

# PC鋼棒を用いて梁に圧着された プレキャスト壁パネルの最大耐力に関する実験的研究

柳沢 学\*1・望月 重\*2・加治 喜久夫\*3・斎藤 文孝\*4

## 1. はじめに

筆者らは、壁パネルをプレキャスト(PCa)化し、柱との接合を省いて壁パネル上下の梁とはPC鋼棒を用いて圧着接合する工法を提案した。この場合、PCa壁パネルは、架構内のどこにでも配置することができ、新設時のプランの自由度を高めた構造計画はもとより既存建物の構造的バランス(偏心、剛性)の改善計画などに有効に利用できるものである。

大地震に対しては壁パネルのみに損傷を与えることとし、周辺の架構の損傷は軽微なものとする。地震後は破壊した壁パネルを取り換えることにより、地震前の構造性能を復元させることを意図している。しかし、この工法では側柱と接合していないことや壁パネルの上下にPC鋼棒を用いて圧着した水平接合部が存在するため、壁パネルを含む架構としての耐力および変形などの構造性能を評価する設計式を導き出す必要がある。

そこで、まず一層のラーメン架構に組み入れた壁パネル単体の性能を調べ、次に架構に組み込まれた場合の検討を行い、実用的な壁パネルの耐力算定式を提案する。

## 2. 施工方法

本工法の概要図を図-1に示す。本工法は柱および梁からなる架構に、壁パネルを組み込んだもので、前述のごとく壁パネルと柱とは接合せずに梁のみの接合としている。梁との接合はPC鋼棒による圧着接合としている。取換えが該当階で対処できるように壁パネルに緊張用の開口を設けて、そこでPC鋼棒の緊張作業が行えるように考えている。

施工手順としては、建物新設時には、プレキャスト(PCa)化した柱を設置後、PCa壁パネルを建て込み、PCa梁を架設する。この場合、梁は柱にブラケットで支持されるが、梁と壁パネルの水平接合部のグラウト圧入後にはブラケットを取り外し、壁パネルで梁を受けPC鋼棒緊張作業を行い、後打ちコンクリートを打設する。

また、取換え時には、設置した壁パネルと梁との間にジャッキを挿入し、梁を反力として壁に所定の軸力を載荷後、水平接合部にグラウトを圧入し硬化後、ジャッキダウンとPC鋼棒緊張作業を同時に行うことを考えている。

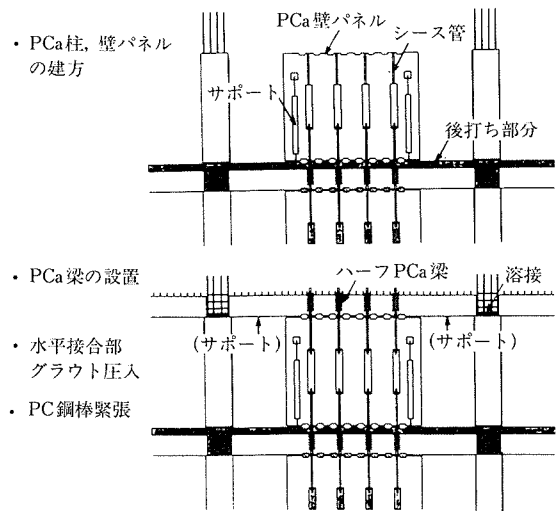


図-1 工法概要図

## 3. 壁パネル単体実験

壁パネルの耐力に与える種々の要因の影響を調べることを目的に壁パネル単体の曲げせん断実験を行った。

### 3.1 試験体

試験体は、壁パネルとスタブを別々に製作し、それらをPC鋼棒を用いて圧着接合したものである。

主な実験変数は、①壁パネルとスタブとの間の水平接合部(以下、水平接合部)のコッターの有無、②PC鋼棒の付着の有無、③接合面に対しての垂直圧縮応力度、④壁パネル中央におけるPC鋼棒の定着のための開口の有無と大きさ、⑤その定着位置、および⑥その連結の有無である。これらの実験変数の組合わせで計14体の試験体とした。文献<sup>1)</sup>においては20体の試験体の実験を実施したが、ここでは、そのうち壁パネルの厚さが一様でPC鋼棒を鉛直方向に配置し、逆対称加力を行った試験体の耐力を検討する。試験体諸元を表-1に、試験体の形状・寸法および配筋状況を図-2に示す。また、試験体に用いた材料特性を表-2に示す。

試験体の詳細について特筆すべき点を以下に示す。

PC鋼棒による水平接合部に作用する垂直圧縮応力度( $\sigma_p$ )は40kgf/cm<sup>2</sup>を基準に、 $\sigma_p=20, 30, 60$ kgf/cm<sup>2</sup>と変化させた。パネル中央におけるPC鋼棒の定着位置とその連結の有無を変数とした試験体はNo.13~No.19であり、壁パネル中央に破壊が集中するように計画したものである。

\*1 Manabu YANAGISAWA: 佐藤工業(株) 中央技術研究所 建築研究部

\*2 Shigeru MOCHIZUKI: 武蔵工業大学教授 工学部建築学科

\*3 Kikuo KAJI: フドウ建研(株) 東京本店構造設計部

\*4 Fumitaka SAITOH: 佐藤工業(株) 中央技術研究所 建築研究部

表-1 壁パネル単体実験試験体諸元一覧

試験体	垂直圧縮応力度 (kgf/cm <sup>2</sup> )		水平接合部 コッター断面積 (cm <sup>2</sup> )	定着開口寸法 幅×高さ (mm)	PC鋼棒の 本数と径	PC鋼棒付着
	接合部	壁パネル				
No.1			無し	4-100×350	4-17φ	無し
No.2			846			
No.3	40		864			
No.4			無し			
No.6	20		846	2-100×350	2-17φ	有り
No.7	60			2-340×350	5-19φ	
No.10				1-140×350	6-17φ	
No.13	40	0	1 026	無し	4-17φ*	無し
No.14	30	20		4-100×350	4-17φ**	
No.15				2-100×350	4-17φ**	
No.16	40	20		4-100×350	4-17φ**	
No.17				2-100×350	4-17φ**	
No.18	40	0	963	4-100×170	4-17φ*	有り
No.19	40			4-100×800 <sup>※</sup>	4-17φ*	
共通 壁パネル 長さ:2 000 高さ:1 600 厚さ:90 配筋:D6@100D (pw=0.71%) 壁柱部 主筋:4-D10 (pg=0.99%) 帯筋:2-D6@100 (pw=0.71%) X形筋:2-D16 (No.17, 18, 19), 2-D10 (No.13) その他の実験変数 ※:開口グラウト充填無し *:PC鋼棒非連結 **:内側2本非連結						

表-2 壁パネル単体実験材料特性

(1) コンクリートの特性

試験体名	コンクリート			水平接合部 グラウト	PC定着開口部 グラウト
	圧縮強度 σ <sub>B</sub>	割裂強度 σ <sub>t</sub>	ヤング係数 E <sub>c</sub>	圧縮強度 σ <sub>B</sub>	圧縮強度 σ <sub>B</sub>
No. 1	313	26	2.15	575	602
No. 2	311	27	2.15	468	428
No. 3	355	27	2.43	364	-
No. 4	367	25	2.43	427	(143)
No. 6	322	27	2.26	575	488
No. 7	307	25	2.33	438	432
No.10	301	25	2.28	459	(182)
No.13	420	31	2.08	620	500
No.14	342	35	2.13	563	528
No.15	465	30	2.10	642	657
No.16	430	32	2.05	665	590
No.17	423	31	2.02	603	-
No.18	411	28	2.20	542	-
No.19	412	25	2.10	520	-

( )はPC鋼棒のシース内充填グラウト - :グラウト使用無し  
 σ<sub>B</sub>, σ<sub>t</sub>:kgf/cm<sup>2</sup> E<sub>c</sub>:×10<sup>5</sup>kgf/cm<sup>2</sup>  
 試験片はすべて3体の平均とした。

(2) 鋼材の機械的性質

種別	サイズ	降伏強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	伸び (%)	試験体 (No.)	使用部位
鉄筋 (SD295)	D 6	3 870	5 370	17.4	1~10	壁筋
		4 660	6 480	15.6	13~19	
		2 910	5 500	18.4	17~19	
	D10	3 810	5 640	19.8	17~19	壁柱帯筋
	D13	3 620	5 380	19.1	13~15	壁柱主筋
PC鋼棒	17,19φ	11 800	12 900	20.1	17~19	X形筋
						-

