

(71) パネルゾーンにプレストレスを与えた高層PCa壁式ラーメン構造の耐震性に関する実験的研究

フドウ建研 竹田 清二 小村 正雄
 ○飯塚 正義 南 伊三男

① まえがき PCa壁式ラーメン構造による集合住宅は、柱型や梁型がなくプランニングが容易であり、剛性が高く居住安定性が良いため、6～11階程度の建物に多用されてきた。しかしこれ以上の高さになる場合、壁厚が厚くなり過ぎてプレキャスト化するとPCa板重量が大きくなることや、地震時人力が大きくなることによりPCa板相互の接合部に生じる大きなせん断力に、従来のシャーコッターと結合筋による接合では抵抗し得ないことなどのため、プレキャスト化を推進している例は少ない。本論では、パネルゾーンにプレストレスを与えることによりPCa壁式ラーメン構造の高層化を可能とする構法について以下に記す事項を報告する。

1. 構法の概要
2. 壁柱の水平加力実験
3. パネル部の鉛直打継ぎ部のせん断実験
4. 実験結果を用いたモデル架構の解析

② 構法の概要 本構法の構造的特徴は大まかにいえば次のようなところである。

- ① 壁柱の厚さを薄くし、壁柱せいを大きくとっていること ($D/b \approx 8$)
- ② 壁柱と張間方向耐震壁との交差部で壁柱が分離し2本柱の状態となること
- ③ 2本柱状態の壁柱内に生ずるせん断力は柱梁接合部分(パネル部)に設けたせん断力伝達機構(FPCジョイント)により全て伝達させていること

これらの特徴により、柱軸力に対しては十分な断面積で抵抗し、実質的には $D'/b \approx 4$ となり地震エネルギーを靱性の高い架構で吸収することができる。文献(1)では、鉛直接合部により壁柱が2本の柱に分かれ、各柱が接合部に生じるせん断力により曲げ戻しを受けるモデルとする方法によれば、一体性確保の設計に比べより靱性に期待した合理的な設計ができるとしている。このとき、接合部に作用するせん断応力の評価、接合部の耐力と靱性の評価、接合部を含む部材及び架構の挙動と変形能、必要性能を満足する接合工法などの解決すべき問題点がある。これに対してFPCジョイントを用いることにより、上記の問題点を解決できる。FPCジョイントは、PCa板相互をパネル部を介してPC鋼棒で圧着し、この圧着力とコンクリートの付着力、鉄筋の引張り抵抗力により、その層に生ずる大きなせん断力を伝達するものである。説明図を図-1に示す。

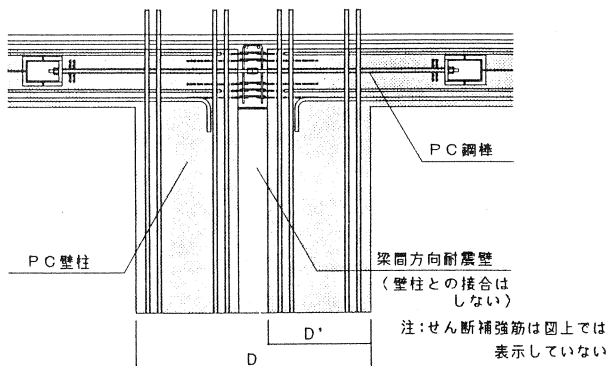


図-1 FPCジョイントを用いた鉛直接合部

本構法における2本柱状態の壁柱がもつ耐震性を確認するため、壁柱の水平加力実験を行っている。また、FPCジョイントがもつせん断力伝達機構を確認するため、パネル部の鉛直打継ぎ部のせん断実験を行っている。以下、それぞれの実験について述べる。

③ 壁柱の水平加力実験

③-1 試験体 R C造14階建て壁式ラーメン構造の集合住宅の中構面最下層中央柱部分を想定した試験体とし、試験体縮尺は1/2.5とした。ただし今回は柱軸力を与えていない。試験体形状を図-2に、試験体配筋を図-3に、実験変数を表-1

