

ハーフプレキャスト耐震壁架構の開発（その1）

——鉛直接合部差筋のない耐震壁架構モデルの水平加力実験——

古 屋 則 之 脇 坂 達 也 栗 田 康 平
吉 岡 研 三 高 見 信 嗣

Development of Half-precast Shear Wall Structure (Part 1)

——Horizontal Loading Tests of Shear Wall Models Not Containing Vertical Joint Bars——

Noriyuki Furuya Tatsuya Wakisaka Kouhei Kurita
Kenzoh Yoshioka Shinji Takami

Abstract

A construction system made of half-precast concrete elements has been developed by the authors and the structural performances of multi-story shear walls are studied by loading tests. The walls are composite walls constructed by casting concrete between double thin precast concrete panels. There are shear reinforcing bars in the precast section, and joint bars are omitted from vertical joints between wall and column.

There are three specimens of 1/2 scale, simulating two-storied shear walls. The parameters are quantity of wall reinforcement, quantity of main reinforcement of beam, and level of vertical load. Test results showed that the strengths of these half-precast shear wall frames are the same as conventional integral shear wall frames. The strength and displacements are estimated appropriately by nonlinear stress analysis considering slipping at horizontal and vertical joint surfaces.

概 要

鉄筋コンクリート造建物の施工の省力化を目的として、柱、壁、梁、床などをハーフプレキャストコンクリート材を用いて構築する工法を開発し、連層耐震壁架構の構造性能を水平加力実験によって検討した。壁は、壁筋を埋設した中空の薄肉プレキャストコンクリート板を用いて、壁と柱との鉛直接合部には接合筋を設けず、後打ちコンクリートを打込んで一体化する合成壁である。

試験体は3体あり、壁筋比、梁筋比、軸力レベルをパラメータとする、二層部分を模擬した約1/2の縮小モデルである。実験の結果、これらは従来の一体成形の耐震壁と同等の強度を有し、強度や変形性状は水平及び鉛直接合部でのすべりを考慮した非線形応力解析結果とよく一致することが確認された。

1. 序

建設需要の増大や若年労働者の新規参入不足などにより技術労働者の不足傾向は年々顕著となり、施工の合理化・省力化技術の開発は盛んに行なわれている。

筆者らは鉄筋コンクリート造建物の施工の省力化を図る工法開発の一環として、型枠を兼ねたハーフプレキャスト（以下、ハーフPCa）化部材を用いた構工法の開発を行なっている。ハーフPCa化することによって熟練型枠工の不足などに対処し、施工現場から型枠の組立・解体作業を極力排除するとともに、配筋や接合工事、コンクリート打設工事などの面でも合理化・省力化を図ろうとするものである。

この構工法は、連層耐震壁を有する20階建て某集合住宅に採用する予定であり、耐震壁周辺の壁～梁間の水平接合部には接合筋を配筋するが、壁～柱間の鉛直接合部

には接合筋を配筋せずに、壁の後打ちコンクリートと柱とは軽微なコッターなどを介して接合されるだけという特徴を有する。

ここでは、耐震壁架構の水平力に対する挙動を把握することを目的とした実験を行なったので以下に報告する。

2. ハーフPCa化構工法の概要

図-1はハーフPCa化部材で構成する耐震壁架構部分の概略である。

2.1 ハーフPCa壁部材

壁のPCa部材は、ダブルに配筋された鉄筋籠の両面をPCa板で成形した中抜きタイプの型枠兼用構造部材である。2枚のPCa板はトラス筋でつながれ、図-2のようにコンクリートを平打ちして片面ずつ成形される。