No.13, No.17およびNo.18は4本のPC鋼棒を壁パネル中央で非連結とした。No.14~No.16では4本のPC鋼棒のうち内側2本を非連結とした。なお, No.14では内側2個所のPC鋼棒定着開口を, またNo.17, 18, 19では4個所すべてのPC鋼棒定着開口にグラウト充填を施していない。

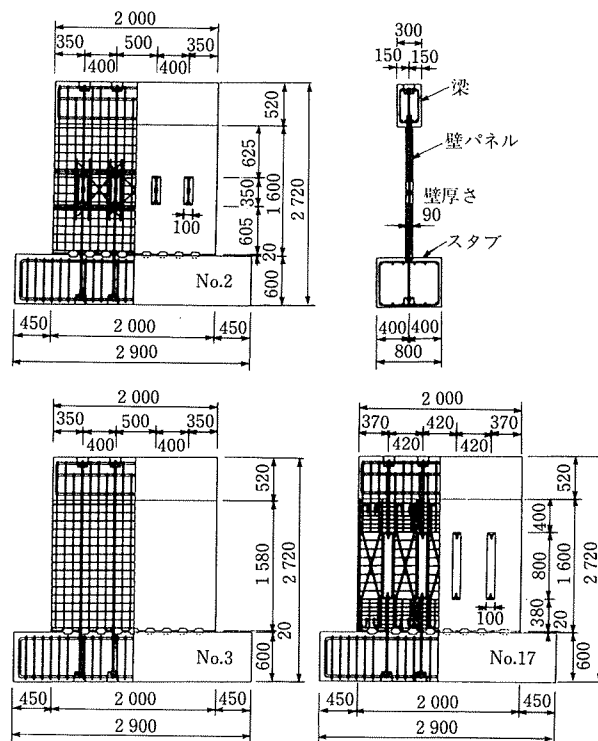


図-2 壁パネル単体実験試験体形状寸法配筋図

3.2 加力方法および計測方法

実験装置の概要を図-3に示す。水平加力梁が反力床に対して平行移動するような逆対称加力とし, 鉛直アクチュエータによる軸力は試験体に作用させないように制御した。

水平加力は変位制御とし, 部材角 (R) で R=1/2 000, 1/1 000, 1/750, 1/500, 1/250, 1/125, 1/100, 1/75, 1/50, 1/33, 1/25を各2回ずつ繰返す载荷スケジュールとし

た。ただし、急激な耐力低下を生じた場合には途中で実験を中止した。

鉄筋のひずみの計測は、壁パネルの溶接金網および壁柱部曲げ補強筋とせん断補強筋さらにX形筋にひずみゲージを貼付して行った。

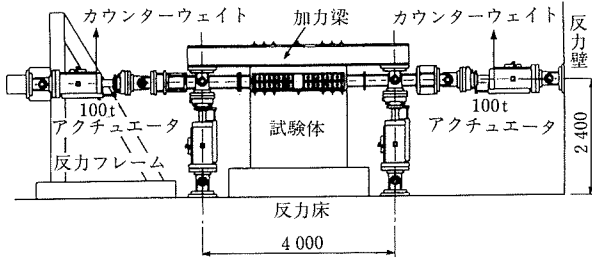


図-3 壁パネル単体実験実験装置概要

### 3.3 実験結果

#### (1) 破壊状況

各試験体の実験初期のPC鋼棒による水平接合面の垂直圧縮力、PC鋼棒の伸びによる最大耐力時の付加軸力、壁パネルの最大耐力、その発現部材角および破壊性状を表-3に、ひび割れ破壊状況を破壊性状別に図-4に示す。表-3における、水平接合面垂直圧縮力および付加軸力はPC鋼棒のひずみより算出した値である。試験体により多少ばらつきはあるものの、おおむね設定した軸力となっている。PC鋼棒の導入時応力レベルはPC鋼棒の降伏強度の60~70% (No.14のみ約50%) の値となっている。破壊状況について、破壊性状別にその特徴を以下に述べる。

- Aタイプ：水平接合部のすべり破壊(シアコッター無し)
- Bタイプ：水平接合部のすべり破壊(シアコッター有り)
- Cタイプ：シアコッター上部のコンクリートの圧縮破壊
- Dタイプ：シース近傍のコンクリートの圧縮せん断破壊
- Eタイプ：壁パネル中央の壁柱部の曲げ破壊

破壊性状の詳細は、文献<sup>2)</sup>に示されているが、A、Bタイプの破壊は壁パネル水平接合部のすべり破壊である。また、壁パネルがせん断破壊と判断できる破壊形式はC、Dタイプである。Cタイプの破壊性状は、壁パネルのせん断ひび割れがシアコッターにまで達し、シアコッター上部のコンクリートが圧縮破壊するものである。Dタイプの破壊性状は壁パネルのPC鋼棒が配置されたシース近傍のコンクリートが圧壊して剥落する圧縮せん断破壊を示すものである。Eタイプの破壊形式は、壁パネル中央の壁柱部の曲げ破壊である。壁パネルに発生した斜めひび割れは最も外側に配置したPC鋼棒で囲まれた範囲に多く発生しており、その傾きはおおむね45°方向を示している。

#### (2) 荷重一部材角関係

破壊形式のタイプごとに代表させた試験体の荷重一部材角曲線を図-5に示す。縦軸は壁パネルに作用した水平力Q(tf)を、横軸は壁パネルの水平部材角R(×10<sup>3</sup>rad.)を示す。壁パネルの水平接合部ですべり破壊を示したAタイプのNo. 1は履歴面積の大きな摩擦接合特有の履歴性状を

表-3 壁パネル単体実験結果一覧

試験体	垂直圧縮力 (tf) (kgf/cm <sup>2</sup> )	最大荷重時 付加軸力 (tf)	最大荷重 Q(tf)	最大荷重時 部材角 R(×10 <sup>3</sup> rad.)	破壊性状
No. 1	71.2 (39.6)	3.4	58.7 -61.4	6.65 -8.04	Aタイプ
No. 2	69.8 (38.8)	15.8	78.4 -77.8	6.67 -7.37	Dタイプ
No. 3	70.9 (39.3)	14.6	90.3 -91.8	8.00 -7.35	Bタイプ
No. 4	69.3 (38.5)	27.8	94.1 -89.1	7.38 -6.67	
No. 6	37.7 (20.9)	10.0	55.1 -58.4	5.32 -3.99	
No. 7	103.4 (57.4)	16.3	79.2 -83.3	6.02 -4.00	Cタイプ
No.10	105.7 (58.7)	15.0	87.3 -92.4	5.34 -4.00	Dタイプ
No.13	65.5 (36.3)	14.7	84.7 -82.3	8.00 -8.01	
No.14	52.1 (28.9)	19.2	84.6 -80.6	7.99 -8.00	
No.15	67.7 (37.6)	14.7	83.0 -78.8	8.00 -6.67	
No.16	69.6 (38.8)	17.8	88.0 -86.2	8.00 -8.00	
No.17	64.7 (35.9)	-0.3	44.0 -42.5	20.0 -13.3	Eタイプ
No.18	67.1 (37.3)	3.2	54.2 -51.9	8.02 -8.01	Eタイプ
No.19	69.5 (38.6)	16.7	73.3 -70.3	8.01 -8.01	

破壊性状 Aタイプ：水平接合部すべり破壊(シアコッター無し)  
 Bタイプ：水平接合部すべり破壊(シアコッター有り)  
 Cタイプ：シアコッター上部のコンクリート圧縮破壊  
 Dタイプ：シース近傍のコンクリートの圧縮せん断破壊  
 Eタイプ：壁パネル中央の壁柱部の曲げ破壊

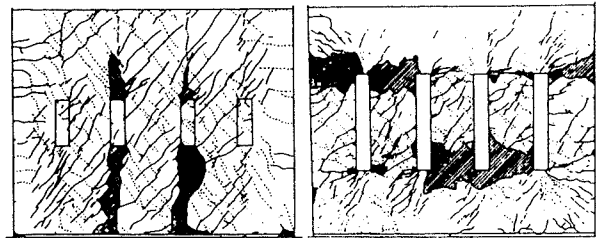


図-4 壁パネル単体実験ひび割れ破壊性状(最終)

示しているのに対して、同じくすべり破壊を示したBタイプのNo.3はコッターがせん断破壊することで耐力が大きく低下した。Cタイプの破壊性状を示したNo.7は、脚部コッターの上部のコンクリートの圧壊によって耐力が急激に減少した。これに対して、Dタイプの破壊性状を示したNo.2は、最大耐力を発揮するまではほとんどCタイプと違いが無く、R=8.0×10<sup>3</sup>rad.で最大耐力を示している。