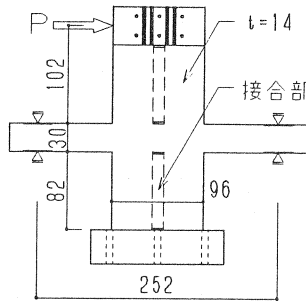


図-2 試験体形状 (cm)

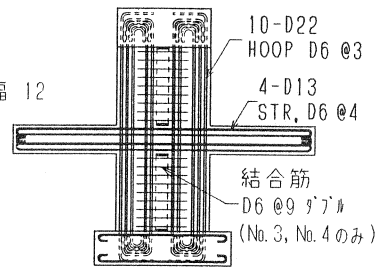


図-3 試験体配筋

に、材料の性質を表-2, 表-3に示す。

③-2 実験方法 100tonf アクチュエーターにより正負繰り返し水平加力を行った。加力点は試験体頂部とし、梁降伏モーメントの計算値(Py)までは荷重制御により、その後は変形制御によって同一変形で2回ずつ合計正負9サイクル、最大1/50まで加力した。

③-3 結果および考察 [破壊形態] 最大耐力とパネル部に生じたせん断力の関係を表-4に示す。各試験体とも梁、壁柱に曲げひび割れ、パネル部にせん断ひび割れを生じ、打継ぎ部にせん断滑りを起こした後、1/50の変形に至ったが、鉛直接合部の仕様が異なってもその状況に違いはなかった。壁柱を一体として計算した耐力の計算値と実験値とは近い値であった。

表-1 実験変数

実験変数 \ 試験体番号	No.1	No.2	No.3	No.4
接合部コンクリートの有無	-	○	○	○
接合部コンクリートの付着の有無	-	○	-	○
結合筋の有無 (D6 @90 9加)	-	-	○	○

注：○あり、-なし

表-2 コンクリート強度試験結果

呼び名	D6	D10	D13	D22
種別	SD30A	SD30A	SD30A	SD35
降伏点強度 (kgf/cm ²)	3947	3603	3765	3849
引張強度 (kgf/cm ²)	5321	5131	5459	6028

表-3 鋼材強度試験結果

試験体番号	No.1, No.2		No.3, No.4	
	本体	接合部	本体	接合部
位置				
圧縮強度 (kgf/cm ²)	278	179	320	270
引張強度 (kgf/cm ²)	21.8	27.8	27.5	27.0

表-4 最大耐力とパネル部に生じたせん断力

	No.1	No.2	No.3	No.4
最大耐力計算値 (tonf)	32.3	32.3	32.6	32.6
最大耐力実験値 (tonf)	32.1	31.5	37.0	37.5
実験値/計算値	0.99	0.97	1.13	1.15
パネル部に生じたせん断力 (tonf)	31.4	30.8	36.2	36.7

計算値
中立軸比から圧縮側、引張り側にある
主筋だけを考慮して算定した終局曲げ
モーメントから求めた値

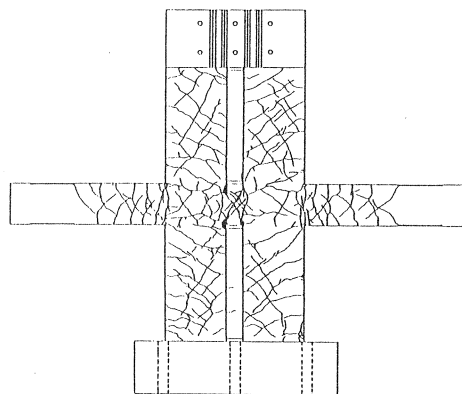


図-4 ひび割れ図 (No.2)

[ひび割れの状況] 最終加力付近のひび割れ状況を図-4に示す。各試験体のパネル部に発生したひび割れがX字状に入っていることからこの部分は短梁の状態になっていると思われる。このようなひび割れが発生しても急激な耐力の低下は認められず、荷重が上昇している。これは、短梁の部分のコンクリートが補強筋により十分に拘束されているためと考えられる。また左右の壁柱に発生した曲ひび割れは鉛直接合部には表れずに貫通し、あたかも一体打ちの壁柱に発生した曲ひび割れのようにになっている。このことから、短梁によって接続された左右の壁柱が一体的な挙動を示していることがうかがえる。