PCa部材断面内には壁として必要な鉄筋があらかじめ配筋され、また、トラス筋がフォームタイの役目を果

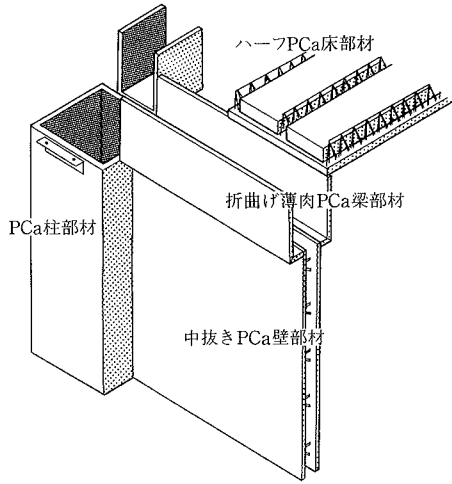
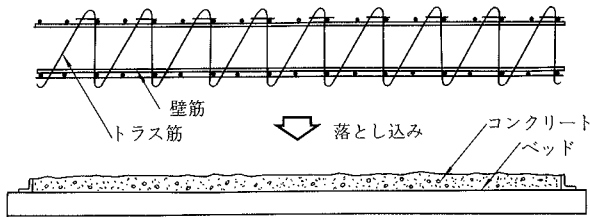
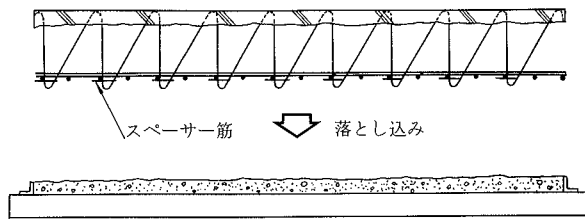


図-1 ハーフ PCa 化構工法の概要



1. 片面コンクリート打設(先行部分)



2. 反対面コンクリート打設(後行部分)

図-2 ハーフ PCa 壁部材の成形方法

たすために、施工現場での配筋作業や PCa 板の建込み作業は大幅に省力化される。また、中抜き部分には壁筋が露出していないために、壁筋がある場合に比べて後打ちコンクリート打設時の充填性や作業性がよい。

2.2 ハーフ PCa 柱部材

柱の PCa 部材は、遠心成形によって製作される角型の薄肉中空部材¹⁾である。図-3のように中空部分に柱主筋を配筋して後打ちコンクリートを打設する。PCa 部分を構造体として利用する場合には、PCa 断面内に ① フープ筋、② 柱主筋の突合せ継手用添え筋、③ せん断補強を兼ねた柱主筋の重ね継手部拘束用鉄板、などを単独あるいは組合わせて配置する。

2.3 ハーフ PCa 梁部材

梁の PCa 部材は繊維補強された超高強度モルタル製の薄肉 PCa 板 (図-4) であり、モルタル硬化後に折り曲げて型枠に成形する²⁾。折り曲げ部分には90°の切り欠

タイプ	かぶりコンクリート	フープ筋打込み		
		A	B	C
水平断面図	<p>プレキャスト柱部材 (プレカラム) フープ筋 主筋</p>	<p>添え筋</p>	<p>拘束鉄板</p>	
	<p>継手部分</p>	<p>継手部分 添え筋</p>	<p>拘束鉄板</p>	
主筋の継手	圧接・溶接・機械式継手など	突合せ継手	重ね継手	

図-3 ハーフ PCa 柱部材の種類

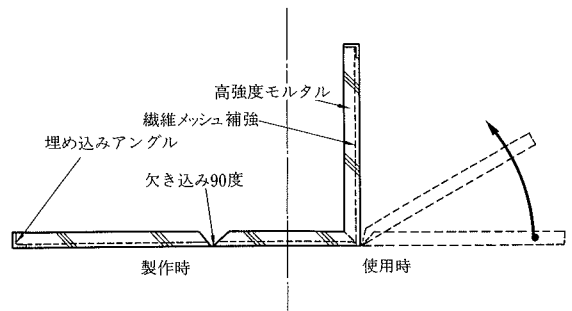


図-4 ハーフ PCa 梁部材の成形方法

きが設けられ、ネット状繊維で補強されている。梁型枠は打込み型枠として用いる。

2.4 ハーフ PCa 床部材

床の PCa 部材には一般に使用されているハーフ PCa 床部材を用いる。

2.5 構築方法

ハーフ PCa 壁部材の建込み時には、壁～梁間の水平接合部には差筋を挿入する (図-5) が、鉛直接合部には前述のように接合筋を配筋しない。これは鉛直接合部の接合工事を省力化するだけでなく、接合筋をなくすことによってこの部分の接合をルーズにし、柱と一体成形する場合よりも靱性のある耐震壁架構を構築することを意図したものである³⁾。