Eタイプの破壊形式を示したNo.18は、R=8.0×10<sup>3</sup>rad.付近で最大荷重を発揮し、その後R=20.0×10<sup>3</sup>rad.程度まで耐力を保持する曲げ破壊性状に支配された安定した履歴性状を示した。

#### (3) 壁パネル鉄筋のひずみ分布

壁パネル横筋のひずみ分布状況を、C、Dタイプの試験体について図-6に示す。

図-6に示した各試験体のひずみの推移は、レベル3は壁高さの中央のレベル、レベル2は壁高さの1/4のレベル、レ

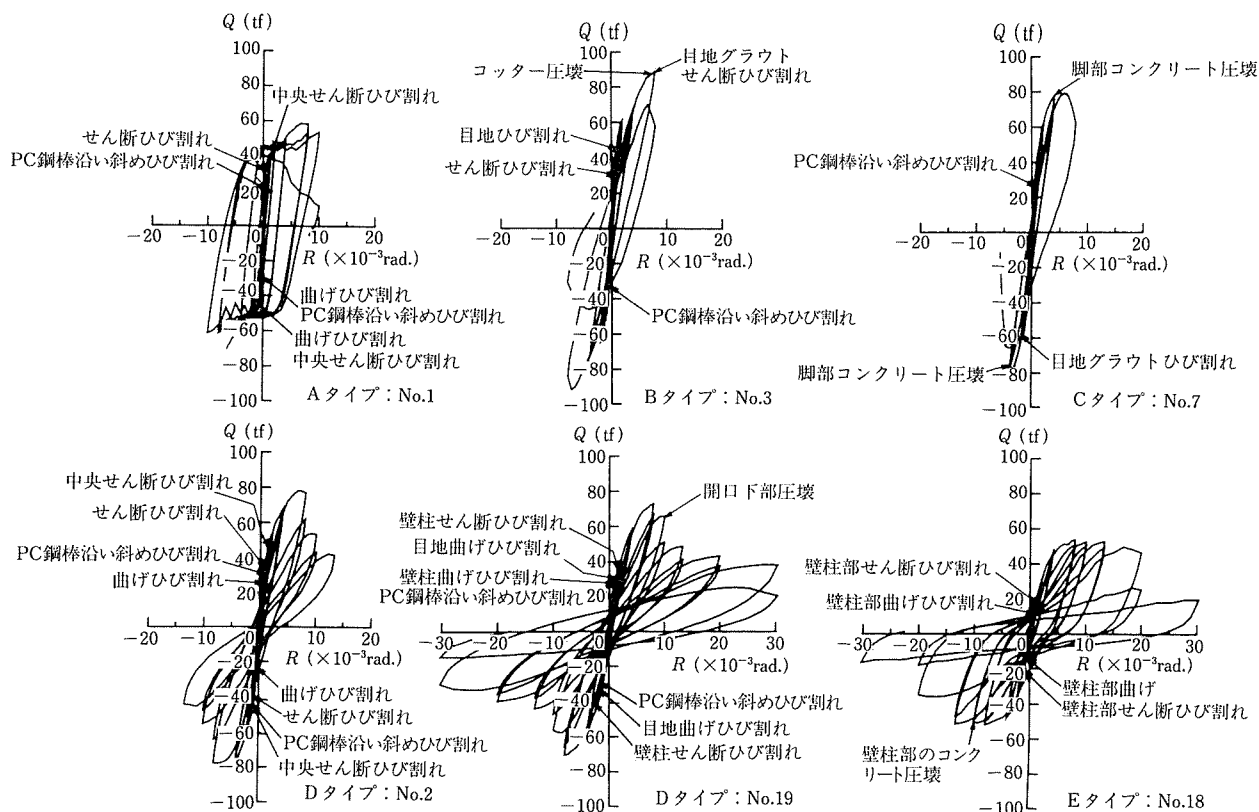


図-5 壁パネル単体実験荷重一部材角関係

ベル1は壁脚部のレベルである。壁パネルの横筋は、壁パネル中央のPC鋼棒定着開口により溶接金網が寸断（等量の開口補強筋は配置）されているにもかかわらず、壁パネル中央部のひずみが降伏ひずみを超えていることが認められる。これは、壁パネル中央部ではパネルの縦筋および横筋とコンクリートの斜め圧縮力によって伝達される、いわゆるトラス機構によるせん断力に抵抗しているものと考えられる。しかしながら、同一レベルでは壁パネルの外側ほど、また鉛直方向には脚部に向かうほど横筋のひずみは小さくなっており、トラス機構がパネル全域に作用しているとは言い難い。ひずみ分布性状からは、最も外側に配置したPC鋼棒によって囲まれた範囲においては、壁高さの中央のレベルにある横補強筋はその降伏強度まで耐力に寄与していたと考えられる。

また、壁パネル中央の壁柱部に配したX形筋は、Eタイプの破壊形式を示した試験体については、最大耐力時には降伏ひずみを超えており、中央壁柱部の曲げ破壊が裏付けられる結果となっている。

#### 4. 壁パネルの最大耐力の検討

##### 4.1 壁パネルの耐力および破壊形式

実験の結果、壁パネルの最大耐力についてはその破壊形式より以下の3通りに大別できる。

- 1) 壁柱部の曲げ耐力の合計
- 2) 梁と壁パネルの水平接合部のすべり耐力
- 3) 壁パネルのせん断耐力

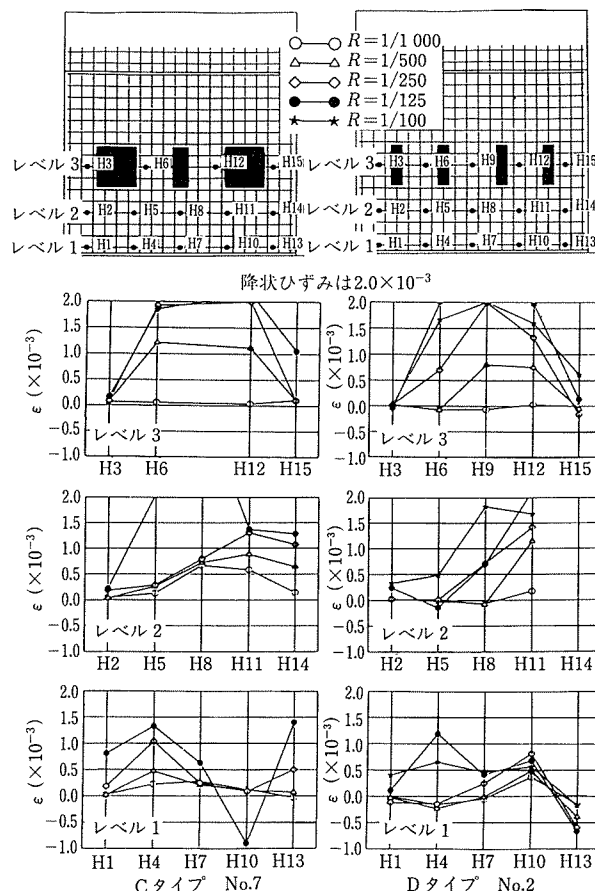


図-6 壁パネル単体実験壁パネル横筋のひずみ分布状況

1)の壁柱部の曲げ耐力については、X形配筋された通常の鉄筋コンクリート部材とし、PC鋼棒が連結されていない場合には、軸力がない梁として、軸力がある場合には柱として設計することとする。2)の水平接合部のすべり耐力については、文献<sup>2)</sup>に詳細に示しており、コッターのせん断耐力とプレストレスによる初期の導入軸力により部材の変形に伴う付加軸力を考慮して求めることとする。

3)については、本論で提案している壁パネルでは、壁パネル中央域でPC鋼棒が定着されている場合には、図-7に示すように、壁パネル中央域のPC鋼棒の引張力が定着板の支圧によるコンクリート斜材を介して壁パネル縦筋へ伝達され、同縦筋に力が流れるものとする。これにより、壁パネル中央部においては壁パネル縦筋の付着力および同横筋による引張力からトラス機構が成立し、せん断力が伝達されるものと仮定する。この時のトラス機構に有効な壁パネルの長さは、最も外側に配置されたPC鋼棒間とする。さらに、壁パネルのせん断耐力は、壁パネル上部から下部に流れるコンクリートストラット抵抗であるアーチ機構の累加により伝達するものとする。ただし、壁パネル中を流れるアーチ機構の耐力算定にあたっては、PC鋼棒の配置のために設けたシースによる断面欠損分を差し引いた厚さをアーチ機構のための有効厚さとする。

