
		3 階 $R_3$ ( $\times 10^{-3}\text{rad}$ )	平均	-2.5	-3.5
			W 構面	+5.6	+13.7
			P 構面	-6.0	-8.6
	層せん断力計算値	W 構面 $cQ_w^{*1}$ (kN)	+5.1	12.2	
		P 構面 $cQ_p^{*2}$ (kN)	-5.1	-7.4	
		全体 $cQ_w + cQ_p$ (kN)	+2.4	+5.3	
[()]内は実験値/計算値で 上段が正・下段が負加力時]		-2.0	-2.5		
		+7.7	+19.1		
		-8.3	-12.3		
		224	230		
		128	128		
		352	358		
		(1.33)	(1.32)		
		(1.21)	(1.30)		

※1: 文献 6 による, ※2: 文献 7 により, 1 階柱頭・柱脚部が降伏した場合の柱 2 本分のせん断力

3. 実験結果

(1) 破壊経過

実験結果および計算結果一覧を表-4 に、1 階層せん断力  $Q_1$ -全体変形角  $R_R$  関係を図-3 に、最終ひび割れ状況を図-4 に示す。

PCa 試験体では、 $R_R = +1/1000\text{rad}$  に両構面 1 階の柱に曲げひび割れが生じ、W 構面 1 階の壁板にせん断ひび割れが生じ、1, 2 階の縦筋および P 構面の縦筋が一部降伏ひずみに達した。 $R_R = +2/1000\text{rad}$  に P 構面 2 階の PCa 板 I - PCa 板 II 間にひび割れが発生し、両構面 1 階の柱脚の主筋の一部が降伏ひずみに達した。 $R_R = +4/1000\text{rad}$  に W 構面 1~3 階の PCa 板 I - PCa 板 II 間にひび割れが生じ、2 階壁板にせん断ひび割れが発生した。P 構面では 2 階の柱 - PCa 板 I 間および壁板にせん断ひび割れが生じ、1 階柱頭・柱脚部がせん断破壊して最大荷重に達した。このとき、W 構面では 1 階柱脚のほとんどの主筋と 1 階壁板脚部の端部の縦筋が降伏し、P 構面では 1 階柱頭・柱脚部および 2 階壁板脚部の縦筋が一部降伏していた。 $R_R = 6/1000\text{rad}$  時には W 構面の PCa 板 I - PCa 板 II 間のひび割れが 4 階まで達し、 $R_R = 10/1000\text{rad}$  では W 構面 2・3 階の PCa 板 II - PCa 板 III 間のひび割れが生じた。 $R_R = -10/1000\text{rad}$  の 2 回目の加力において、荷重が負加力時の最大荷重 ( $-Q_{1,max} = -425\text{kN}$ ) の 80% 以下まで低下した。PCa 試験体では PCa 板 I - PCa 板 II 間での滑りが顕著であった。前述のように PCa 試験体では、1 階ピロティ柱のせん断耐力不足により、 $R_R = -10/1000\text{rad}$  の加力で柱が軸力を保持できなくなったため、現場打ち試験



