

# プレキャストプレストレストコンクリート耐震壁の実験報告

竹田 清二\*1・小村 正雄\*2・坂田 博史\*3・妹尾 正和\*4

## 1. はじめに

プレキャストプレストレストコンクリート造は、立体駐車場、倉庫およびショッピングセンター等の大空間建築物に多く使用されている。これらは低層の建築物が多数を占めていたが、近年の地価高騰による土地の有効利用の観点から多層建築物へと要求が高まりつつある。在来工法による多層建築物（中高層）の場合、その耐震性の改善や部材断面の縮小によるコスト低減のために耐震壁を有効に計画配置することがよく見られる。しかし、

プレキャストプレストレストコンクリート造における耐震壁は、壁パネルを現場打ちの柱・梁と結合させるものや、プレキャスト造の柱・梁に壁を現場打ちしているのが現状である。

そこで本報告は、プレキャストプレストレストコンクリート連層耐震壁（以下 PC 耐震壁システムとする）の概要、開発のために行った水平加力実験の結果およびその結果からシステムを用いて設計する構造物の弾塑性解析に必要な曲げ・せん断モデルについて報告するものである。

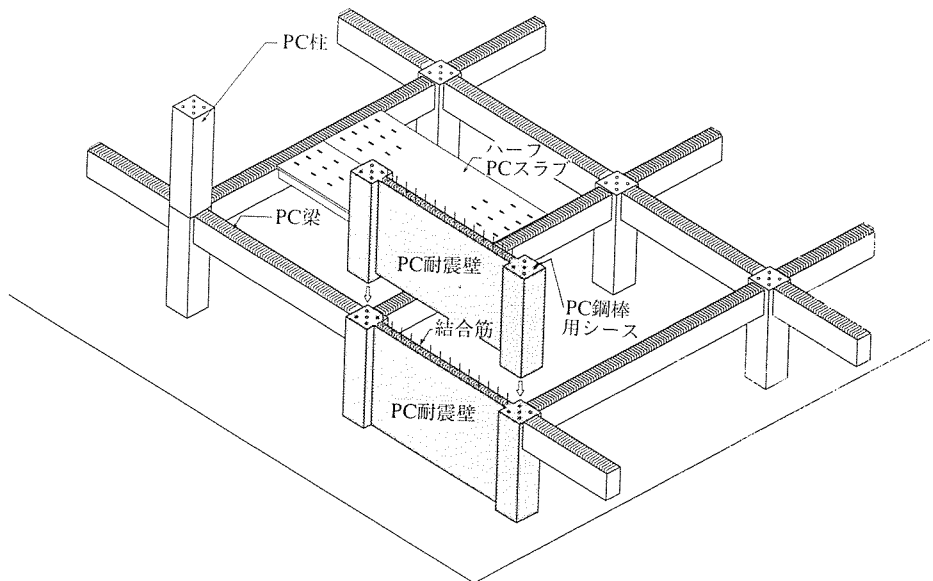
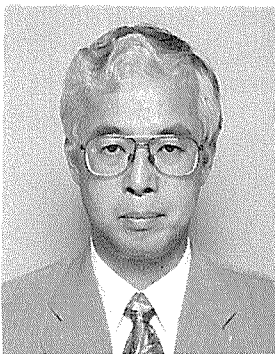
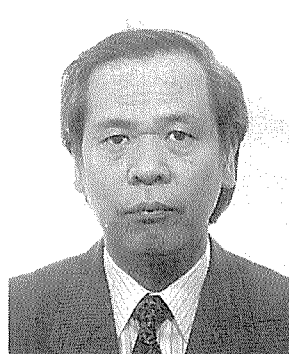


図-1 PC耐震壁システムの概念図



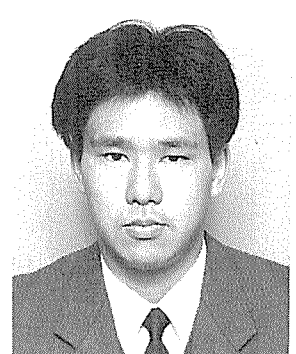
\*1 Kiyoji TAKEDA  
フドウ建研(株)  
技術開発部部長



\*2 Masao KOMURA  
フドウ建研(株)  
技術開発部技術開発課課長



\*3 Hiroshi SAKATA  
フドウ建研(株)  
技術開発部技術開発課



\*4 Masakazu SENOO  
フドウ建研(株)  
技術開発部技術開発課

## 2. PC 耐震壁システムの概要

図-1にPC耐震壁システム概念図を、図-2に接合方法概念図を示す。今回報告するPC耐震壁の特徴は、以下のとおりである。

- 1) 柱および梁を内蔵したプレキャスト壁部材であること
- 2) 中間階に梁型を設けないこと（ただし、壁内に梁配筋を行い、最上階には梁型を設ける）
- 3) 柱、梁および壁が一体であるため、鉛直接合部を無くせる。また、各階壁部材の接合は、柱部分をPC鋼棒により圧着し、かつ一部の壁縦筋をスプライススリーブにより結合する。

このような特徴から、このPC耐震壁システムを採用することにより現場でのコンクリート打設が少なく

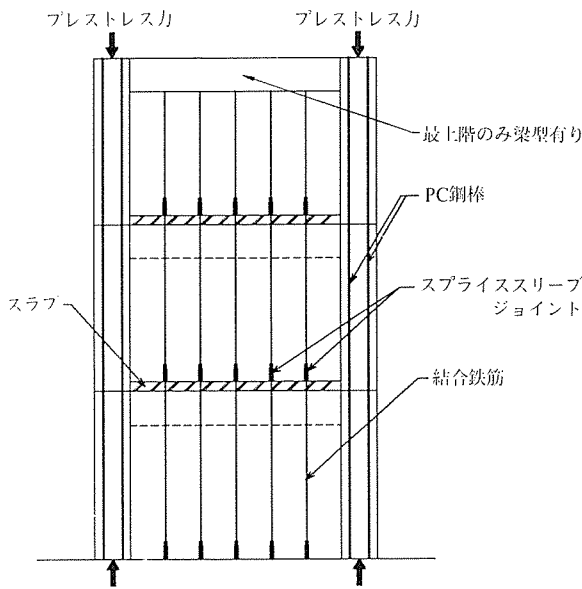


図-2 接合方法概念図

り、また、梁型がないため製造が容易となり、合理化・省力化がより一層図れるものである。

## 3. 実験概要

本実験は前記したPC耐震壁システムを開発するに際し、中間梁の有無および各部接合方法の違いが耐震壁の変形、滑り、耐力および破壊状況に及ぼす影響について把握するために行ったものである。