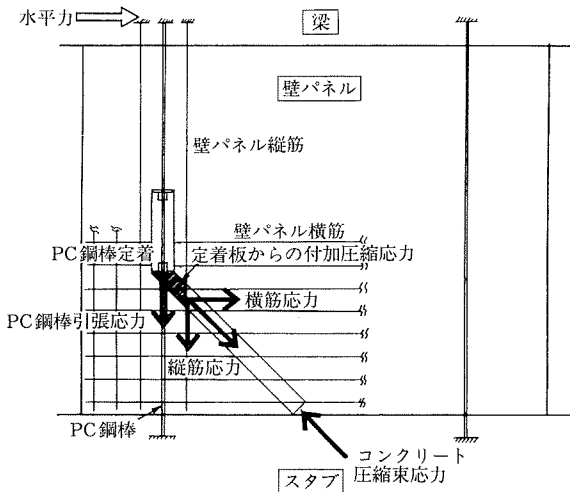


図-7 トラス機構における釣合い

これらの仮定は、3.3(3)項に示した壁パネルの横筋がパネル中央部では降伏ひずみを超えるほどせん断力に寄与していることやパネル中央域にはほぼ45°方向にひび割れが発生していることなどから妥当であるといえる。

塑性状態を仮定した耐力算定において重要なことは、コンクリート圧縮強度の有効係数(ν)である。本論で用いるνの詳細な考え方は文献<sup>3)</sup>に示しているが、本実験における壁パネルのように、プレストレスが直接壁パネルの鉛直方向に作用する場合には、柱部材と同様に力の流れを考えることも十分可能である。そこで、ここでは文献<sup>4)</sup>の柱のせん断強度式に用いられたコンクリート圧縮

強度の有効係数(ν=3.68・(1+2n)・σ<sub>B</sub><sup>-1/3</sup>)を用いて、壁パネルのせん断耐力の検討を試みることにする。

また、PC鋼棒の定着のために設けた開口のうち、グラウトの充填を施さないものについては、せん断耐力に与える開口の影響がある。既往の有開口耐震壁の実験および解析的研究<sup>例えば5)</sup>では、開口の位置や形状により主応力分布性状に影響が表れるため単純に開口の大きさ(開口周比)からだけでは耐力が求められないとしている。本実験の試験体では、開口が複数存在し力の流れを複雑にしていると考えられるとともに、このような壁パネルのせん断耐力に与える開口の影響を的確にとらえた設計式がないのが実情である。そのため、ここでは、便宜的に、文献<sup>6)</sup>に示された有開口耐震壁のせん断耐力の低減係数を用いて、開口の影響を考慮することとする。

#### 4.2 壁パネル耐力式

4.1項に示した壁パネルの耐力および破壊形式に基づき、破壊形式別に耐力算定式を以下に示す。

##### (1) 壁パネルのせん断耐力

壁パネルのせん断耐力は、図-8に示す、トラス機構とアーチ機構の累加による耐震壁のせん断耐力算定式とした式(1)により算出する。

$$Vu = t_w l_{wb} p_s \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_{wa} l_{wa} \nu \sigma_B / 2 \dots \dots \dots (1)$$

$$\tan \theta = \{ [(h_w / l_{wa})^2 + 1]^{1/2} - h_w / l_{wa} \}$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) p_s \sigma_{sy} / (\nu \sigma_B)$$

$$\cot \phi : 1.0$$

p<sub>s</sub> : 壁パネルせん断補強筋比

σ<sub>sy</sub> : 壁パネルせん断補強筋の強度

t<sub>w</sub> : 壁厚さ

t<sub>wa</sub> : アーチ機構分担壁厚さ (t<sub>w</sub> - t<sub>ss</sub>)

t<sub>ss</sub> : PC鋼棒用シースの最外径

l<sub>wa</sub> : アーチ機構壁長さ (壁パネル全長)

l<sub>wb</sub> : トラス機構壁長さ (最も外側に配置されたPC鋼棒間長さ)

h<sub>w</sub> : 壁高さ (内法高さ)

ν : コンクリート圧縮強度の有効係数  
(ν=3.68・(1+2n)・σ<sub>B</sub><sup>-1/3</sup>)

n : N / (t<sub>w</sub>・l<sub>wa</sub>・σ<sub>B</sub>)

N : 初期導入の鉛直方向軸力 (= N<sub>PC</sub>)

σ<sub>B</sub> : コンクリートの圧縮強度

壁パネルのせん断耐力に与える開口の影響は、文献<sup>6)</sup>に示された下式による低減係数(γ)を用いて、せん断耐力の低減を行う。

$$\gamma = \min(\gamma_1, \gamma_2)$$

$$\gamma_1 = 1 - \ell / d, \quad \gamma_2 = 1 - \sqrt{[(h_0 \ell / d) / (h \ell)]}$$

ただし、√[(h<sub>0</sub>ℓ/d)/(hℓ)] ≤ 0.4

ℓ : 壁パネルの有効長さ

(壁パネル長さから厚さの2倍を減)

h : 壁パネルの高さ

(上梁、下スタブ中心間高さ)

$l_o$  : 開口部の長さ (合計)

$$l_o = \sum l_i$$

$h_o$  : 開口部の高さ

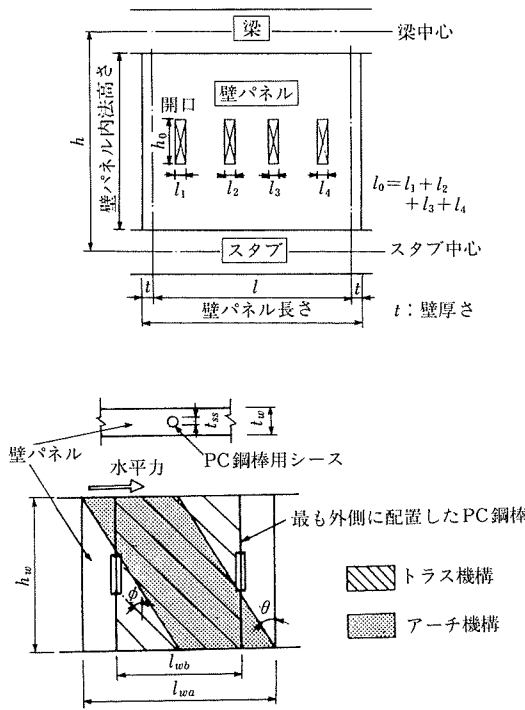


図-8 セン断力の伝達機構

(2) 壁パネル中央壁柱部の曲げ耐力 (合計)

壁パネル中央の壁柱部の曲げ耐力について、PC鋼棒の連結のないものについては、X形配筋梁として、また、PC鋼棒を連結した場合については軸力の効果を取り入れたX形配筋柱として、文献<sup>7)</sup>に準拠した次式により耐力を算定し、すべての壁柱部の耐力を合計する。

X形配筋梁とする場合 (軸力=0)

$$Q_{bu} = M_u / (h_{wc} / 2) \dots\dots\dots(2)$$

$$M_u = 0.9 (at_1 + at_2 \cdot \cos \theta) \sigma_{yd}$$

X形配筋柱とする場合 (軸力≠0)

$$Q_{bu} = M_u / (h_{wc} / 2) \dots\dots\dots(3)$$

$$M_u = 0.8 (at_1 + at_2 \cdot \cos \theta) \sigma_{yD}$$

$$+ 0.5ND (1 - \sigma_p / \sigma_B)$$

- $at_1$  : 壁柱主筋断面積  $at_2$  : X形筋断面積
- $\sigma_y$  : 主筋の降伏強度  $d$  : 壁柱部有効せい
- $D$  : 壁柱部せい  $h_{wc}$  : 壁柱部高さ
- $\theta$  : X形筋の部材軸となす角度
- $N$  : 軸力 ( $\sigma_p \cdot t \cdot D$ )
- $\sigma_p$  : PC鋼棒による軸圧縮応力度
- $t$  : 壁厚さ  $\sigma_B$  : コンクリート圧縮強度