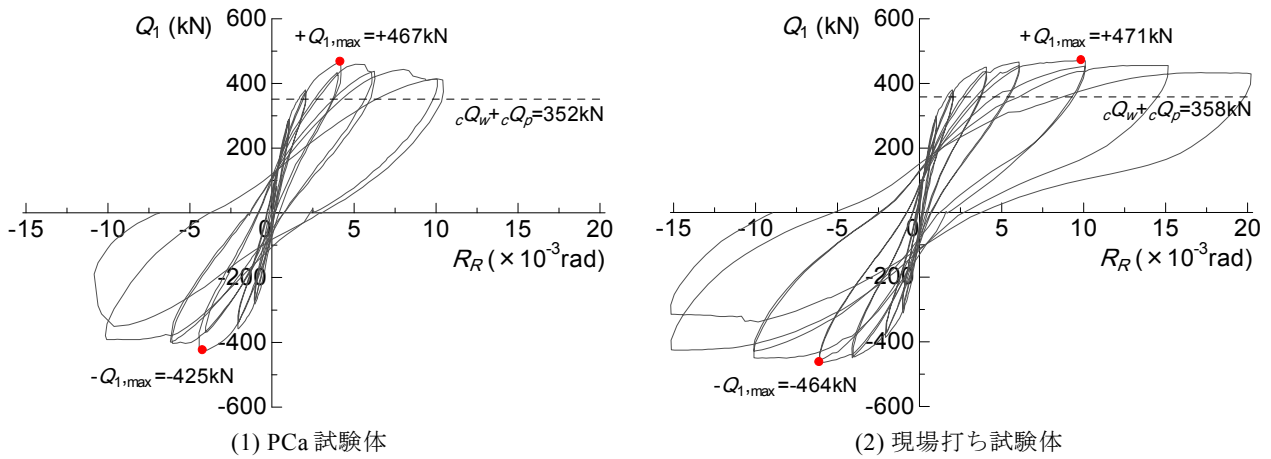


図-3 1階層せん断力-全体変形角関係

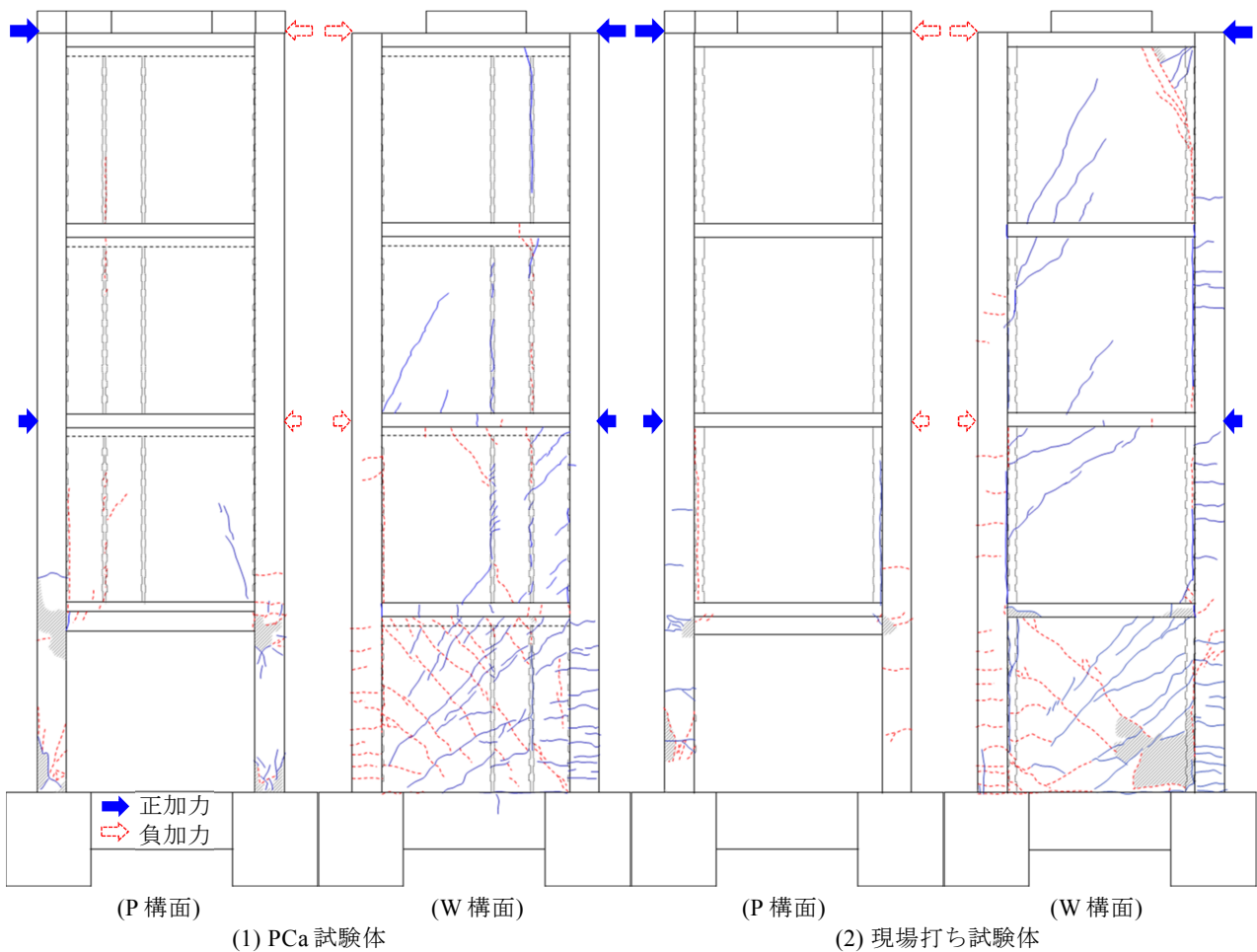
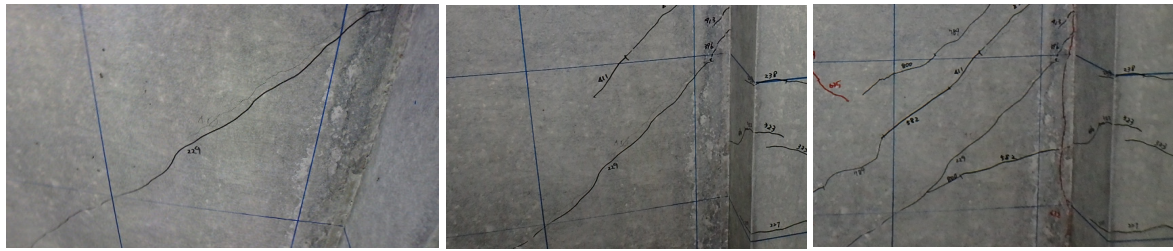