### 3.1 試験体

表-1に試験体一覧を示す。図-3には配筋、接合方法の違いを比較できるNo. 1およびNo. 4の形状・配筋図を示す。

試験体は図に示すように、基礎部、1層部、2層部および3層部の4部材から構成されており、構造種別、梁型の有無および接合方法を実験変数としてNo. 1～No. 4の4体とした。試験体縮尺は実物の約1/3.5とした。

No. 1およびNo. 2は基礎から3層部までの柱、梁および壁一体のプレキャストブロックを柱部のPC鋼棒により圧着接合し、壁部一部の縦筋をスプライススリーブによりジョイントしたものである。両試験体の違いは、梁型の有無である（No. 2は梁型あり）。スラブは各層一体化後に製作した。

No. 3はプレキャストプレレストコンクリートフレーム内に、壁・梁およびスラブ部分のみを現場で打設することを想定したものである。したがって、試験体は柱部分のみをプレキャストとし、柱を基礎と圧着接合後、壁・梁配筋を行い、壁・梁・スラブを同時に打設した。壁・梁とフレームとはあらかじめ周辺フレーム部に埋め込んでおいた差し筋を重ね継ぎ手により接合した。

No. 4は、在来工法による耐震壁を想定し、基礎から3層部までを一体で打設したものである。

表-1 試験体一覧

試験体 No.	実験変数			構造諸元										共通事項	
	構造種別	梁型の有無	接合方法	柱			梁			壁					
			柱+柱	柱+壁	壁+壁	b×D (cm)	主筋	導入力 (kgf/cm <sup>2</sup> )	b×D (cm)	主筋	スタップラップ	縦筋	水平接合部	鉛直接合部	
No. 1	プレキャストプレレストコンクリート造	無	PC鋼棒	一体	スプライススリーブ	20×22.9	5-φ9.2 3.324 cm <sup>2</sup> (0.726%)	σ <sub>0</sub> =50.2	7.1×31.4	6-D 6 1.92 cm <sup>2</sup> (0.861%)	D 6 @ 115 (0.784%)	D 6 @ 135 + D 13 @ 350 (0.845%)	D 13 @ 350 (0.511%)	-	<スラブ>
No. 2	プレキャストプレレストコンクリート造	有	PC鋼棒	一体	スプライススリーブ	20×22.9	5-φ9.2 3.324 cm <sup>2</sup> (0.726%)	σ <sub>0</sub> =50.2	11.4×31.4	4-D 10 2.84 cm <sup>2</sup> (0.793%)	D 6 @ 70 (0.802%)	D 6 @ 135 + D 13 @ 350 (0.845%)	D 13 @ 350 (0.511%)	-	厚さ 7.0 cm 配筋 D 10 @ 100 (1.01%)
No. 3	<柱>プレキャストプレレストコンクリート造 <壁>鉄筋コンクリート造	無	PC鋼棒	差し筋	一体	20×22.9	5-φ9.2 3.324 cm <sup>2</sup> (0.726%)	σ <sub>0</sub> =50.2	7.1×31.4	6-D 6 1.92 cm <sup>2</sup> (0.861%)	D 6 @ 115 (0.784%)	D 6 @ 135 (0.334%)	D 6 @ 135 (0.334%)	D 6 @ 135 (0.334%)	<フープ> D 6 @ 85 (0.376%) <壁横筋> D 6 @ 135 (0.334%)
No. 4	鉄筋コンクリート造 (在来工法)	有	一体	一体	一体	20×22.9	8-D 13 10.16 cm <sup>2</sup> (2.22%)	-	11.4×31.4	4-D 10 2.84 cm <sup>2</sup> (0.793%)	D 6 @ 70 (0.802%)	D 6 @ 135 (0.334%)	-	-	