(3) 梁と壁パネル水平接合部のすべり耐力

梁と壁パネル水平接合部のすべり耐力は文献<sup>2)</sup>に示した(4)式を用いて算出する。

$$Q_{WH} = 0.09FcAc + 0.7N_{DV} \dots\dots\dots(4)$$

$$N_{DV} = N_{PC} + N_{PCD}$$

$$N_{PCD} = \alpha N_{PCy}$$

ここで、

- $Q_{WH}$  : 壁パネル水平接合部のすべり耐力
- $Fc$  : コンクリート圧縮強度
- $Ac$  : シアコッター断面積
- $N_{DV}$  : 鉛直方向軸力
- $N_{PC}$  : PC鋼棒による初期導入軸力
- $N_{PCD}$  : PC鋼棒の変形に伴う付加軸力
- $N_{PCy}$  : 全PC鋼棒の降伏強度
- $\alpha$  : PC鋼棒の付加軸力比 ( $N_{PCD}/N_{PCy}$ )
- $\beta$  :  $\delta / \delta_{Qmax}$
- $\delta$  : 壁パネルの水平変位
- $\delta_{Qmax}$  : 壁パネルの水平力最大時の水平変位
- $\sigma_p$  : 60kgf/cm<sup>2</sup>の場合  $\alpha = 0.088 \beta$
- $\sigma_p$  : 40kgf/cm<sup>2</sup>の場合  $\alpha = 0.147 \beta$
- $\sigma_p$  : 20kgf/cm<sup>2</sup>の場合  $\alpha = 0.192 \beta$
- $\sigma_p$  : 接合面に作用する垂直圧縮応力度

4.3 壁パネルの最大耐力

4.2項で示した壁パネルのせん断耐力式、壁柱部の曲げ耐力式、および水平接合部のすべり耐力式を用いて、算出した計算値を実験値と比較して表-4に示す。

表-4の計算値1は、式(1)による壁パネルのせん断耐力である。計算値2は、文献<sup>6)</sup>に示された開口による低減係数を用いて、計算値1の値を低減したものである。計算値3は、式(2)または(3)による壁パネル中央壁柱部の曲げ耐力の合計である。計算値4は、式(4)による梁と壁パネル水平接合部のすべり耐力である。表-4には、壁パネルのせん断耐力算定時に用いたコンクリート圧縮強度の有効係数、軸力比、および壁パネルの破壊形式も併せて示した。

表-4より、ほとんどの試験体において壁パネルの耐力は計算値1~4のうち最小となる値で求められ、その破壊形式はNo.3 (No.3はすべり耐力とせん断耐力がほとんど同じ値)を除き一致することが認められた。

壁パネルがせん断破壊 (C, Dタイプ) した試験体および壁柱部が曲げ破壊した試験体において各耐力計算値の最小の耐力と破壊モードは一致しており、計算値に対する実験値の比についても、0.84~1.13の間にあり、精度よく最大耐力と破壊形式を推定できるものと考えられる。壁パネルのせん断耐力算定時のコンクリート圧縮強度の低減係数については、全試験体を通し、0.49~0.77となった。このうち、PC鋼棒を連結していないために、壁パネルの中央部にプレストレスが作用しない試験体では $\nu = 0.49$ 、鉛直軸圧縮力が60kgf/cm<sup>2</sup>の試験体では $\nu = 0.76 \sim 0.77$ となっており、 $\nu$ の値が壁パネルのせん断耐力の推定に大きく影響したものと考えられる。

また、水平接合部がすべり破壊 (A, Bタイプ) を示した試験体においては、水平接合部すべり耐力が計算値の中で最も小さな値となっており、破壊性状と一致する結果となった。計算値に対する実験値は0.96~1.14の範囲にあり精度よく破壊形式と耐力が求められることが確認された。

表-4 実験値と計算値の比較

試験体名	$\sigma_B$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	上段: $\nu$ 下段: $n$	実験値 (正方向) (負方向)	計算値1 (t)	計算値2 (t)	計算値3 (t)	計算値4 (t)	破壊形式
No. 1	313	0.68 0.13	58.7 -61.4	80.7 (0.73)	-	-	57.8 (1.02)	Aタイプ (すべり)
No. 2	311	0.68 0.13	78.4 -77.8	80.4 (0.97)	-	-	89.2 (0.88)	Dタイプ (せん断)
No. 3	355	0.64 0.11	90.3 -91.8	85.4 (1.06)	-	-	85.5 (1.06)	Bタイプ (すべり)
No. 4	367	0.63 0.11	94.1 -86.7	86.7 (1.09)	-	-	82.5 (1.14)	
No. 6	322	0.60 0.06	55.1 -58.4	65.7 (0.84)	-	-	57.6 (0.96)	Cタイプ (せん断)
No. 7	307	0.76 0.20	79.2 -83.3	83.6 (0.95)	-	-	101.2 (0.78)	
No.10	301	0.77 0.20	87.3 -92.4	85.5 (1.02)	-	-	117.9 (0.74)	Dタイプ (せん断)
No.13	420	0.49 0.0	84.7 -82.3	88.6 (0.96)	-	-	115.1 (0.74)	
No.14	342	0.59 0.06	84.6 -80.6	85.4 (0.99)	72.7 (1.17)	-	74.1 (1.14)	Eタイプ (壁柱曲げ)
No.15	465	0.52 0.04	83.0 -78.8	98.4 (0.84)	-	-	111.9 (0.74)	
No.16	430	0.53 0.05	88.0 -86.2	94.8 (0.93)	-	-	121.5 (0.72)	Dタイプ (せん断)
No.17	423	0.49 0.0	44.0 -42.5	82.3 (0.53)	57.8 (0.76)	38.9 (1.13)	93.0 (0.47)	
No.18	411	0.49 0.0	54.2 -51.9	81.0 (0.67)	59.4 (0.91)	47.8 (1.13)	93.6 (0.58)	
No.19	412	0.59 0.10	73.3 -70.3	91.8 (0.80)	67.3 (1.09)	73.2 (1.00)	93.8 (0.78)	

注:  
 $\nu$ :コンクリート圧縮強度の有効係数,  $n=N/(tw \cdot lwa \cdot \sigma_B)$   
 ( )内:は実験値(正)/計算値, -:算定せず  
 計算値1:せん断耐力:  $V_u = twlwp_s \sigma_{ycot} \phi + \tan \theta (1 - \beta) twalwa \nu \sigma_B / 2$   
 アーチ機構算定時に壁厚からシースによる欠損分を差し引く  
 計算値2:せん断耐力:  $V_u = twlwp_s \sigma_{ycot} \phi + \tan \theta (1 - \beta) twalwa \nu \sigma_B / 2$   
 アーチ機構にシース欠損分を考慮しさらに開口低減率をかけた  
 計算値3:壁柱部の曲げ耐力式:  $N=0 \quad Q_{bu}=Mu/(h/2) \quad Mu=0.9(a_{11}+a_{12} \cdot \cos \theta) \sigma_y d$   
 $N \neq 0 \quad Q_{bu}=Mu/(h/2) \quad Mu=0.8(a_{11}+a_{12} \cdot \cos \theta) \sigma_y D+0.5ND(1 - \sigma_p / \sigma_B)$   
 計算値4:すべり耐力算定式:付加軸力に回帰式  $Q_{wh}=0.09FcAc+0.7(Npc + Npcy)$

### 5. 架構の水平加力実験

架構に組み込まれた壁パネルの耐力を調べることを目的に架構実験を行い、壁パネル単体実験の結果と比較・検討した。

#### 5.1 試験体

試験体の形状寸法および配筋状況を図-9に示す。試験

体諸元を表-5に示す。試験体は、その架構の柱、梁の断面性能等を同一とし、架構に挿入する壁パネルを変化させた。実験変数はPC鋼棒の連結の有無とし、被災により損傷した架構の壁パネルの交換を想定した試験体とあわせて計3体の試験体を計画した。No.F3はPC鋼棒を連結した試験体である。No.F18は定着開口で定着をとりPC鋼棒を非連結とした試験体である。No.F19はNo.F18の実験終了後の損傷した架構を用いて壁パネルを交換した試験体である。壁パネルはNo.F18と同じであるが定着開口内部でPC鋼棒を連結した。

使用材料の材料特性を表-6に示す。

表-6 架構実験材料特性  
(1) コンクリートの特性

試験体	部位	圧縮強度	ヤング係数
		kgf/cm <sup>2</sup>	×10 <sup>5</sup> kgf/cm <sup>2</sup>
No. F3	柱・梁・壁	428	2.09
	グラウト上	563	2.16
	グラウト下	396	1.92
No.F18	柱・梁・壁	396	2.08
	グラウト上	423	2.08
	グラウト下	380	1.56
No.F19	柱・梁	422	2.09
	壁パネル	351	1.99
	グラウト上	334	1.52
	グラウト下	335	1.51