図-4 最終ひび割れ状況

体では1階ピロティ柱を鋼板で補強した。

現場打ち試験体では、 $R_R=1/1000\text{rad}$ に両構面1階の柱に曲げひび割れが、 $R_R=2/1000\text{rad}$ にW構面1階の壁板にせん断ひび割れが生じ、P構面1階の柱頭・柱脚部の主筋の一部が降伏した。 $R_R=4/1000\text{rad}$ でW構面1・2階およびP構面2階の柱一端部PCa材のひび割れが生じ、W構面の1階の柱頭・柱脚部の主筋および縦筋、2階の接合筋が降伏した。その後、W構面1階の柱と縦筋お

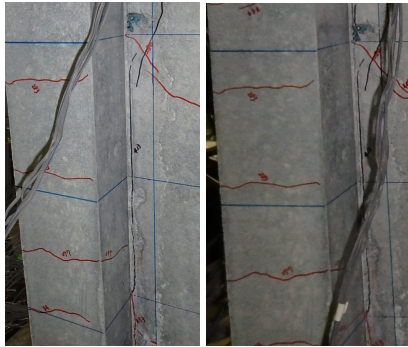
よびP構面1階の柱主筋のひずみが進行し、 $R_R=10/1000\text{rad}$ でW構面3・4階の柱-PCa板I間のひび割れが生じて最大荷重に達した。その後、 $R_R=+20/1000\text{rad}$ まで大きく荷重が低下することなく変形し、 $R_R=-17/1000\text{rad}$ でW構面1階の壁板のせん断ひび割れが開口するとともに壁板脚部の曲げ圧縮域で圧壊し、荷重が負加力時の最大荷重の80%以下まで低下した。



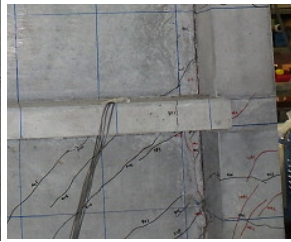
(1)  $R_R=+2/1000\text{rad}$

(2)  $R_R=+4/1000\text{rad}$

(3)  $R_R=+10/1000\text{rad}$



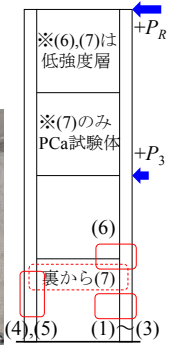
(4)  $R_R=+4/1000\text{rad}$  (5)  $R_R=+10/1000\text{rad}$