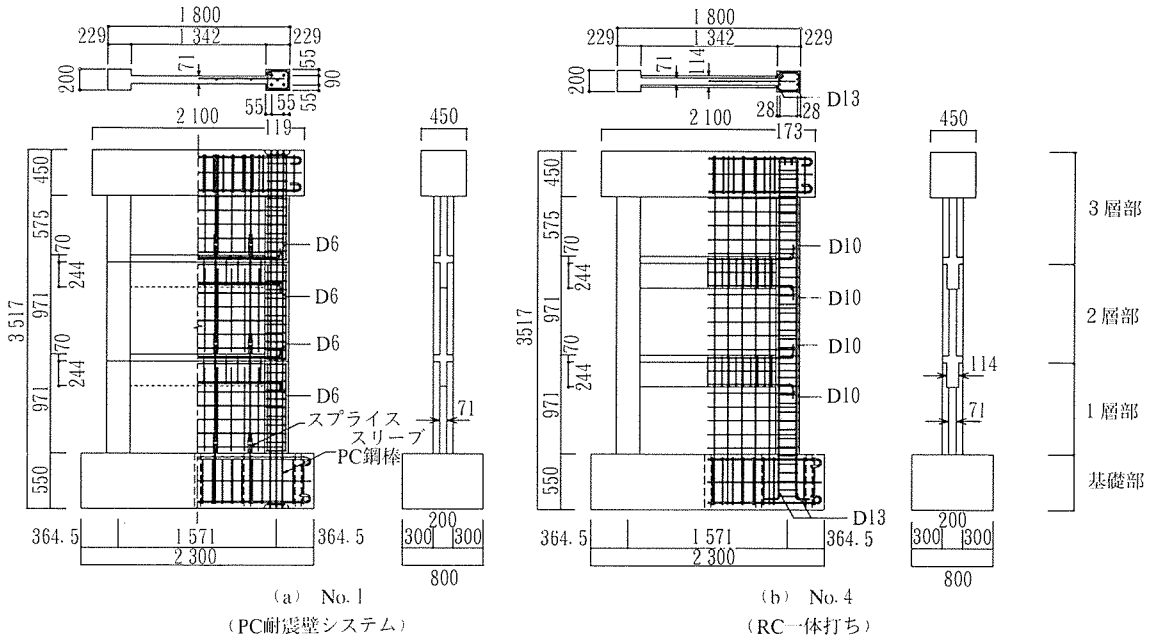


図-3 形状・配筋図

表-2 コンクリート強度試験結果

試験体 No.	部 位	圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数 ×10 <sup>5</sup> (kgf/cm <sup>2</sup> )
No. 1	壁・柱	479	40.1	3.13
	スラブ	346	33.2	2.87
	基礎	414	-	-
No. 2	3F壁・柱	497	39.5	3.33
	1,2F壁・柱	478	43.8	3.27
	スラブ	343	33.2	2.74
	基礎	496	-	-
No. 3	柱	498	40.3	3.06
	壁・スラブ	224	21.2	2.41
	基礎	427	-	-
No. 4	全体	255	25.5	2.26

本実験に使用したコンクリートおよび鋼材の機械的性質を表-2 および 3 に示す。

### 3.2 加力方法

図-4 に加力方法を、写真-1 に実験状況を示す。

水平力は図のように、反力壁に取り付けた油圧押し引きジャッキ (容量 50 tf) により加力した。加力はシャー

表-3 使用鋼材の機械的性質

呼び名	記 号	降伏点強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数 ×10 <sup>6</sup> (kgf/cm <sup>2</sup> )
D 13	SD 295 A	3 470	4 877	1.81
D 10	SD 295 A	3 634	5 108	1.81
D 6	SD 295 A	4 021	5 406	1.67
9.2φ	SBPR 930/1 080	14 470	14 962	2.0

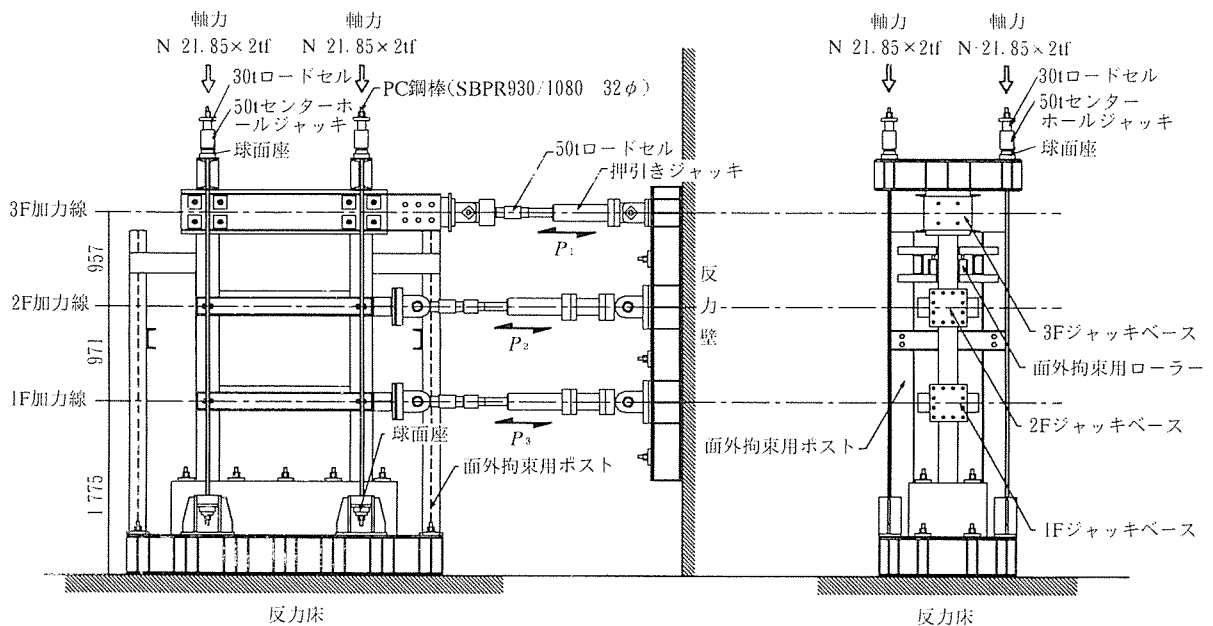


図-4 加力方法

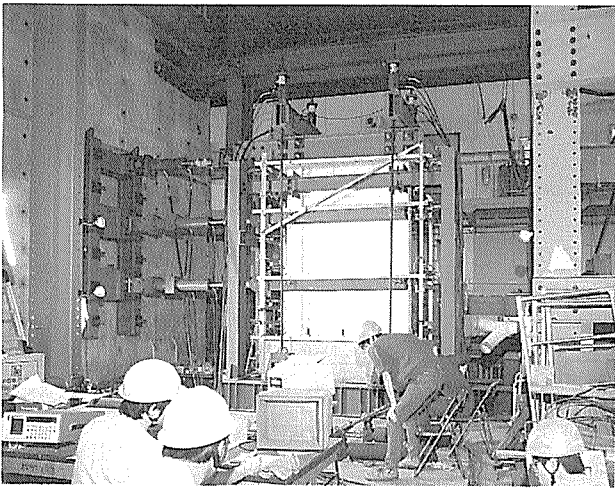


写真-1 実験状況

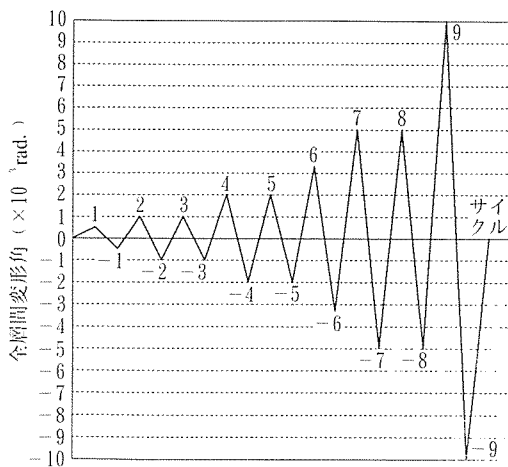


図-5 加力サイクル

スパン比を実状に近いものとするために、加力位置を1層部および2層部梁芯、並びに3層スタブ芯とし、正負交番繰り返し3層加力を行った。荷重分布は等分布荷重 ( $P_1=P_2=P_3$ ) とした。水平力は全層に対する層間変形角により制御した。図-5に加力サイクルを示す。