(2) 鋼材の機械的性質

種別	径	降伏強度	引張強度	ヤング係数	伸び
		kgf/cm <sup>2</sup>		×10 <sup>6</sup> kgf/cm <sup>2</sup>	%
架構主筋	D16	3 620	5 220	1.91	19.7
壁柱主筋*	D10	3 480	4 770	1.82	18.3
壁柱主筋**	D10	3 380	4 760	1.83	17.4
せん断補強筋	D 6	2 910	5 500	1.67	18.4
壁筋	D 6	4 660	6 480	2.04	15.6
X形筋	D16	3 560	5 150	1.88	17.8
PC鋼棒	$\phi 17$	12 200	13 300	2.07	9.2

\*:No.F18 \*\*:No.F19

#### 5.2 加力方法および計測方法

実験装置の概要を図-10に示す。柱の軸力は300tfア

表-5 壁パネル単体実験試験体諸元一覧

試験体	PC鋼棒連結	PSレベル	壁パネル	定着開口	架構損傷	架構	シアキー
No. F 3		40kgf/cm <sup>2</sup>	D6@100ダブル ps = 0.71% (縦横共)	-		柱 40cm×40cm 8-D16 3-D6@50 pg = 1.0% pw = 0.48%	9cm×10cm 高さ2.5cm 8個
No. F18		水平接合部 40kgf/cm <sup>2</sup> 壁柱部 0kgf/cm <sup>2</sup>	D6@100ダブル ps = 0.71% (縦横共) 壁柱 9cm×31cm 4-D10 2-D16(X形筋)	64cm × 11cm 4カ所		梁 22.5cm×40cm 10-D16 3-D6@50 pt = 0.88% pw = 0.85%	
No. F19		水平接合部 40kgf/cm <sup>2</sup> 壁柱部 51kgf/cm <sup>2</sup>	D6@100 ps = 0.71%		有*		

\*:No.F19はNo.F18の実験終了後に壁パネルのみ交換。

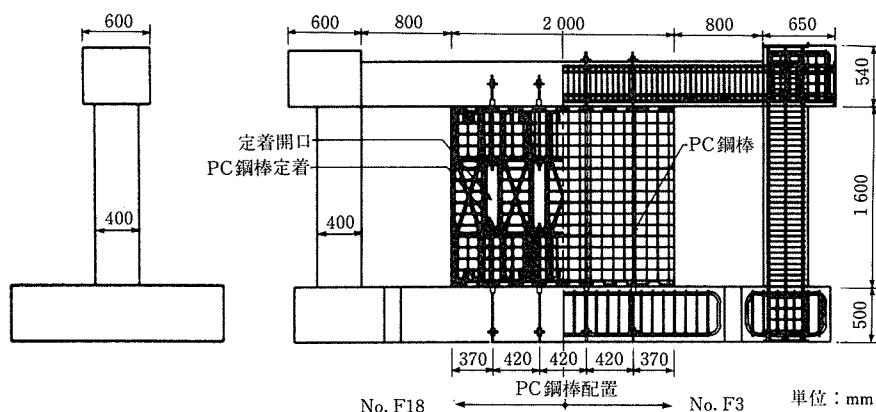


図-9 架構実験試験体形状寸法配筋図

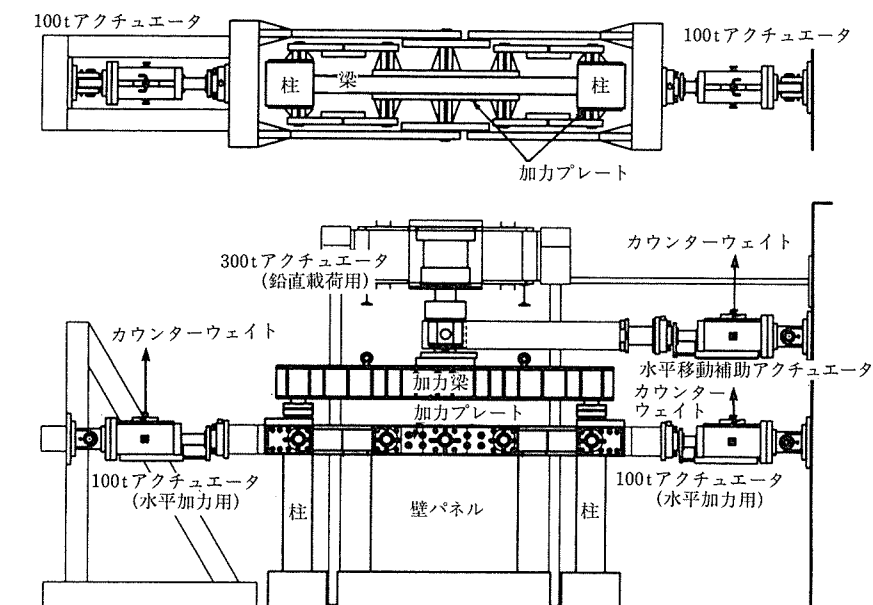


図-10 架構実験実験装置概要

チュエータにより2本の柱にそれぞれ84tf ( $\sigma_0/Fc=0.15$   $\sigma_0$ : 平均軸方向応力度)の一定軸力を作用させた。水平荷重は2台の100tfアクチュエータにより変位漸増載荷を行なった。加力の際、短スパン化する梁に軸力が作用しないように壁パネル上部梁に緊結した加力プレートと柱梁接合部に緊結した加力プレートとの間をスラブと同程度の剛性を有する鋼材でピン接合により連結した。水平加力は変位制御とし、壁パネル単体実験と同様の載荷スケジュールとした。ただし、No. F18は損傷した壁パネルの取換えを考

えて $R=1/75$ で実験を終了した。

鉄筋のひずみの計測は、柱、梁の主筋およびせん断補強筋のほか、壁パネル単体実験の壁パネルと同じ位置にひずみゲージを貼付して行った。

### 5.3 破壊性状

各試験体の諸荷重一覧を表-7に示す。また、各試験体および各試験体と同じ壁パネル単体実験の最大耐力時破壊状況を図-11に示す。すべての試験体で最大耐力前までに水平接合部でのすべりは認められず、破壊性状は壁パネル

表-7 架構実験結果一覧

試験体名	最大耐力		梁(架構)				柱(架構)		壁パネル				
			曲げひび割れ		せん断ひび割れ		曲げひび割れ		曲げひび割れ		せん断ひび割れ		
	荷重 (t)	R ( $\times 10^{-3}$ rad.)	荷重 (t)	R ( $\times 10^{-3}$ rad.)	荷重 (t)	R ( $\times 10^{-3}$ rad.)	荷重 (t)	R ( $\times 10^{-3}$ rad.)	荷重 (t)	R ( $\times 10^{-3}$ rad.)	荷重 (t)	R ( $\times 10^{-3}$ rad.)	
No.F 3	正加力	119.7	6.72	12.4	0.15	76.7	1.80	67.2	1.69	—	—	98.1	3.29
	負加力	-122.4	-7.32	-35.4	-0.38	-68.9	-1.38	-103.8	-3.57	—	—	-99.5	-3.21
No.F18	正加力	100.3	13.3	34.6	0.99	81.2	3.96	81.2	3.96	20.9	0.51	42.2	1.33
	負加力	-101.3	-13.0	-22.2	-0.45	-80.8	-3.81	-80.8	-3.81	-35.4	0.92	-12.8	-1.24
No.F19	正加力	107.4	9.87	—	—	104.6	7.84	—	—	32.5	0.86	51.5	1.93
	負加力	-114.5	-9.58	—	—	—	—	—	—	-32.5	-0.71	-79.3	-3.69

注:No.F19の架構のひび割れは改めて確認されたものを示す。—:確認できなかったことを示す。



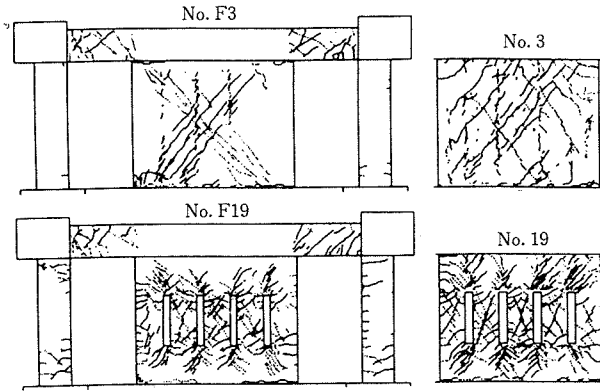


図-11 破壊性状(最大耐力時)