(6)  $R_R=+20/1000\text{rad}$



(7)  $R_R=+10/1000\text{rad}$



撮影箇所

写真-2 W構面のひび割れ状況

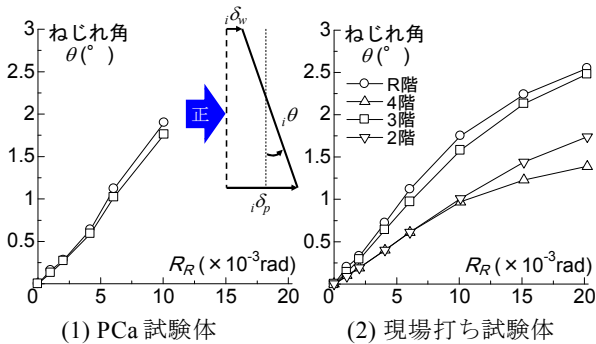


図-5 ねじれ角と全体変形角の関係

W 構面の壁板のせん断ひび割れ、鉛直接合部および低強度層のひび割れ拡大写真を写真-2 に示す。写真に示した近傍の壁板のせん断ひび割れは、各変形角ピーク時は約 0.3~0.4mm、除荷時には 0.05mm 以下となっていた。また鉛直接合部のひび割れも  $R_R=+10/1000\text{rad}$  時でも微小であった。両試験体とも壁-スラブ接合部（低強度層）を横切る斜めひび割れはあるものの、その近傍における顕著なひび割れや圧壊は見られなかった。

(2) 1階の層せん断力

1 階層せん断力の計算値を表-4 および図-3 に示す。本試験体の横筋は柱に定着されていないため、W 構面の壁板強度  $cQ_w$  は縦筋を考慮したトラス・アーチ機構に基づく算定法<sup>6)</sup>で求めた。P 構面の強度  $cQ_p$  は 1 階の 2 本の柱の柱頭・柱脚曲げ降伏時のせん断力<sup>7)</sup>の合計である。最大荷重は両構面の計算値の和をとった 1 階層せん断力計算値 ( $cQ_w+cQ_p$ ) を上回っており、計算値に対す

る実験値の比率は 1.21~1.33 であった。

(3) ねじれ

P 構面 1 階のピロティの影響で、加力中にねじれが生じる。各階床の 4 つの柱位置の変位計測値から、図-5(1)に示すように、W 構面の平均水平変位  $i\delta_w$ 、P 構面の平均水平変位  $i\delta_p$  を求め、ねじれ角  $\theta$  を算出した ( $i$ : 階)。ねじれ角  $\theta$  と全体変形角  $R_R$  の関係を図-5 に示す。 $\theta$  は基礎スタブ位置に対するねじれ角を表しており、同図(1)に示す回転方向をねじれ角  $\theta$  の正方向とする。変形の進行とともにねじれ角は正方向に大きくなり、両試験体とも  $R_R=+10/1000\text{rad}$  で  $1\sim 2^{\circ}$  程度となっている。 $R_R=+10/1000\text{rad}$  を超える加力を行った現場打ち試験体は、 $R_R=+15\sim 20/1000\text{rad}$  では W 構面の滑り破壊の進展に伴い、ねじれ角の増加が抑制されていることが分かる。

(4) 低強度層の破壊状況と U 字筋のひずみ

各階の壁とスラブの接合部（低強度層）では、加力終了時まで大きな損傷は両試験体とも観察されず、低強度の影響は見られなかった。また、W 構面 2 階の低強度層内に配筋した U 字筋の最大荷重時のひずみは、PCa 試験体で約  $1000\mu$ 、現場打ち試験体で約  $700\mu$  であった。

(5) 各部材間の滑りと目開き

横筋が貫通していない、柱-壁板間、PCa 板-PCa 板間の滑りと目開きを検討する。正加力時の各部材間の鉛直滑りの高さ方向分布を図-6 に示す。同図に示すように右側の部材が左側の部材よりも上方に変位した場合を鉛直滑りの正とした。各階の床上から 730mm 上方で計