柱軸力は、長期軸力に相当する定軸力(柱1本当り  $\sigma_0=95.4 \text{ kgf/cm}^2$ ) を4本のPC鋼棒を緊張することにより試験体に与えた。試験体の変形に追従できるようにPC鋼棒の両端には球面座を設けピン支持とした。また、試験体の変形に伴い軸力が変動するため、ロードセルにより荷重管理をしながらPC鋼棒に設置したセンターホール型油圧ジャッキにより随時調整することにより定軸力を保持した。

### 3.3 測定項目

図-6に変位計取付け位置を示す。変形の測定は、水平変位、柱の軸変形、壁の浮き上がり、柱と壁のずれおよび壁のせん断変形に

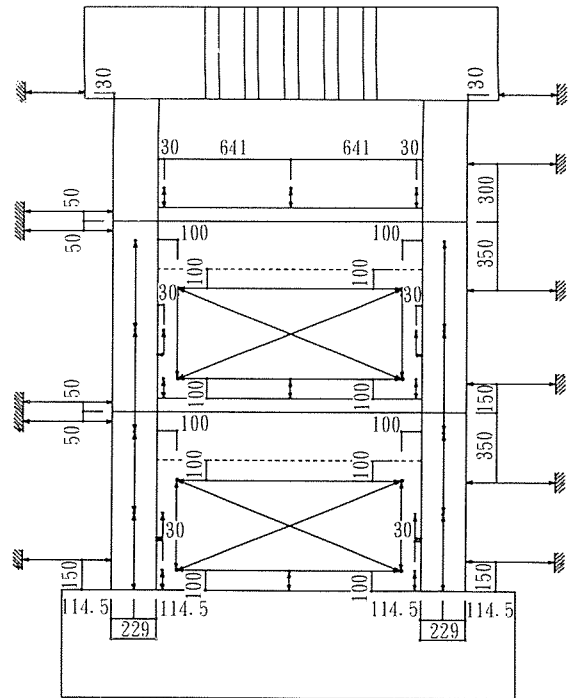


図-6 変位計取付け位置

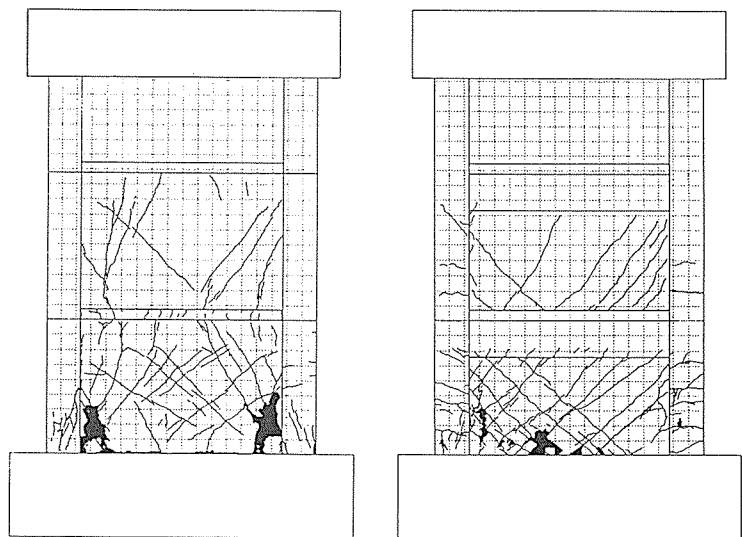
ついて行った。

鋼材のひずみの測定は、柱主筋、壁相互結合筋、壁縦・横筋、梁主筋、スターラップおよびフープについて行った。

## 4. 実験結果

### 4.1 破壊状況

PC耐震壁システムと一体打ち耐震壁との比較のために、図-7にNo. 1およびNo. 4の最終ひび割れ状況を示す。No. 1では、初期せん断ひび割れが全層間変形角 ( $R$ )  $1 \times 10^{-3} \text{ rad.}$  で1層壁下隅角部に発生した。最大



(a) No. 1

(b) No. 4

図-7 最終ひび割れ状況

荷重は  $R=4.98 \times 10^{-3}$  rad. で達し、1層壁下隅角部に圧縮によるコンクリートの剥離が生じ、1層柱脚部にせん断ひび割れが発生することにより荷重が低下し始めた。その後、1層柱中間部に曲げひび割れが発生し、1層壁下隅角部のコンクリートが剥落し荷重が徐々に低下し続け、1層柱脚部が曲げ圧縮破壊した。

No. 2 では、せん断ひび割れが  $R=1 \times 10^{-3}$  rad. で1層壁左右部に発生した。 $R=2 \times 10^{-3}$  rad. で1~2層に連続したせん断ひび割れが発生するが、それら間にある梁部には下部にだけしかひび割れが発生していなかった。変形角の増加にともない1層部のせん断ひび割れが進行し(2層部はほとんど進行せず)、 $R=4.56 \times 10^{-3}$  rad. で最大荷重に達し、1層壁下隅角部に圧縮によるコンクリート剥落および1層柱脚部に曲げ圧縮によるひび割れが発生することにより荷重が低下し始めた。その後、1層脚部がすべり始めたため、実験は終了した。

No. 3 では、壁が後打ちであり、コンクリート強度が低いため、初期せん断ひび割れは  $R=1 \times 10^{-3}$  rad. で1層壁下隅角部および1~2層壁に連続したせん断ひび割れが発生した。その後、壁中央部にせん断ひび割れ、壁下部に曲げせん断ひび割れが発生し、1層柱中間部に曲げひび割れが発生した。 $R=4.83 \times 10^{-3}$  rad. で最大荷重に達し、1層壁下部においてアーチ状に壁部が抜け出すようにひび割れが発生して荷重が低下し始めた。その後、1層壁下部のコンクリートが剥落し、1層柱脚部に曲げ圧縮によるひび割れが発生して荷重が徐々に低下し続け、1層柱脚部が曲げ圧縮破壊した。