ハーフ PCa 梁部材には、壁部分にコンクリートを流し込むために底型枠部分に開口を設けたものを使用する。

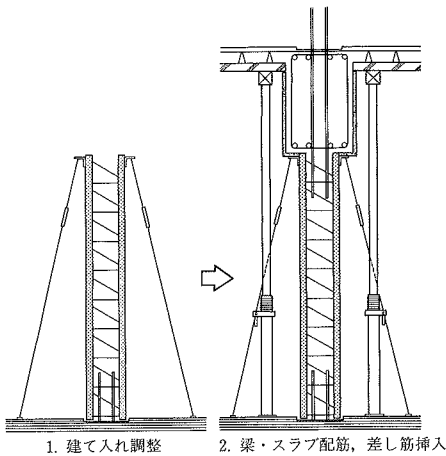


図-5 壁の建込み方法

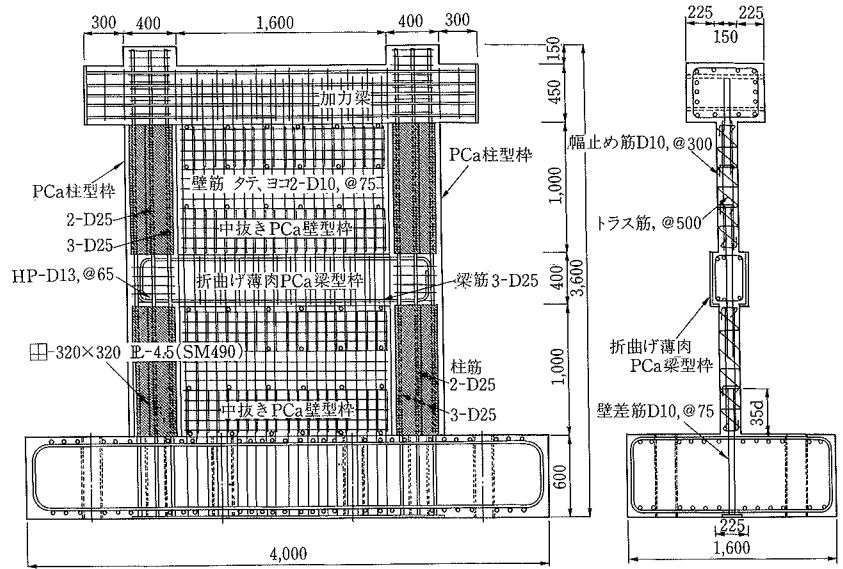


図-6 試験体の形状 (CB 試験体)

表-1 試験体一覧

		CB	BT	WS
柱部材 PCa柱型枠 (フレカラム) 使用	B×D	400×400		
	主筋	配筋	8-D25	
		鉄筋量	2.54%	
	拘束鉄板	形状	□-320×320 P-4.5	
	補強量	3.38%		
壁部材 中抜きPCa 壁型枠使用	t×ℓ×h	150×1,590×1,000		
	壁筋	配筋	タテ, ヨコ 2-D10@75	2-D10@225
		鉄筋量	1.26%	0.42%
	幅止筋	D10, @300	ナシ	
梁部材 折曲げ薄肉PCa 梁型枠使用	b×D	250×400 (型枠込み: 300×425)		
	主筋	配筋	6-D25	4-D25
		鉄筋量	3.04%	2.03%
	帯筋	配筋	D13, @150	
鉄筋量		0.68%		
軸力		50kgf/cm ²	15kgf/cm ²	70kgf/cm ²

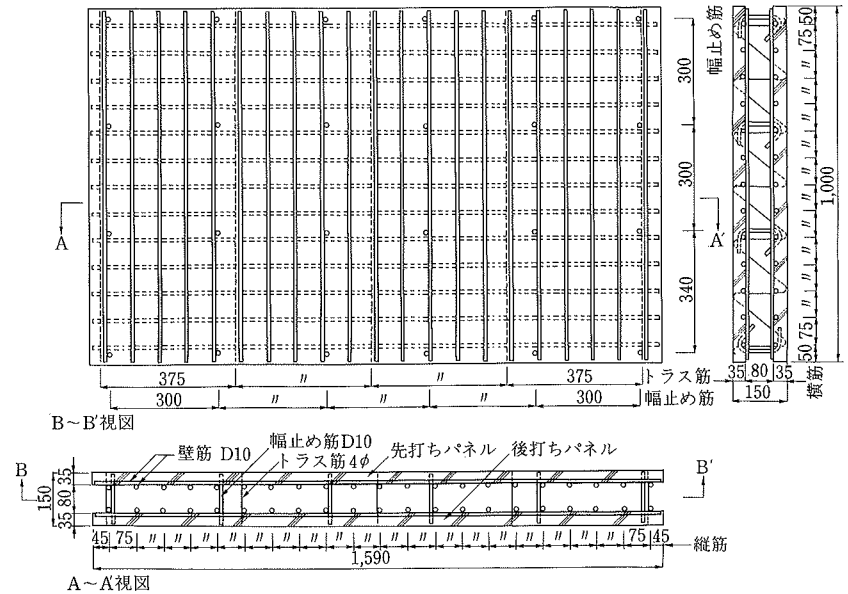


図-7 試験体用ハーフ PCa 壁部材の形状 (CB, BT 試験体用)