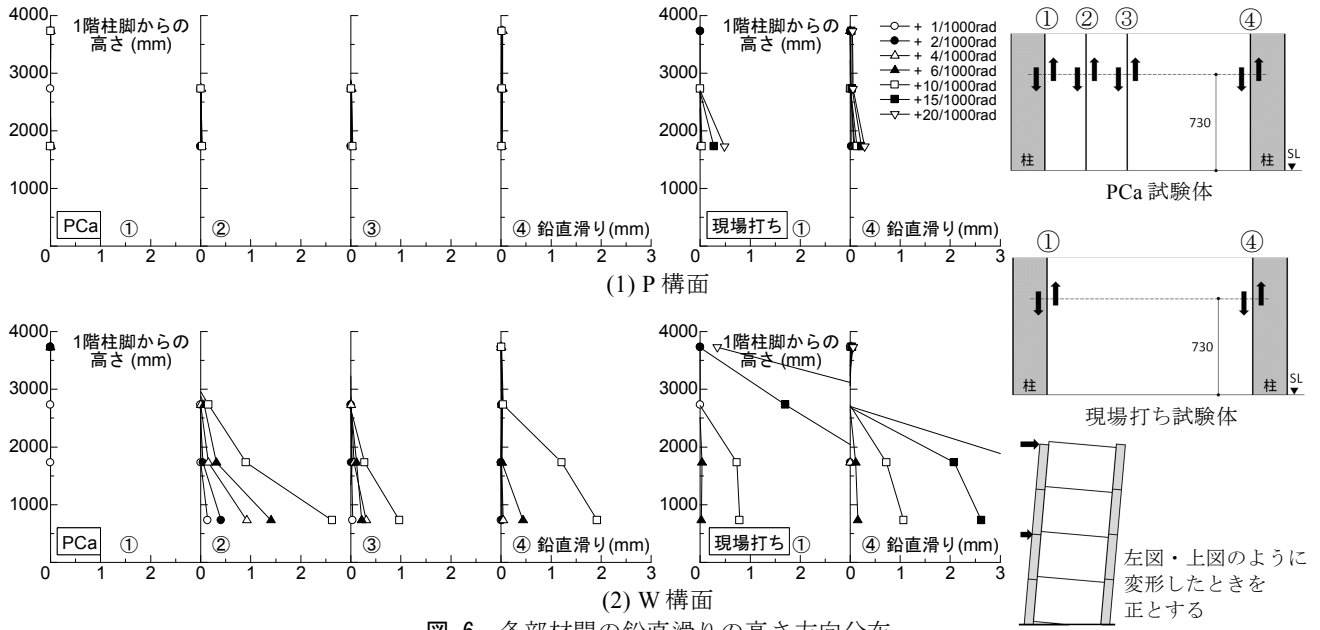


図-6 各部材間の鉛直滑りの高さ方向分布

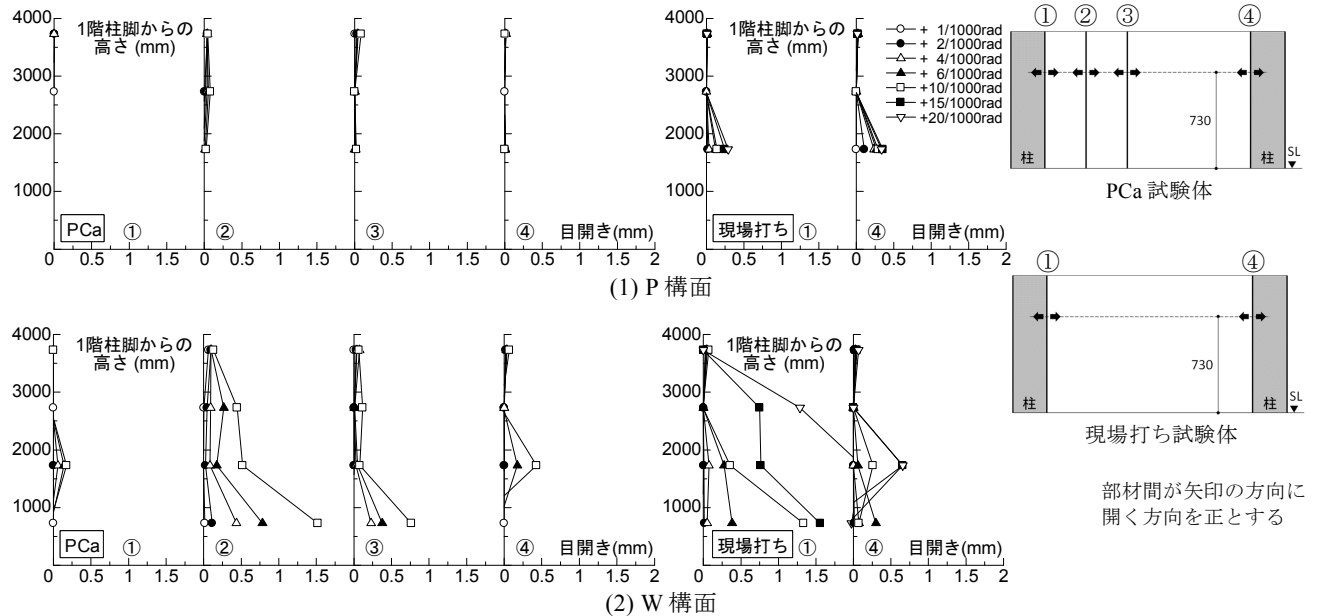


図-7 各部材間の目開きの高さ方向分布

測した。

W 構面では 1 階から鉛直滑りが生じ、変形の進行に伴い上層階にも鉛直滑りが徐々に進展した。PCa 試験体の W 構面では柱と PCa 板 I 間ではなく、PCa 板 I と PCa 板 II 間での鉛直滑りが顕著であり、板割の影響が確認できる。現場打ち試験体では  $R_R=+10/1000rad$  から大きく滑り始めていることがわかる。一方、P 構面ではどの部材間でもほとんど鉛直滑りは生じなかった。

各部材間の目開きの高さ方向分布を図-7 に示す。鉛直滑りと同様に計測位置を床から 730mm 上方とし、開く方向を正とした。W 構面では概ね下層階から目開きが生じ始め、 $R_R=+6/1000rad$  程度から開きが大きくな

っていく様子が確認できる。P 構面では現場打ち試験体の 2 階で 0.4mm 未満の目開きが見られたものの、それ以外はほとんど生じていなかった。

#### (6) 接合筋のひずみ

正加力時の接合筋のひずみの高さ方向分布を図-8 に示す。接合筋のひずみの計測位置を柱と壁の鉛直接合部の位置とした。P 構面の分布のデータには RG 梁および 2G 梁主筋のデータが含まれている。

W 構面の接合筋のひずみは鉛直滑りと同様に下層から大きくなり、 $R_R=+6/1000rad$  以降では降伏ひずみを超える部分も確認できる。鉛直滑りを許容しない P 構面