No. 4 では、コンクリート強度が低いため、せん断ひび割れが  $R=0.5 \times 10^{-3}$  rad. で1層壁下隅角部に発生し、 $R=1 \times 10^{-3}$  rad. で1層柱中間部に曲げひび割れが発生した。変形角の増加にともない1層柱の曲げひび割れ、1層壁のせん断ひび割れが進行し、 $R=2 \times 10^{-3}$  rad. で1~2層に連続したせん断ひび割れが発生するが、それら間にある梁部には下部にだけしかひび割れが発生しなかった。また、2層柱脚部にも曲げひび割れが発生した。 $R=4 \times 10^{-3}$  rad. で1層柱脚部に曲げ圧縮によるひび割れが発生し、 $R=7.75 \times 10^{-3}$  rad. で最大荷重に達し、1層壁下隅角部のコンクリート剥落および1層柱脚部の曲げ圧縮によるひび割れの進行により荷重が低下し始め、その後、1層壁下部の圧縮破壊および1層柱脚部の曲げ圧縮破壊で終了した。

#### 4.2 荷重-変形関係

図-8に各試験体の1層部荷重-変形曲線の包絡線を示す。

図より初期剛性はNo. 1が最も高く、No. 2、No. 4およびNo. 3の順となっている。最大荷重時以降ではNo. 1、No. 2およびNo. 3において急激な耐力低下がみら

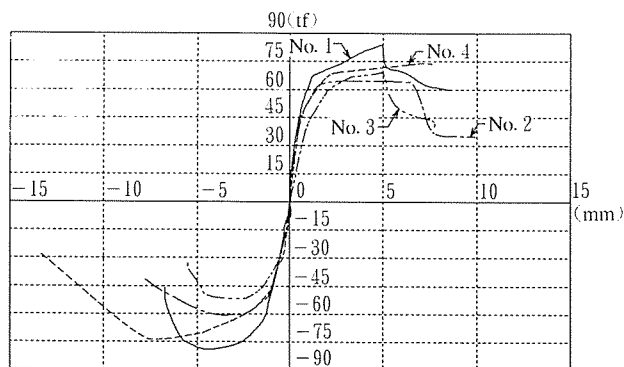
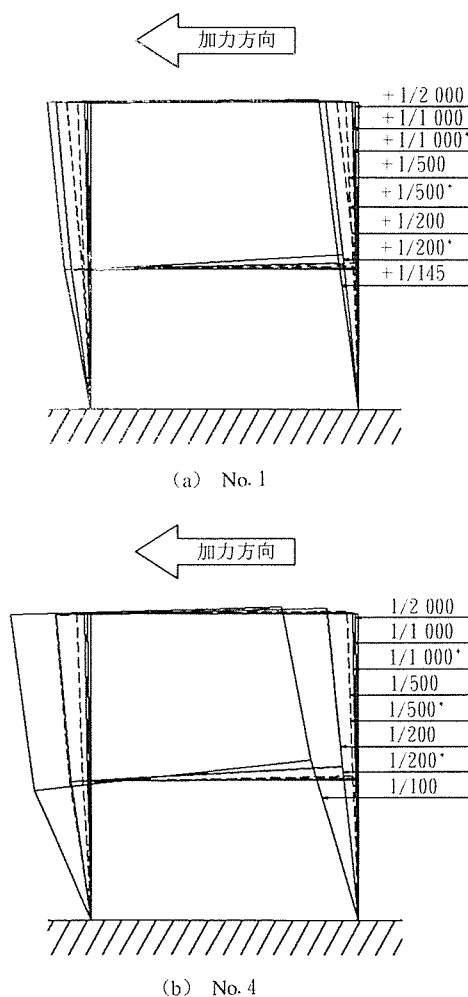