3. 試験体概要

3.1 試験体の形状, 種類

試験体は, 前述の20階建て建物の連層耐震壁2層部分を模擬した約1/2の縮尺模型である。床は省略した。

試験体は3体あり, 壁筋量, 梁主筋量, 軸力レベルをパラメータとし, 破壊モードを変えることを意図した。

試験体の諸元を表-1に, 形状を図-6に示す。配筋上はCB試験体を基準とし, BT試験体では梁の主筋量を2/3に低減し, WS試験体では壁のせん断補強筋量を1/3に低減した。軸力は柱, 壁を含めた全断面面積に対する平均応力に換算してCB試験体では50 kgf/cm²とし, BT試験体では曲げ破壊が先行するように15 kgf/cm², WS

試験体ではせん断破壊が先行するように70 kgf/cm²とした。

3.1.1 壁 PCa壁部材の配筋例を図-7に示す。壁筋が打込まれたPCa部分の厚さは35mmである。壁と梁との水平接合部では, 壁筋と同径の差筋を同量配筋した。継手長は35dである。壁~柱接合部と壁~梁接合部の詳細を図-8, 9に示す。

壁厚は15cmで3体とも同一であり, 壁せん断補強筋量は1.26%と0.42%の2種類である。

3.1.2 柱 PCa柱部材には, その内側にせん断補強を兼ねた拘束用鉄板を挿入してPCa材との空隙部にモルタルを注入して取付けている。対象構造物では柱主筋がD29以上の太径鉄筋であっても重ね継手で施工し, 継

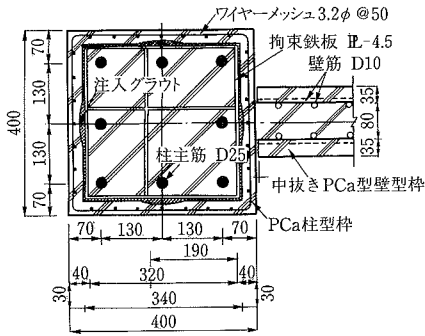


図-8 壁～柱接合部

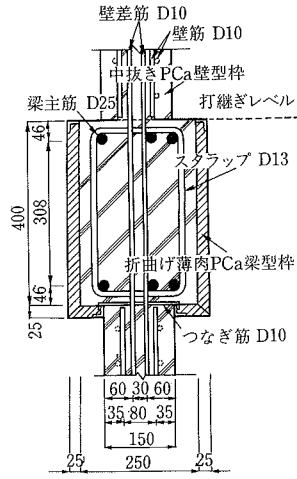


図-9 壁～梁接合部

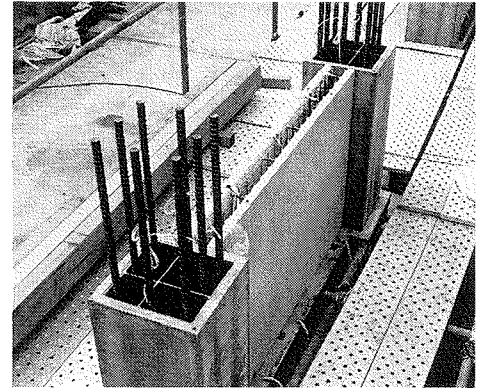


写真-1 PCa 部材の建方状況

表-2 コンクリートの材料定数

使用部位	CB			BT			WS				
	σ_B	σ_t	$E_c(\times 10^5)$	σ_B	σ_t	$E_c(\times 10^5)$	σ_B	σ_t	$E_c(\times 10^5)$		
PCa 柱型枠	2層	486	38.0	2.63	645	39.2	2.99	393	29.0	2.52	
	1層	473	39.7	2.40	473	39.7	2.40	502	38.9	2.58	
中抜きPCa壁型枠	2層	先行	428	31.4	3.02	428	31.4	3.02	428	31.4	3.02
		後行	455	32.6	3.08	455	32.6	3.08	455	32.6	3.08
	1層	先行	382	27.3	2.78	382	27.3	2.78	382	27.3	2.78
		後行	440	30.1	2.71	440	30.1	2.71	440	30.1	2.71
中詰め部分	2層	505	28.0	3.02	544	39.6	3.15	505	28.0	3.02	
	1層	453	27.0	2.57	469	36.8	2.62	453	27.0	2.57	