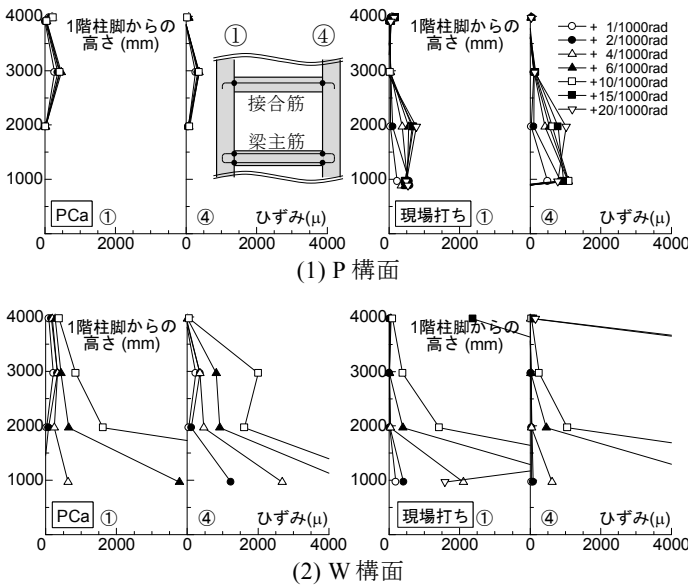


図-8 接合筋および梁主筋のひずみの高さ方向分布

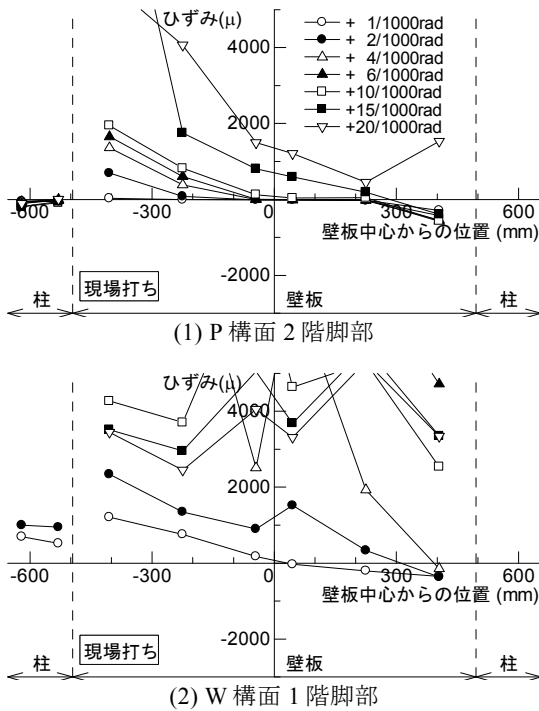


図-9 柱主筋と縦筋のひずみの水平方向分布

の接合筋のひずみは W 構面ほど大きくはならなかった。

(7) 柱主筋および縦筋のひずみ

現場打ち試験体の1階脚部における柱主筋と縦筋のひずみ分布を図-9に示す。図中の右側の柱(正加力時の圧縮側柱)のひずみは計測していない。

W構面の縦筋は、柱主筋よりも先行してひずみが増大しており、 $R_R=+10/1000rad$ 以降で全てが引張降伏し、壁板が曲げ降伏していることがわかる。P構面も同様に、引張側の柱主筋のひずみは小さく、縦筋のひずみは増大しているが、壁板の引張縁からの降伏範囲はW構面より小さくなっている。

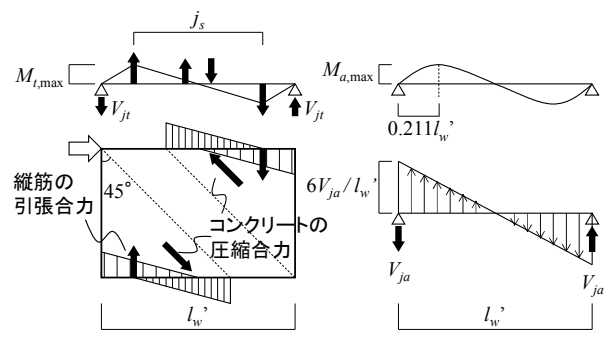


図-10 壁板の上下の梁に生じる曲げモーメント

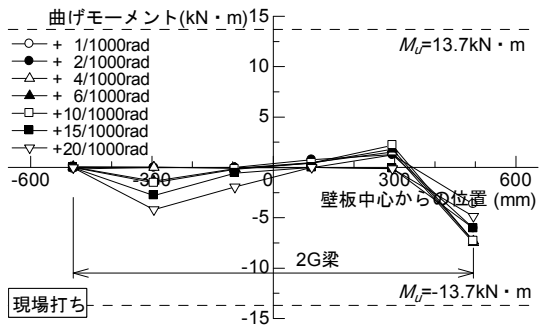


図-11 P構面2G梁の曲げモーメント

(8) ピロティ構面の梁主筋のひずみ

トラス・アーチ機構に基づく壁板の強度算定法<sup>6)</sup>に従い、P構面の2G梁に作用する曲げモーメントについて検討する。柱-壁板間の鉛直接合部に作用するせん断力 $V_j$ (鉛直拘束力)によって壁板に曲げ戻しモーメント $M (=V_j \cdot l_w', l_w':$ 壁板長さ)が作用する。 $M$ をトラス機構分 $M_t$ とアーチ機構分 $M_a$ に分けて考えると、図-10に示すような曲げモーメントが2G梁に作用すると考えられる。トラス機構による最大曲げモーメントは、縦筋の引張合力位置に生じ、式(2)で表される。

$$M_{t,max} = V_{jt} \cdot \frac{l_w' - j_s}{2} \quad (2)$$

アーチ機構による曲げモーメントは、 $M_a$ が作用したときの梁に作用する反力を図-10(2)の下図のように仮定すると、最大曲げモーメントは梁端から $0.211l_w'$ の位置に生じ、式(3)で表される。

$$M_{a,max} = 0.0962 V_{ja} \cdot l_w' \quad (3)$$

$M_{t,max}$ と $M_{a,max}$ の発生位置は若干異なるが、同じ位置とみなせば、梁に生じる最大曲げモーメント $M_{max}$ は両者の和を取ることで得られる。ここで、P構面では鉛直接合部の滑りを許容していないため、鉛直拘束力 $V_j$ はせん断力に応じて、式(4)を満足するように特定する必要がある<sup>8)</sup>。ここで、 $EI$ は壁板の曲げ剛性、 $k_v$ は柱の軸剛性である。