[履歴特性] 荷重変形曲線の包絡線を図-5に示す。同一変形角での繰り返し加力に対して荷重低下は小さく、No.4を除いて最終サイクルまで荷重は上昇した。壁柱を一体として計算した耐力が32.3tonf、そのときの水平変位が1.4mmであるので、2本柱の状態でも耐力は同程度で変形性能は優れているといえる。また包絡線から、鉛直接合部にコンクリートが存在しても(No.2)、この部分

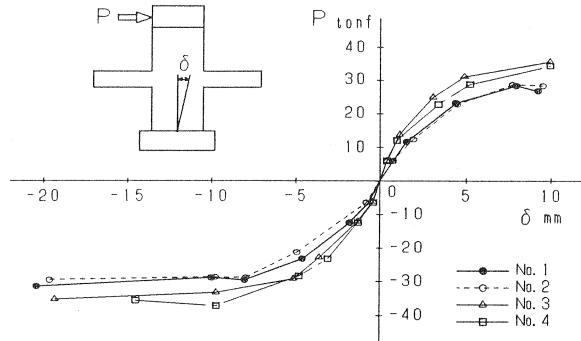


図-5 荷重変形曲線の包絡線

が空洞であるもの(No.1)と比べて耐力、変形性能とも違いがなく、さらに結合筋を入れたもの(No.3、No.4)はその分だけ耐力が上がった。

④ パネル部の鉛直打継ぎ部のせん断実験

④-1 試験体 前項

の実験で想定した架構のパネル部を取りだし、プレキャスト化した試験体とし、縮尺は1/2.5とした。実験変数を表-5に、試験体形状を図-6に、試験体配筋を図-7に、材料の性質を表-6、表-7に示す。D、EシリーズではPC鋼棒を緊張して、打継ぎ部に軸圧縮力($P/A=45.2\text{kgf/cm}^2$)を与えた。

表-5 実験変数

試験体番号	Aシリーズ		Bシリーズ		Cシリーズ		Dシリーズ		Eシリーズ	
	A-1	A-2	B-1	B-2	C-1	C-2	D-1	D-2	E-1	E-2
下端主筋通し筋 4-D13	-	○	-	-	-	-	-	-	-	-
打継ぎ部結合筋 4-D6〆カ	-	-	○	-	-	-	-	-	-	-
パネル部補強筋 5-D6	○	-	-	-	-	-	○	-	○	-
補強プレート 2-4.5x150*1	-	-	-	-	○	-	-	-	-	-
PC鋼棒 2-13φ**2	-	-	-	-	-	-	平行配置	斜め配置	-	-

※上端筋は、通し配筋 4-D13

*1中央部に穴加工 5-15φ **2P=9.5 tonf/本
注: ○あり、-なし

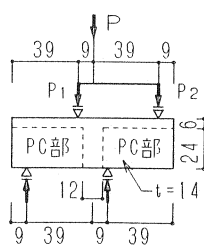


図-6 試験体形状 (cm)

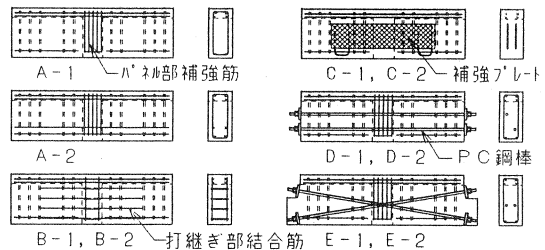


図-7 試験体配筋

④-2 実験方法

アムスラー(100tonf)によ

り A-1, A-2, B-1, C-1, D-1, E-1 は単調一方向加力を、その他の試験体は荷重制御で正方向繰り返し加力を与えた。

④-3 結果および考察 [破壊形態]