単位：kgf/cm²

表-3 鋼材の材料定数

種類	使用部位	σ_y	σ_n	$E_s(\times 10^6)$
PL-4.5	拘束鋼板	3,360	4,340	1.97
D10	壁主筋	3,730	5,550	1.97
D25	梁主筋	3,880	6,030	1.95
D13	スタップ筋	3,540	5,360	1.91
D4	壁トラス筋	2,450	3,700	2.05

単位：kgf/cm²

手性能を確保するために拘束用鉄板を使用する計画である。試験体の柱主筋には継手を設けないが、対象構造物と同様に拘束用鉄板を用い、フープ筋は用いなかった。PCa断面内にはひび割れ補強用としてワイヤメッシュ(3.2φ, @50)を配筋した。

柱断面は40cm×40cmであり、試験体の柱主筋量(2.54%)、鉄板のせん断補強量(3.38%)などは3体とも同一である。壁との鉛直接合面は、コッターを設けず平滑とした。

3.1.3 梁 PCa梁部材は厚さが25mmである。壁が取付く部分には底型枠部分に材軸方向にスリットを設け、スリット間はつなぎ筋(3-D10)で間隔を保持している(図-9参照)。

梁断面は型枠部分を除いて25cm×40cmであり、梁主筋量は3.04%と2.03%の2種類である。梁主筋の定着は柱梁接合部内で行なった。

3.2 試験体製作方法

コンクリートの打設は、打継ぎ位置を基礎スラブ上端と1層目の梁上端とし、各打継ぎ面では研って面荒らしを行なった。写真-1にPCa部材の建方状況(2層部分)を示す。

3.3 使用材料

コンクリートと鋼材の材料定数を表-2, 3に示す。

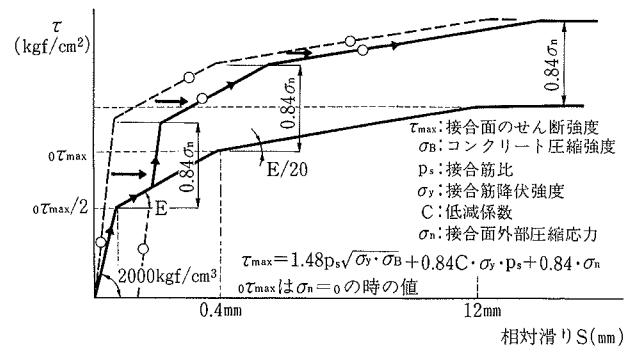
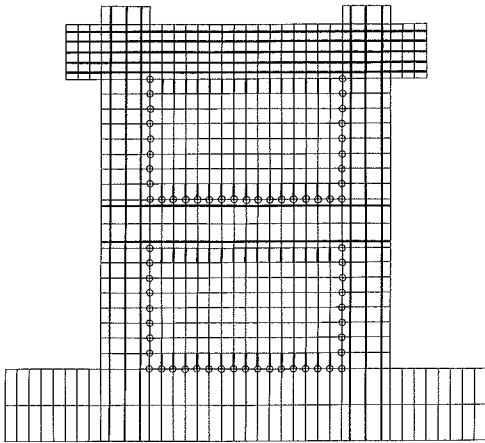


図-10 接合部の $\tau \sim S$ 関係

既往の算定式を用いて試験体の強度、剛性などを求める場合にはコンクリートの材料定数平均値として、圧縮強度 $\sigma_B = 460 \text{ kgf/cm}^2$, 引張強度 $\sigma_t = 31.7 \text{ kgf/cm}^2$, ヤング係数 $E_c = 2.88 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ の値を用いた。

4. 接合部にすべりを考慮した有限要素法解析

PCa化された耐震壁架構の場合、壁板と周辺フレームとの一体性が場所打ちした場合と異なるために、壁板周辺接合部での接合方法(コッターや接合筋の有無など)が水平加力時の挙動に大きな影響を与える。ここでは、壁～柱間の鉛直接合部と壁脚部～梁間の水平接合部にすべりを考慮した、有限要素法による二次元非線形応力解



要素記号	要素名称	部材または部位
□	板要素	・コンクリート
	一方向剛性要素	・壁筋 ・拘束鉄板(横方向) ・基礎スラブ主筋 ・柱, 梁, 基礎スラブのせん断補強筋
—	線材要素	・柱, 梁の主筋 ・接合筋
○	パネ要素	・接合部