図-8 1層部荷重-変形曲線の包絡線

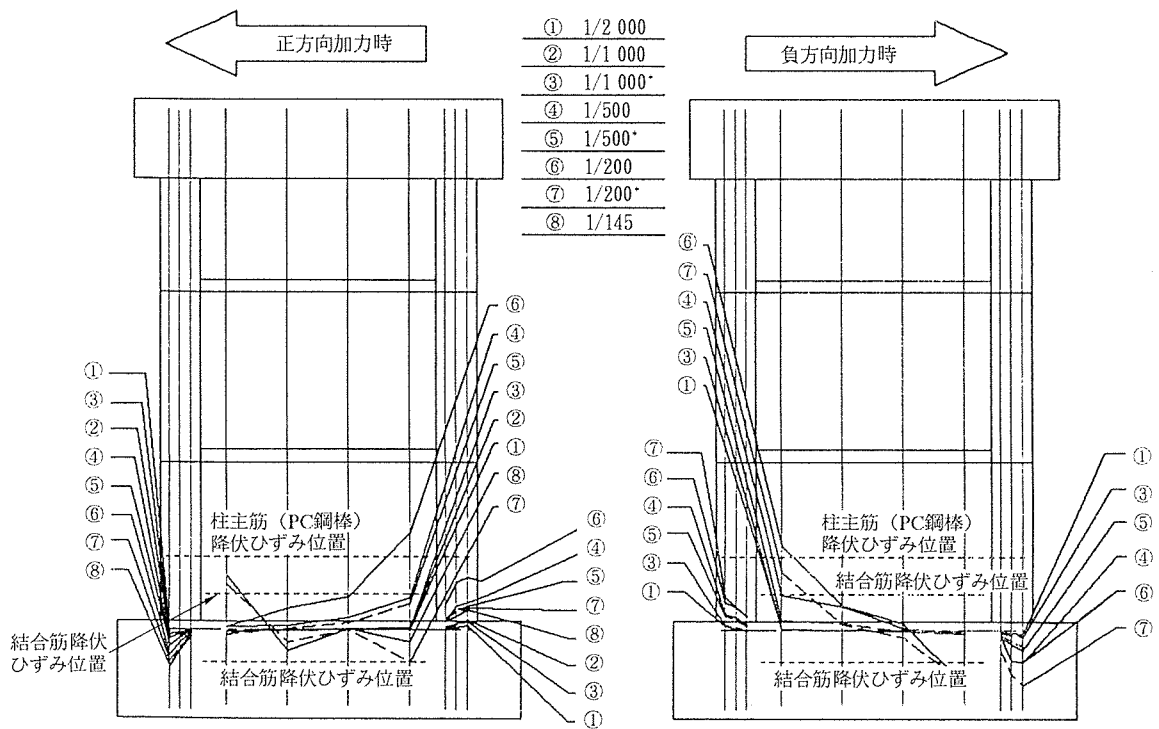


変形はフレーム縮尺の20倍で表示している。  
\*は同一変形角での2回目を示す。

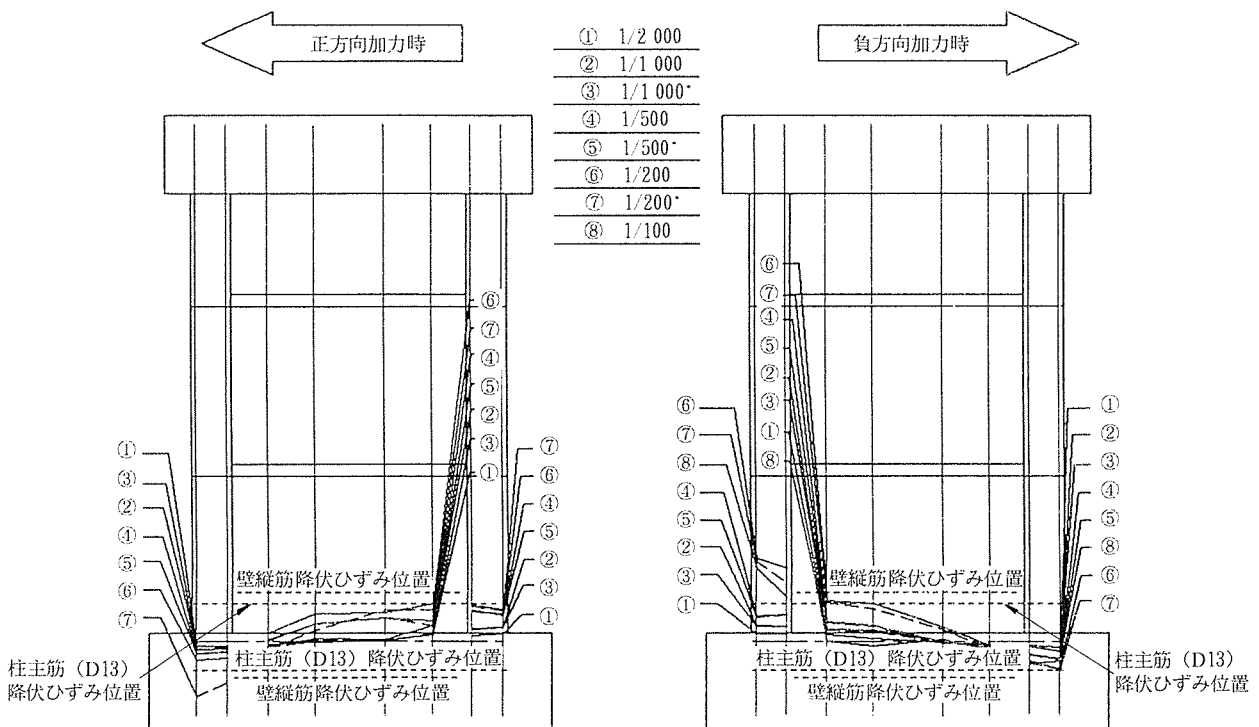
図-9 全体変形図

れるが、側柱はその時点では健全であるために耐力の移行が認められる。No. 4ではコンクリート強度が低いため最大荷重時に壁および柱が同時に破壊したために前記のような現象はみられなかった。

図-9にNo. 1およびNo. 4の全体変形図を示す。これより試験体の変形は、初期には曲げ変形がみられ、徐々にせん断変形へと移行していくことがわかる。



(a) No. 1



(b) No. 4

図-10 柱主筋および壁結合筋のひずみ

表-4 各試験体の耐力の実験値と計算値

試験体	終局強度計算値				水平接合部強度 $Q_{DH}$ (tf) 学会式	実験値			
	連層耐震壁終局強度					最大荷重 $Q_{max}$ (tf)	最大荷重時 一層部材角 ( $\times 10^{-3}$ rad)	$Q_{max}$ 後の 最大荷重 $Q_{ult}$ (tf)	強度低下率 $\frac{(Q_{max}-Q_{ult})}{Q_{max}}$ $\times 100$ (%)
	せん断強度 $Q_{su}$ (tf)		曲げ強度 $Q_{mu}$ (tf)						
	広沢式 $Q_{su1}$	荒川式 $Q_{su2}$	広沢式 $Q_{mu1}$	e 関数法 $Q_{mu2}$					
No. 1	67.6 (64.3)	56.1 (52.8)	110.7	107.5	168.9 (140.9)	83.93	7.19	65.28	22.2
No. 2	67.5 (64.2)	56.0 (52.7)	110.7	106.7	168.9 (140.9)	64.60	9.35	35.20	45.5
No. 3	50.4 (47.1)	43.3 (40.0)	103.2	105.3	165.6 (137.6)	69.28	7.25	53.40	22.9
No. 4	57.8	48.0	77.1	75.8	-	74.68	10.20	-	-

( ) は軸力にプレストレス力を加算しなかった場合

### 4.3 耐力

表-4 に各試験体における耐力の実験値と既往の計算式による計算値を示す。

各試験体の最大荷重は No. 1 が最も大きく、No. 4、No. 3 および No. 2 の順となっている。強度低下率は最大荷重から最大荷重以降で最も大きい荷重値を引いたものを最大荷重で除したものと定義した。これは 4 体の中で No. 2 が 45.5 % と最も大きい。

耐力の計算値はせん断強度については荒川式および広沢式より求め、曲げ強度は広沢式および e 関数法より求めた。No. 2 を除き各試験体の最大強度は、せん断強度計算値をすべて上回っている。また、水平接合部の強度は、壁式構造を対象とした学会式より求めた。これより水平接合部強度は、耐力の実験値および計算値を上回っており、最大強度時においてもすべりは生じないのではないかと考えられる。しかし、No. 2 は No. 1 と比較して最大荷重が小さく、強度低下率が大きい。この原因は、水平接合部のすべりによるものと考えられる。