単体実験と同様となった。No. F3は $R=0.5\sim 2.0\times 10^{-3}\text{rad}$ のサイクルで梁の曲げとせん断ひび割れおよび柱の曲げひび割れを生じた。 $R=4.0\times 10^{-3}\text{rad}$ のサイクルで壁パネルにせん断ひび割れが生じ若干剛性が低下した。柱脚の主筋と梁の壁側端部の主筋の降伏が $R=5.5\times 10^{-3}\text{rad}$ に確認され、最大耐力は $R=6.7\times 10^{-3}\text{rad}$ で $Q=119.7\text{tf}$ を発現した。この時、梁の柱側端部の主筋もほぼ降伏状態にあった。No. F3は最大耐力直後に壁パネル脚部のすべりを生じた。No. F18は $R=1.0\times 10^{-3}\text{rad}$ のサイクルで壁柱部および梁に曲げひび割れを生じ、 $R=6.0\times 10^{-3}\text{rad}$ に、柱脚の主筋の降伏が確認された。 $R=8.0\times 10^{-3}\text{rad}$ のサイクルで壁柱部主筋が降伏し、以降の部材角の増大に伴い、梁主筋が順次降伏し、耐力上昇も緩やかになった。破壊性状は壁柱部の曲げ破壊であり、壁パネル単体実験の壁パネル(No. 18)と同様に壁柱部に破壊が集中した。No. F19もNo. F18と同様に $R=1.0\sim 2.0\times 10^{-3}\text{rad}$ のサイクルで壁柱部分に曲げひび割れおよびせん断ひび割れを生じた。最大耐力は $R=9.9\times 10^{-3}\text{rad}$ で $Q=107.4\text{tf}$ を発現した。最大耐力時の壁パネルのひび割れは定着開口の上下のパネル部分にも生じた。最大耐力以降の破壊性状はPC鋼棒シースに沿った部分のコンクリートのせん断圧縮破壊であった。

#### 5.4 荷重一部材角関係

各試験体の荷重一部材角曲線を図-12に示す。縦軸は水

平荷重 $Q(\text{tf})$ を、横軸は架構の水平部材角 $R(\times 10^{-3}\text{rad})$ を示す。No. F3は $R=6.7\times 10^{-3}\text{rad}$ で最大耐力に至りその後、急激に耐力が低下し、以後最大耐力のおよそ40%の荷重を保持し続けた。No. F18は壁パネルの交換を想定していたため耐力上昇が緩やかとなった $R=13.3\times 10^{-3}\text{rad}$ で加力実験を終了した。No. F19は $R=9.9\times 10^{-3}\text{rad}$ で最大耐力を発揮し、その後も $R=40.0\times 10^{-3}\text{rad}$ まで緩やかな耐力低下を示した。大変形時には、壁パネルの耐力が低下し架構の曲げの性状が卓越しているものと考えられる。

#### 5.5 水平接合部のすべりおよび目開き状況

各試験体および各試験体に該当する壁パネル単体実験の壁パネルの脚部の水平接合部のすべりおよび目開き推移を図-13に示す。No. F3では部材角の増大に伴い引張側は目開き、圧縮側は収縮している。この結果水平接合部で壁パネルが回転していることがうかがえる。また、最大耐力直後から圧縮側ですべりが顕著になり、No. F3の破壊形式がすべり破壊であることが確認できる。No. F18の壁パネルはすべりを生じない壁パネルであるが変位部材角の進展による引張り側の目開きは顕著である。しかし、その他の測定点ではNo. F18はその単体のNo. 18に比べて目開きはほとんど認められていない。No. F19は水平接合部の圧縮側が収縮する回転の性状をわずかに示すものの、水平接合部でのすべりは生じていない。

No. F3がNo. 3よりも壁脚部の目開きが大きく出ている理由としては、加力方法の違いがあげられる。すなわち、No. F3ではPC鋼棒の引戻しおよび周辺架構の曲戻しだけでは、壁パネルの回転を抑えきれなかったものと考えられる。これに対してPC鋼棒を壁パネルに定着したものでは、定着開口によるせん断剛性の低下もあり、周辺架構の曲戻しにより壁パネル単体実験による逆対称加力に近い状態が再現されたものと考えられる。

#### 5.6 壁パネルの負担水平力

各試験体の壁パネルのみの負担水平力を取り出し荷重一部材角関係の包絡線を図-14に示す。架構の負担水平力は柱および梁のコンクリートおよび鉄筋のひずみから応力を算定し、断面モーメントから柱に作用するせん断力を計

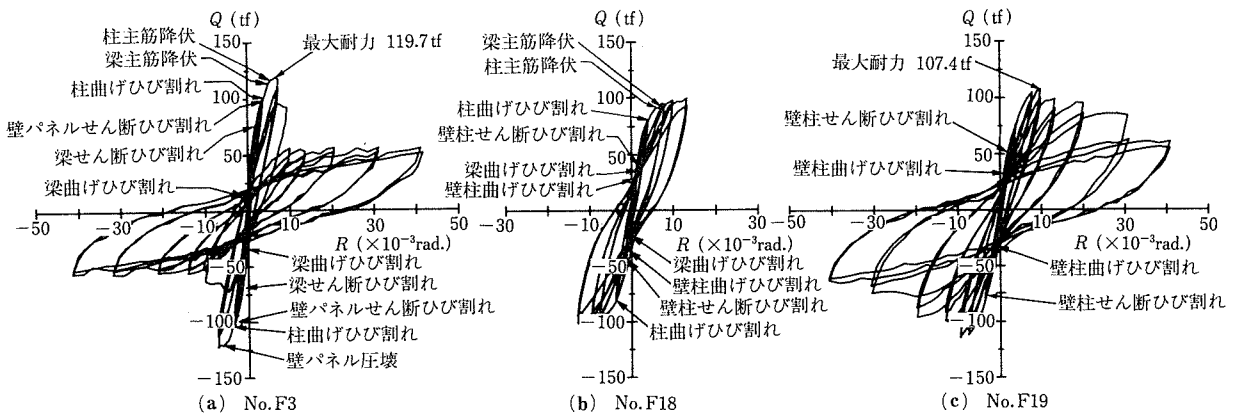


図-12 架構実験荷重一部材角関係

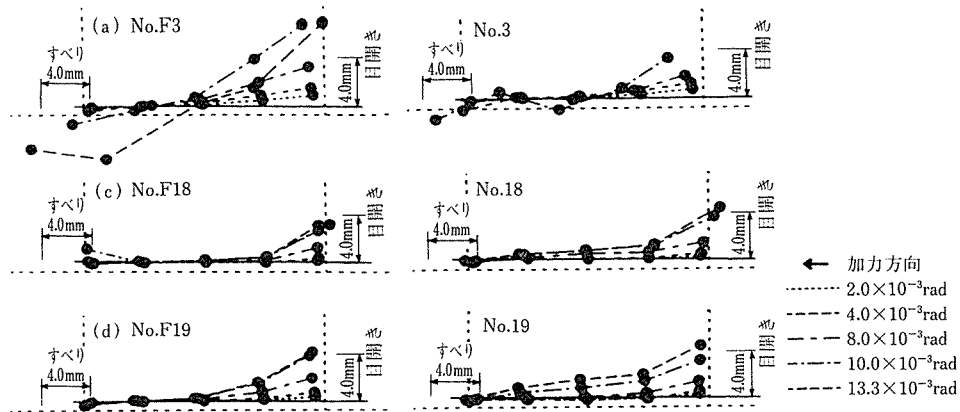


図-13 水平接合部のすべりおよび目開き状況

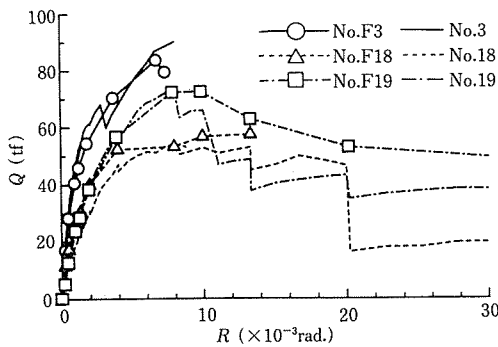


図-14 壁パネルの負担水平力

算した。壁パネルの負担水平力は架構全体の水平荷重から柱のせん断力を差し引いて求めた。

図中の図形(○△□)を結んだ線種が架構に挿入した壁パネルの包絡線を示す。線種が同一のものが架構に挿入した壁パネルに該当する壁パネル単体実験の壁パネルを示す。その結果、各試験体とも負担水平力-部材角関係は壁パネル単体実験の壁パネルの荷重-部材角関係と良い対応を示すことが確認された。