図-11 要素分割

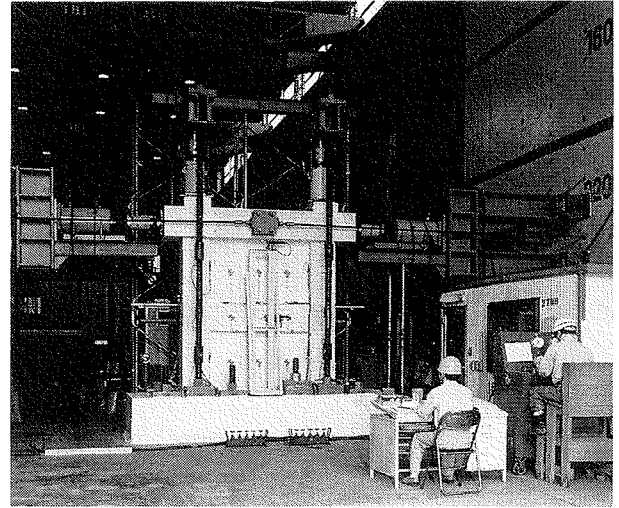


写真-2 実験状況

部材角	CB試験体	BT試験体	WS試験体
5×10^{-3}			
15×10^{-3}			

図-12 ひびわれ発生状況

析(以下, FEM 解析)を行なった⁴⁾。接合部で伝達されるせん断力 τ_{max} は, せん断摩擦と接合筋のダボ効果を考慮した望月らの提案式⁵⁾で表わし, せん断力 τ とすべり量 S との関係は図-10のように表わした。

図-11に試験体の要素分割を示す。FEM 解析では各要素ごとに材料試験結果の値を採用した。

5. 実験概要

実験状況を写真-2に示す。

5.1 加力方法

加力は, 柱頂部位置から軸力を加え, これを一定に保持したまま加力梁位置から正負交番の水平力を加える方法で行なった。水平力の加え方は, 加力梁端部からと加力梁中央からの押し・引き同時加力とし, 押しと引きの荷重比率を $1 : 0.287$ とした。水平力は基礎スラブ上端と加力梁下端との間での相対部材角 (R) で制御し, $R = \pm 1, 2, 5, 10, 15, 20 (\times 10^{-3})$ の時の変位で各2サイクルずつ繰返した後, $R = 30 (\times 10^{-3})$ まで一方向に加えた。

5.2 測定項目

測定項目は, 荷重(水平力, 軸力), 各部の変位(層間水平変位, 柱の軸方向変位, 壁の対角線方向変位, 壁周辺の鉛直及び水平接合部のずれ変位), 鉄筋の歪(柱主筋, 梁主筋, 壁筋, 差筋), コンクリートの表面歪である。

6. 実験結果と考察

6.1 破壊経過と荷重～変位曲線

$R = 5 \times 10^{-3}$ の繰返し後の3体のひび割れ発生状況を図-12に示す。ひび割れは, 曲げ引張側柱脚部の曲げひび割れ, 2層柱部分の斜めひび割れ, 1層壁部分の斜めひび割れ, 2層壁部分の斜めひび割れ, 1層柱部分の斜めひび割れの順に発生し, この時点では壁のほぼ全域にひび割れが分散している。WS試験体は他の試験体に比べて壁筋間隔が大きいため, ひび割れ間隔が広い。

一般のRC造耐震壁の場合には $R = 4 \times 10^{-3}$ 前後にせん断破壊する傾向にあるが, これらの試験体には $R = 5 \times 10^{-3}$ の繰返し後もそのような兆候は現れなかった。