各試験体の最大荷重とせん断力の関係を表-8に示す。P C a部とあと打ち部との鉛直打継ぎ部にせん断滑りが生じ、その後斜めせん断ひび割れが発生し、鉛直打継ぎ部が開き、上端の加力点付近が圧壊して終局に至った。前項の実験のパネル部を想定したA-2

と他の試験体とを比較すると、D, EシリーズではA-2を上回る耐力を示した。

[履歴特性] せん断力変形

曲線を図-8に示す。各シリーズとも、正方向繰り返し加力時の包絡線は単調一方向加力時と同様の曲線を描いている。P C 鋼棒を用いたもの(D, Eシリーズ)は、その他のものと比べて初期の剛性が高かった。これは圧着力による摩擦抵抗のためと思われる。

⑤ 実験結果のまとめ 以上の実験結果から次のことがいえる。壁柱の中央部にスリットが入っていても、左右の壁柱は一体の状態で挙動し、耐力的にも同等

である上、変形性能は改善される。このときパネル部にはせん断ひび割れが発生するが、この状態でも急激な耐力低下を起こさず荷重が上昇する。またプレキャスト化によりパネル部に鉛直接合部が生じて、P C 鋼材を用いることにより初期剛性を高め、せん断耐力を増すことができる。

⑥ 実験結果を用いたモデル架構の解析

⑥-1 モデル架構と解析の方法 14

層モデル架構のフレーム図と中柱部分を取り出したモデル化の方法を図-9に示す。壁柱の水平加力実験から得られた層の剛性と、この値を用いて模型則を適用し実大モデルにあてはめたものを図-10、

表-6 コンクリート強度試験結果

試験体番号	A-1, B-1, C-1, D-1, E-1		A-2, B-2, C-2, D-2, E-2	
位置	P C部	R C部	P C部	R C部
圧縮強度 (kgf/cm ²)	371	340	325	340
引張強度 (kgf/cm ²)	35.7	33.8	33.8	33.8

表-7 鋼材強度試験結果

呼び名	D6	D10	D13	D22	P C鋼棒13#
種別	SD30A	SD30A	SD30A	SD35	SBPR 95X110
降伏点強度 (kgf/cm ²)	3947	3603	3765	3849	11500
引張強度 (kgf/cm ²)	5321	5131	5459	6028	11800

表-8 最大荷重とせん断力

試験体番号	Aシリーズ		Bシリーズ		Cシリーズ		Dシリーズ		Eシリーズ	
	A-1	A-2	B-1	B-2	C-1	C-2	D-1	D-2	E-1	E-2
最大荷重 P (tonf)	-	42.0	25.3	24.3	35.0	34.0	47.5	44.3	42.5	45.3
せん断力*1 Q (tonf)	-	26.3	15.8	15.2	21.9	21.3	29.7	27.7	26.6	28.3