### 4.4 柱主筋および壁結合筋のひずみ

図-10 に No. 1 および No. 4 における柱主筋および壁結合筋のひずみ分布を示す。

No. 1 および No. 4 の柱主筋のひずみ分布は、正負方向加力時において圧縮側柱および引張側柱ともに良好に表れている。No. 1 では、主筋は降伏していないため、PC 鋼棒による圧着の効果は発揮され一体性は確保されているものと考えられる。

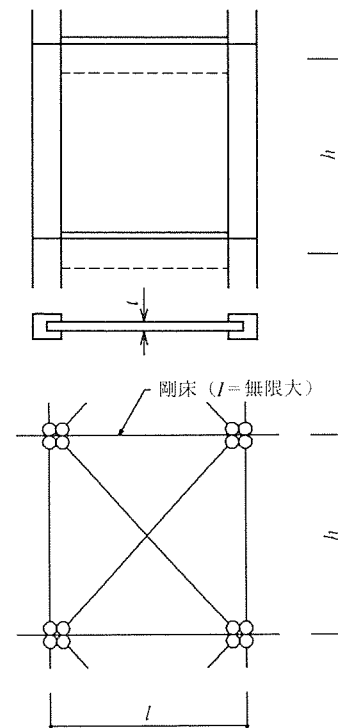
壁結合筋のひずみ分布は、柱主筋と同様にほぼ良好であり、一体性は十分確保されているものと考えられる。

## 5. 解析モデル

本システム (No. 1) を用いて設計するために必要な曲げ・せん断モデルの検討を以下に示す。No. 3 および No. 4 についても参考のため併記する。なお、No. 2 についてはすべりの影響が大きくでているため、検討から省いた。

### 5.1 モデルの概要

曲げ変形およびせん断変形をする PC 耐震壁システムのモデル化には、図-11 に示すようなブレース部材に置



$$I_w = \frac{A_c l^2}{2} \text{ より}$$

$$A_c = \frac{2I_w}{l^2}$$

$I_w$ : 壁付き柱の曲げ剛性

$A_c$ : 置換柱の断面積

$$\frac{\kappa h}{GA_w} = \frac{1}{EA_B} \cdot \frac{(\sqrt{h^2 + l^2})^3}{2l^2} \text{ より}$$

$$A_B = \frac{G}{E} \cdot \frac{t(\sqrt{h^2 + l^2})^3}{2\kappa h l}$$

$A_w$ :  $tl$  (壁の断面積)

$A_B$ : ブレース断面積

$\kappa$ : 形状係数 (1.0 とした)

図-11 耐震壁のモデル

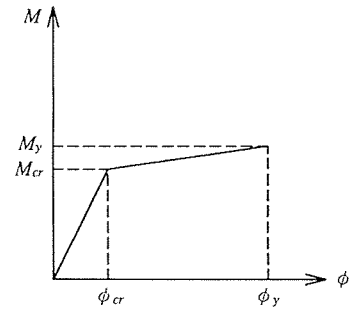
換する方法を採用した。

耐震壁に作用するせん断力には、ブレース部材が抵抗するものと考え、壁体部分のせん断剛性に等しくなるようにブレース部材の断面積を求めた。周辺枠に作用する曲げモーメントおよび軸力には、耐震壁の両側の柱部材が抵抗するものと考え、壁付き柱の曲げ剛性に等しくなるように両側の柱部材の断面積を求めた。

### 5.2 変形の分離

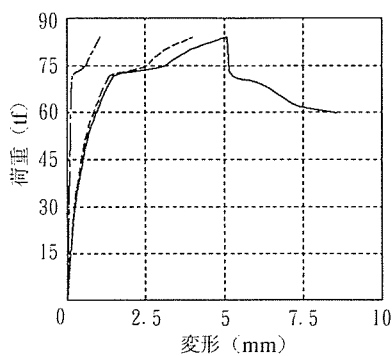
PC 耐震壁の実験から得た変形を曲げ変形とせん断変形とに分離する。曲げ変形は図-12 に示すように  $M-\phi$  関係をモデル化し、モールの定理を用いて算定した。

せん断変形は実験から得た変形から前記した曲げ変形を引いた値とした。図-13 に No. 1, No. 3 および No.

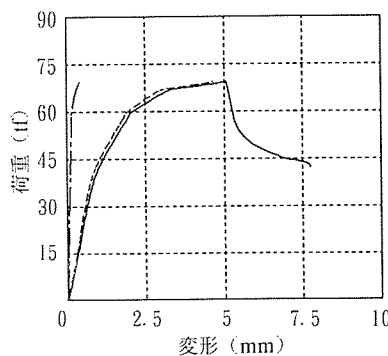


試験体	$M_{cr}$ (tf·m)	$\phi_{cr}$ ( $\times 10^{-6}/\text{cm}$ )	$M_y$ (tf·m)	$\phi_y$ ( $\times 10^{-6}/\text{cm}$ )
No. 1	104.53	4.52	191.30	105.7
No. 2	104.61	4.84	186.00	120.0
No. 3	61.22	3.37	135.00	104.3