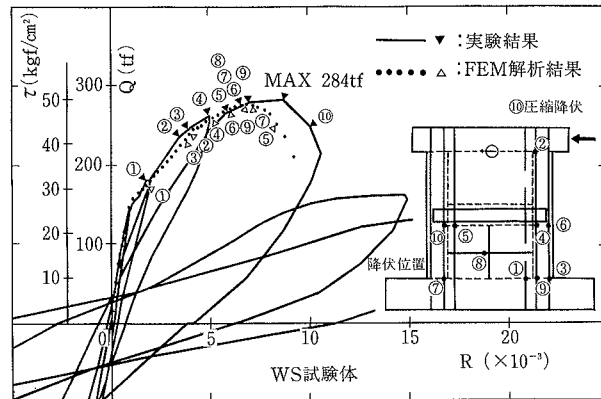
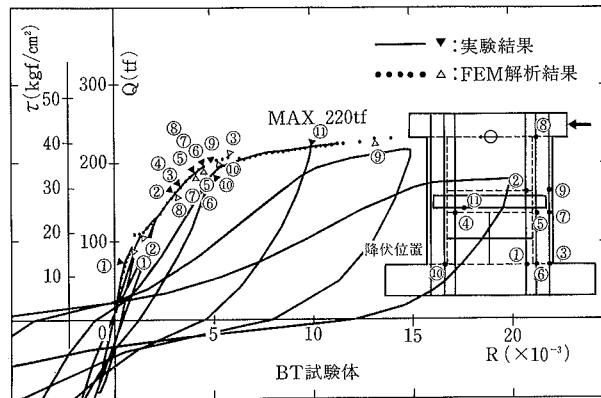
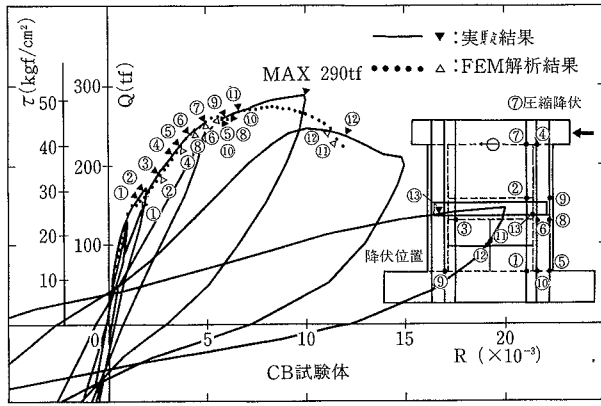


図-13 荷重～変位関係

R=15×10⁻³ の繰返し後の状況も図-12に示した。CB試験体はこの荷重ループでの第1サイクル；R=10×10⁻³の時に1層壁体部がせん断破壊し、荷重が低下した。BT試験体は1層壁脚部の周辺で圧壊が始まったが、荷重の低下は微減にとどまっている。WS試験体はR=10×10⁻³の第1サイクル；R=8.8×10⁻³の時に1層壁体部がせん断破壊し、荷重が低下した。

その後、最終サイクルに至るまでの間に、せん断破壊したCB、WS試験体は1層壁の破壊が進行し、柱梁接合部にまで破壊領域が広がった。BT試験体は1層壁脚部周辺での圧壊が徐々に進行したが、顕著な破壊には至らなかった。

図-13にR=15×10⁻³までの荷重～変位関係（第1サイクルのみ）を示す。τは平均せん断応力度であり、柱と

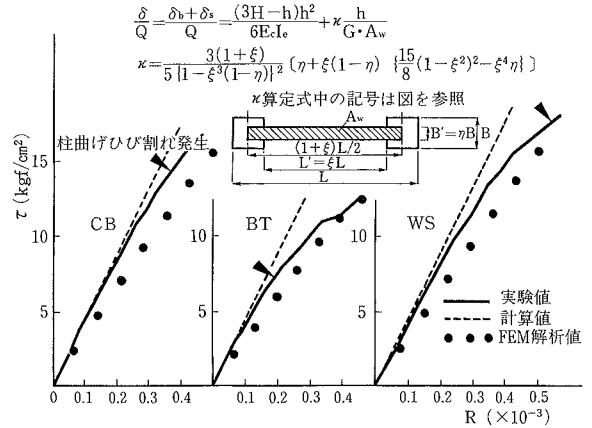


図-14 初期剛性

壁を含む全断面積で水平力を除した値である。図中の試験体図には鉄筋の降伏位置と降伏順序を記した。3体とも壁脚部の曲げ引張側差筋の降伏が先行しているのが特徴的である。これは後述するように鉛直接合部でのすべりにより、架構としての一体性が低下しているためである。

同図にはFEM解析結果も併記した。解析結果は降伏順序が部分的に前後する箇所もあるが、おおむね実験結果に対応し、包絡線、耐力などはよく一致している。

6.2 初期剛性

加力初期の荷重と変位との関係を図-14に示す。同図には一体壁と仮定して曲げとせん断変形を考慮した弾性剛性計算値と、FEM解析結果も併記した。実験値はFEM解析値を若干上回り、弾性剛性計算値と近似している。

弾性剛性計算値は曲げとせん断変形を考慮した値である。せん断変形は、形状係数κを図中に示した算出式⁹⁾で表わし、せん断断面積を壁厚と柱芯間距離との積で表わして求めた。

弾性剛性計算結果によれば曲げ変位の全体変位に対する比率は38%である。実験結果について、左右の柱の軸方向変位によって得られる曲率から曲げ変位を求め、柱脚に曲げひび割れが発生する以前の同比率を求めると33～38%であり、弾性剛性計算結果と同様の比率であった。