*1 P → Qの換算式 Q=2XP₁-P=2X(39/(39+9))XP-P

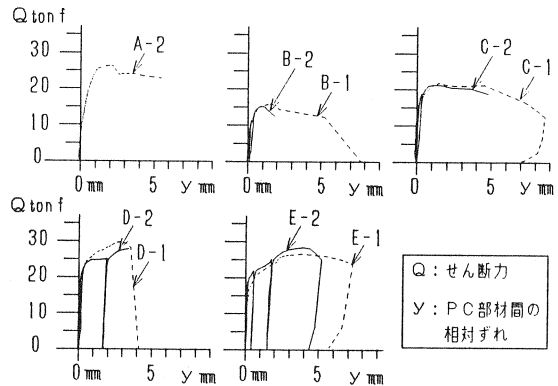


図-8 せん断力変形曲線

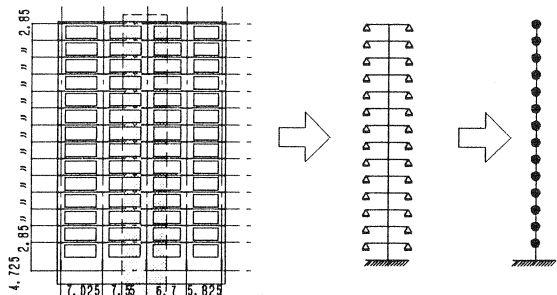


図-9 架構のモデル化

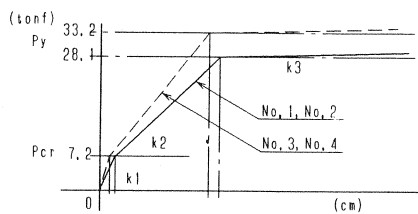


図-10 試験体の剛性

表-9 モデル架構への適用

試験体番号	層の剛性(tonf/cm)			Pcr (tonf)	Py (tonf)
	k1	k2	k3		
No.1, No.2	90	38	3	7.2	28.1
No.3, No.4	144	50	2	7.2	33.2
実大に換算*1	225	95	7.5	45.0	175.6

*1 No.1, No.2 の値を使用

表-9 に示す。

⑥-2 応答解析 応答解析に用いた地震波は El Centro NS(1940)、Taft EW(1952)、Hachinohe NS(1968)の3波とし、最大速度 50Kine で弾塑性応答を行った。復元力特性は Takeda Model を用い、減衰定数は瞬間剛性比例型で1次振動に対し $h=0.05$ を仮定し、固有周期は精算により求め、0.794 とした。El Centro での地震波と時刻歴応答の関係を図-11に、最大応答相対変形を図-12に、最大応答層間変形を図-13に、最大応答層せん断力を図-14に、3波の応答結果一覧を表-10に示す。

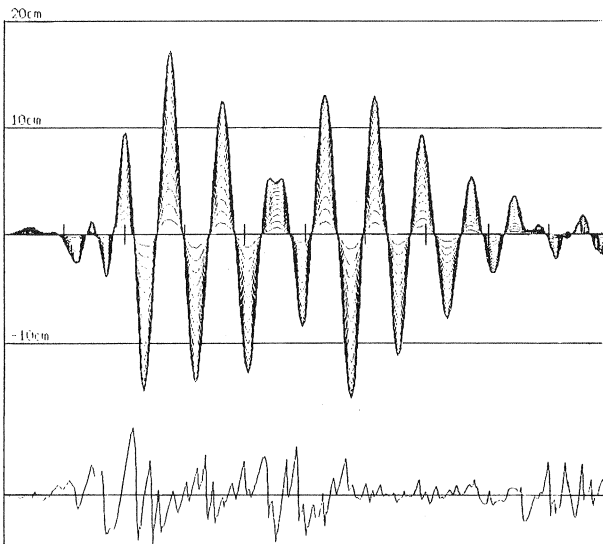


図-11 地震波と時刻歴応答 [El Centro NS(1940)]

⑥-3 結果の検討 以上の結果より次のことがいえる。最下層の最大応答層せん

— El Centro NS(1940)
 - - - Taft EW(1952)
 - - - Hachinohe NS(1968)