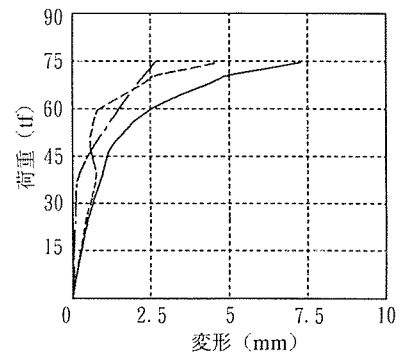
図-12  $M-\phi$  モデル



(a) No. 1



(b) No. 3



(c) No. 4

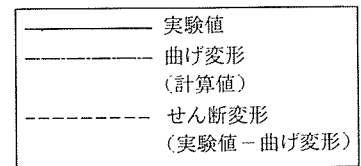
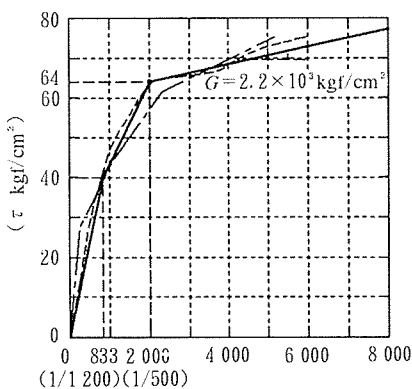
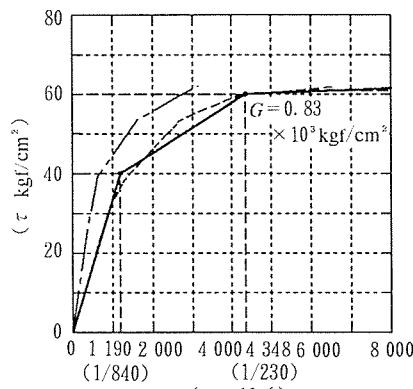


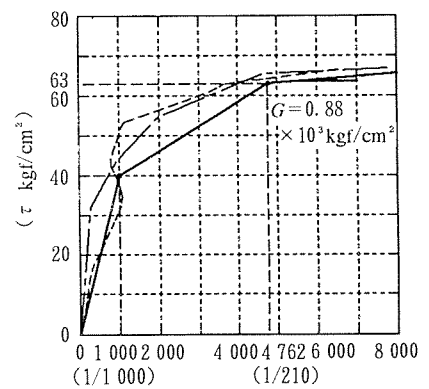
図-13  $P-\delta$  関係



(a) No. 1



(b) No. 3



(c) No. 4

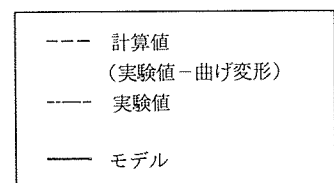


図-14  $\tau-\gamma$  関係



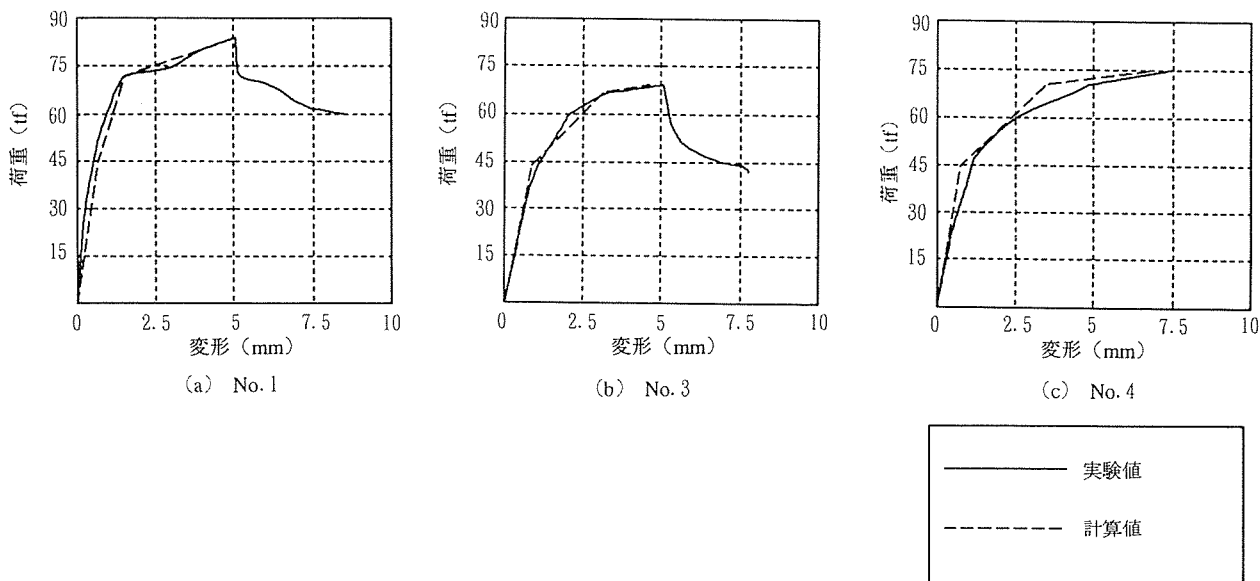


図-15 解析結果

4の1層部（最大せん断力が生じる位置）における  $P-\delta$  の分析結果を示す。No. 1およびNo. 3では最大耐力に差はみられるが、変形はせん断変形が支配的となっている。No. 4では最大耐力はNo. 3とほぼ等しいが、変形はNo. 1およびNo. 3と比較して曲げ変形の占める割合が大きくなっている。これはNo. 4が一体打ち（RC造）であり、低強度コンクリートを使用しているためと考えられる。

図-14にNo. 1, No. 3およびNo. 4の前記した計算結果と実験結果に合わせて  $\tau-\gamma$  のモデルを示す。

### 5.3 解析結果

5.2に示すモデルを適用して弾塑性解析を行い、荷重

変形関係を求めた。図-15に1層部における実験結果と解析結果との比較を示す。

## 6. ま と め

各試験体について  $M-\phi$  モデルおよび  $\tau-\gamma$  モデルを作成し、耐震壁をブレース置換し増分解析することにより層間のPC耐震壁の荷重-変形関係を概ね追跡することができた。今後、PC耐震壁システムを設計へ反映させるために、前記のモデルを使用した連層耐震壁について検討を進め、PC耐震壁システムの設計手法を確立していこうと考えている。

【1993年4月7日受付】

### ◀刊行物案内▶

## PC技術の役割と発展

<第20回PC技術協会講習会テキスト>

(平成4年2月)

頒布価格：4500円（送料：450円）

内 容：プレストレストコンクリートの国際動向と役割 [池田尚治]／プレストレス導入理念の拡大と応用 [六車 熙]／最近におけるPC構造の展開と新材料 [山崎 淳, 近藤真一, 石橋悦治, 材寄 勉]／都市内PC橋計画の手引—PC橋のフォルム— [池田尚治]／各地における注目すべき構造物 [各開催地域の講師]／PC連結げたの設計・施工について [西川和廣, 箕作光一, 杉山 純, (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会]