### 6. 壁パネル耐力の実験値と計算値の比較

架構に挿入した壁パネルと同じ単体実験の壁パネル耐力の実験値と計算値を比較したものを表-8に示す。実験値は前節で求めた壁パネルの負担水平力の最大値である。壁パネルの耐力は水平接合部でのすべり耐力、壁パネルのせん断耐力および壁柱部の曲げ耐力の各計算値の最小値で求められる。表中の網掛けの計算値は最小値を示しており、その算定式は破壊形式と一致している。

また、壁パネル耐力の実験値において、架構に挿入したものと単体のものの比はNo. F3が93%とやや低いものの、No. F18が106%, No. F19が99%と良い対応を示した。No. F18およびNo. F19については壁パネル単体実験により導いた算定式が架構内の壁パネルにも適用できるものと考えられる。No. F3の耐力が低くなった理由としては、逆対称加力により強制的に曲げせん断変形を与えた壁パネル単体実験と比べて、架構実験では片持ち梁形式的に回転を

生じ壁パネルの回転により水平接合面の接地面積が減少したためと考えられる。よって、PC鋼棒を壁パネル内で定着しない場合には、架構内壁パネルのすべり耐力算定にあたり、壁パネルの回転や周辺架構による曲戻し等の影響を詳細に検討する必要があると考えられる。

表-8 壁パネル耐力の実験値と計算値の比較

試験体名	種別	$\sigma_B$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	実験値 (正)(t)	計算値1 (t)	計算値2 (t)	計算値3 (t)	計算値4 (t)	破壊形式
No.F3	架構	428	83.8	95.5 (0.88)	—	—	91.5 (0.92)	壁脚部 すべり
No.3	単体	355	90.3	85.4 (1.06)	—	—	85.5 (1.06)	
No.F18	架構	396	57.5	78.8 (0.73)	58.4 (0.98)	44.6 (1.29)	84.7 (0.68)	壁柱部 曲げ
No.18	単体	411	54.2	81.0 (0.67)	59.4 (0.91)	47.8 (1.13)	93.6 (0.58)	
No.F19	架構	351	72.7	84.8 (0.86)	62.3 (1.17)	69.6 (1.04)	88.2 (0.82)	壁パネル せん断
No.19	単体	412	73.3	91.8 (0.80)	67.3 (1.09)	73.2 (1.00)	93.8 (0.78)	

注: ( )内は実験値/計算値, —:算定せず  
 計算値1:せん断耐力:  $V_u = t w l w p s \sigma_{s y c o t} \phi + \tan \theta (1 - \beta) t w l w a \nu \sigma_B / 2$   
 アーチ機構算定時に壁厚さからシースによる欠損分を差し引く  
 計算値2:せん断耐力:  $V_u = t w l w p s \sigma_{s y c o t} \phi + \tan \theta (1 - \beta) t w l w a \nu \sigma_B / 2$   
 アーチ機構算定時にシースによる欠損分を考慮しさらに開口低減率をかけた  
 計算値3:壁柱部の曲げ耐力式:  
 $N=0 \quad Q_{bu} = M_u / (h/2) \quad M_u = 0.9(a_{11} + a_{12} \cdot \cos \theta) \sigma_y d$   
 $N \neq 0 \quad Q_{bu} = M_u / (h/2) \quad M_u = 0.8(a_{11} + a_{12} \cdot \cos \theta) \sigma_y D + 0.5 N D (1 - \sigma_p / \sigma_B)$   
 計算値4:すべり耐力算定式:付加軸力に回帰式  $Q_{wn} = 0.09 F_c A c + 0.7(N p c + \alpha N r c y)$

### 7. 壁パネル取換え時PC鋼棒緊張実験

#### 7.1 実験概要

大地震により損傷を受けた壁パネルの取換えは、剛筋架構に壁パネルを挿入し、PC鋼棒の緊張を行うため、緊張力は梁を介して柱に伝達されることとなる。その時に伝達される応力を調べるために架構に挿入した壁パネルのPC鋼棒緊張実験を行った。

使用した架構はNo. F18である。損傷した壁パネルを撤去後、新しい壁パネルを挿入し、PC鋼棒を配置した。続いて、壁パネル上下の水平接合部のグラウトを圧入し、硬化後壁パネル中央に設けた開口において、上下の梁に定着をとったPC鋼棒を引き寄せて緊張し、緊張と同時に特殊カップラーにてPC鋼棒を連結した。

## 7.2 緊張力の導入結果

PC鋼棒緊張後に導入された軸方向応力の結果を表-9に示す。PC鋼棒緊張による導入力(P)はPC鋼棒に貼付したひずみゲージより算出した。壁パネルの軸力(Nw)は壁パネルの軸方向変位から求めたコンクリートの平均ひずみから求めた。また、柱の軸力(Nc)は梁の曲げモーメントからせん断力を算出しこの値を各柱の軸力とした。Pに対するNw、Ncの比は壁パネルで0.93、二本の柱でそれぞれ0.025となり、緊張力のほとんどは壁パネルに導入されたことが認められた。

架構モデルより解析した応力を表-9の計算値欄に示す。解析モデルは、壁パネルと梁との圧着接合の固定度を考慮して、壁パネル上の梁の剛域を最も外側に配置したPC鋼棒位置までとした。また、架構がR=1/75までの水平変形を経験し梁端の柱側では主筋の降伏が確認されていることから、梁の剛性を菅野式<sup>6)</sup>により低下させた。表-9に示す柱軸力の実験値は、導入力に対する比率では4.5%であり、解析の2.6%よりもやや高めにしている。これは水平接合部などの打継ぎの影響によるものではないかと考えられるが、絶対量として見ると壁パネルへ導入した緊張力には大きな損失は見られない。

表-9 PC鋼棒緊張実験結果

試験体名	部 材	実 験 値			計 算 値	
		P(t)*1	N(t)*2	N/P	N(t)	実/計
No.F19	壁パネル	70.4	65.7	0.93	68.6	0.96
	柱*3		3.2	0.05	1.8	1.78
	合 計		68.9	0.98	70.4	0.98

\*1 P:プレストレス導入力(PC鋼棒のひずみから算出)

\*2 N:軸力(壁パネル:軸方向変位から算出 柱:梁のせん断力を軸力とし、梁のせん断はひずみから算出したモーメントにより計算した)

\*3 柱の軸力は2本分の値とした

## 8. ま と め

本研究では、プレキャスト壁パネルと梁とを接合部の鉄筋なしに、プレストレスを利用して圧着接合する場合の壁パネルの最大耐力に関する実験的な検討を行った。

壁パネル単体実験の結果、壁パネルの破壊形式としては、壁柱部の曲げ破壊、梁と壁パネル水平接合部のすべり破壊、および壁パネルのせん断破壊に大別でき、破壊形式別に耐力推定式を示した。また、壁パネルを挿入した架構の水平加力実験の結果、今回の実験の範囲内では架構内の壁パネルの荷重-変形関係は単体実験によるものと同様の傾向であることが確認でき、壁パネルの耐力は壁パネル単体を対象として導いた計算方法によりその破壊形式とともに推定できることが認められた。

また、周辺架構が剛節の場合のプレストレス緊張時軸方向応力の伝達性状は、今回の壁パネル長さのものでは片方の柱に2.5%程度の応力が流れ、そのほとんどは壁パネルに流れることから、壁パネルへ導入した緊張力の大きな損失は見られないことが認められた。

### 参 考 文 献

- 1) 加治喜久夫, 望月重, 東浦章, 柳沢学, 柳瀬高仁, 竹田清二, 大野由洋: プレストレスを利用したプレキャスト耐震壁の研究(その1~8), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.961~964, pp.953~956, 1995.8および同pp.907~914, 1996.9
- 2) 柳沢学, 望月重, 東浦章, 斎藤文孝: プレストレスを利用して梁に圧着した壁パネルの水平接合部のすべり強度に関する実験的研究, 日本建築学会構造工学論文集Vol.43B, pp.227~237, 1997.3
- 3) 柳沢学, 望月重, 東浦章, 斎藤文孝: プレストレスを利用して梁に圧着した壁パネルの最大耐力, コンクリート工学論文集, 第8巻, 第2号, 1997.7(投稿中)
- 4) 国土開発技術研究センター: 平成4年度NewRC研究開発概要報告書, 1993.3
- 5) 堤英明, 東浦章, 佐藤和英, 近藤吾郎: 有開口高配筋耐震壁のせん断終局強度に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.10-3, pp.367~372, 1988
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造計算規準・同解説, 1982
- 7) 日本建築士事務所協会連合会: X形配筋部材の設計と施工, 1992

【1997年8月29日受付】