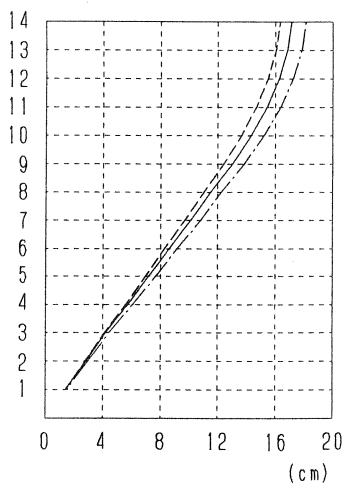


図-12 最大応答相対変形

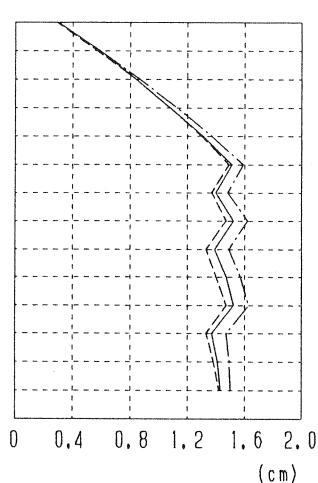


図-13 最大応答層間変形

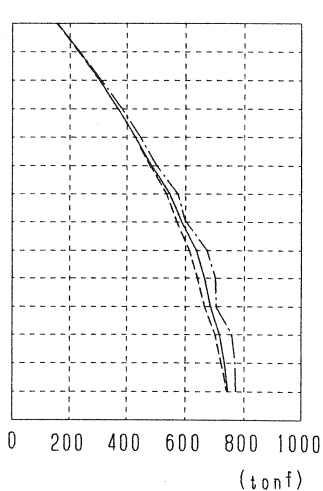


図-14 最大応答層せん断力

表-10 応答結果一覧

層	最大応答層せん断力 (tonf)			最大応答層せん断力係数			最大応答層間変形 (cm)			最大応答層間変形角 ($\times 1/100$)			最大応答層間変形角の 逆数 (/)		
	El C.	Taft	Hachi.	El C.	Taft	Hachi.	El C.	Taft	Hachi.	El C.	Taft	Hachi.	El C.	Taft	Hachi.
14	157	154	156	0.96	0.94	0.95	0.30	0.29	0.30	0.10	0.10	0.10	950	983	950
13	234	230	235	0.72	0.71	0.73	0.59	0.57	0.59	0.20	0.20	0.20	483	500	483
12	305	303	311	0.63	0.63	0.64	0.85	0.84	0.87	0.29	0.29	0.30	335	339	328
11	369	370	383	0.57	0.58	0.59	1.08	1.08	1.13	0.38	0.38	0.39	264	264	252
10	431	430	449	0.54	0.54	0.56	1.31	1.30	1.37	0.46	0.45	0.48	218	219	208
9	486	481	502	0.50	0.50	0.52	1.51	1.49	1.59	0.53	0.52	0.55	189	191	179
8	548	536	574	0.49	0.48	0.51	1.40	1.37	1.48	0.49	0.48	0.52	204	208	193
7	588	571	603	0.46	0.44	0.47	1.52	1.47	1.62	0.53	0.51	0.57	188	194	176
6	637	613	673	0.44	0.42	0.46	1.39	1.33	1.49	0.49	0.46	0.52	205	214	191
5	664	640	702	0.41	0.39	0.43	1.47	1.40	1.57	0.51	0.49	0.55	194	204	182
4	685	664	704	0.38	0.37	0.39	1.52	1.47	1.63	0.53	0.51	0.57	188	194	175
3	717	701	759	0.37	0.36	0.39	1.37	1.33	1.47	0.48	0.46	0.51	208	214	194
2	733	722	769	0.34	0.34	0.36	1.41	1.38	1.49	0.49	0.48	0.52	202	206	191
1	745	741	772	0.32	0.32	0.33	1.43	1.42	1.50	0.50	0.50	0.52	199	201	190

断力係数は0.32(El Centro)、0.32(Taft)、0.33(Hachinohe)で、最大応答層間変形角は1/188(El Centro 4F)、1/191(Taft 9F)、1/175(Hachinohe 4F)であった。この値は文献(2)で示されている構造特性係数($D_s=0.30$)には及ばないが、かなりの程度靱性に期待できる合理的な架構であることが確認できた。

㊦ あとがき パネルゾーンにプレストレスを与えた高層P C a壁式ラーメン構造の耐震性については、今回報告した実験のほか、より実際の施工状態に忠実な試験体を用いて高軸力下での壁柱の水平加力実験も行っている。

今後、F P Cジョイントの構造特性を考慮した架構の性状を把握することにより、より高い靱性評価による設計が実現できる。

… 謝辞 … 本研究にあたっては、横浜国立大学末永保美教授、香建築事務所石丸麟太郎氏に多大なるご指導を頂いた。ここに記して感謝の意を表します。

… 参考文献 … (1) 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」
(2) 建設省建築研究所他「高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造研究開発プロジェクト研究成果報告書(第1編)」