$$V_j = \frac{h}{l_w' \left( 1 + \frac{1}{M_j/M_B} \right)} Q \quad (4)$$

$$M_j/M_B = \frac{1}{1 + \frac{4EI}{k_v \cdot l_w'^2 \cdot h}} \quad (5)$$

PCa 試験体は壁板を分割しているため、アーチ機構のみを考慮すると、壁板強度時の  $V_j$  は 96kN、 $M_{\max}$  は 9.1kN・m となり、現場打ち試験体ではトラス・アーチ両機構を考慮 ( $M_t : M_a = 1 : 9$ ) して、壁板強度時の  $V_j$  は 123kN、 $M_{\max}$  は 13.5kN・m となる。なお、2G 梁の曲げ強度計算値は 13.7kN・m であり、壁板強度時に 2G 梁が曲げ強度相当となるように設計した。

ひずみゲージより求めた現場打ち試験体の P 構面 2G 梁の曲げモーメント分布を図-11 に示す。最大曲げモーメントを示す位置は端部から  $0.2l_w'$  程度の位置となり、計算上の位置と概ね対応している。また、最大曲げモーメントは計算値  $M_{\max}$  の約 1/3 と小さくなっており、実験で確認された梁の損傷が比較的軽微であったことと対応した。2G 梁の設計用曲げモーメントを計算値  $M_{\max}$  とすることによって、損傷を抑えた設計ができるものと考えられる。

#### 4. まとめ

横筋を柱に定着せず、柱一壁板間の滑り降伏型を想定した連層耐震壁構面 (W 構面) と、1 階にピロティを有する構面 (P 構面) からなる立体架構のねじれ連成加力実験を実施し、以下の知見が得られた。

- ①ねじれが卓越し、W 構面に比べて P 構面のピロティ部の水平変位が進行する変形過程を示したが、立体架構の破壊形式は想定した通り、W 構面は鉛直接合部の滑り破壊、P 構面は 1 階の柱頭・柱脚の曲げ降伏であった。
- ②最大荷重 (1 階層せん断力) は W 構面と P 構面の終局強度計算値の和の 1.2~1.3 倍の荷重を示した。
- ③ピロティ柱をせん断補強した現場打ち試験体は、R 階中央の全体変形角  $R_R$  で +20/1000rad までの変形性能を有していることを確認した。

④今回の実験においては、スラブと同じ低強度コンクリートを用いた壁-スラブ接合部 (低強度層) に顕著なひび割れ等は見られなかった。

⑤P 構面 2 階の梁を、壁板のトラス・アーチ機構に基づく抵抗機構による反力として設計することで、梁の損傷は想定通り抑えられることが確認された。

#### 参考文献

- 1) 小坂英之, 山中久幸, 荒井康幸, 溝口光男: 鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁の滑り強度に関する実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.427-432, 2006.7
- 2) 小坂英之, 山中久幸, 荒井康幸, 溝口光男: 床スラブを有する鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁の実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.445-450, 2008.7
- 3) 松永健太郎, 磯崎翼, 溝口光男, 小坂英之: 異種強度コンクリートが混在する RC 耐震壁に関する実験的検討 (その 1) (その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.165-168, 2016.8
- 4) 小坂英之, 加藤拓也, 溝口光男, 松永健太郎, 江頭寛: 異種強度コンクリートが混在する RC 耐震壁に関する実験的検討 (その 3) (その 4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.437-440, 2017.8
- 5) 新上浩, 松永健太郎, 江頭寛, 小坂英之, 溝口光男: 異種強度コンクリートが混在する RC 耐震壁に関する実験的検討 (その 5) (その 6), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.441-444, 2017.8
- 6) 小坂英之, 溝口光男, 荒井康幸: 鉄筋コンクリート連層壁板の強度算定法, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 695 号, pp.126-136, 2014.1
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準 (案)・同解説, pp.157-160, 2016.4
- 8) 小坂英之, 松永健太郎, 荒井康幸, 溝口光男: 横筋非定着型プレキャスト RC 耐震壁のせん断強度の検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.349-354, 2013.7