6.3 相対すべり

図-15に相対部材角Rと1層部分の鉛直接合部における相対すべりとの関係を示した。相対すべりは加力当初から現われ、Rに比例して増大している。3体の差はなく、R=10×10⁻³の頃には曲げ引張側では6mm前後、反対側では4mm前後に達した。

図-16は、CB試験体の荷重と鉛直接合部でのすべり関係の実験結果にFEM解析結果をプロットしたものである。解析結果は実験結果と近似し、接合部でのすべり性状を比較的よく表わしている。

6.4 鉄筋の歪

図-17はCB試験体の脚部の柱主筋と差筋の歪分布

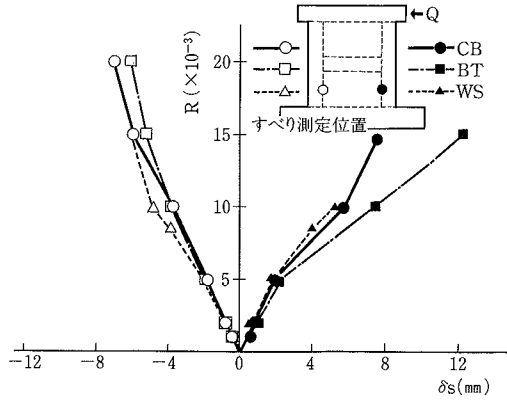


図-15 相対部材角～すべり関係

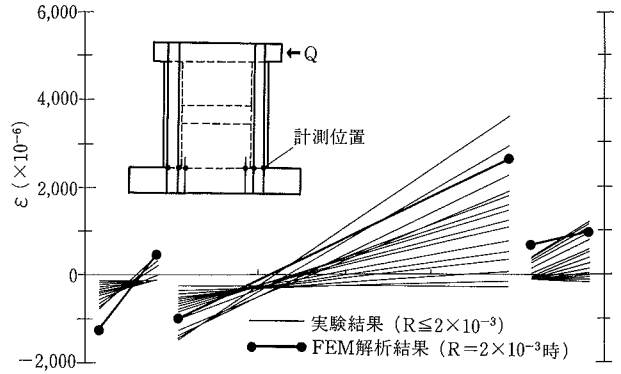


図-17 脚部の鉄筋ひずみ分布 (CB 試験体)

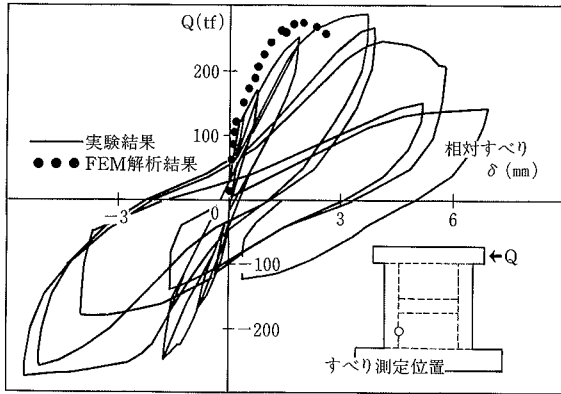


図-16 荷重～すべり関係 (CB 試験体)

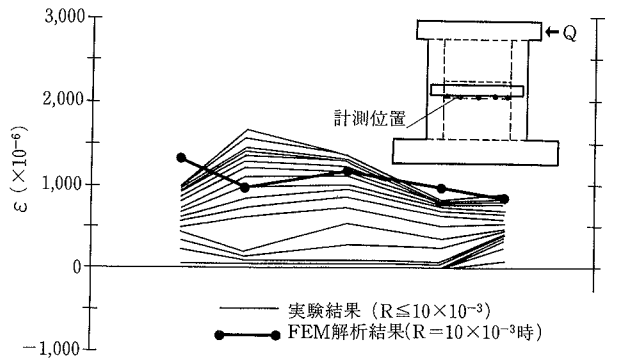


図-18 梁主筋ひずみ分布 (CB 試験体)

表-4 諸強度一覧

荷重単位:tf

	曲げひび割れ強度			せん断ひび割れ強度			柱曲げ降伏強度			終局強度						
	TQBC	cQBC	FEMQBC	TQSC	cQSC	FEMQSC	TQBY	e関数法 cQBY	FEMQBY	TQMAX	$\frac{R}{R_u}$ ($\times 10^{-3}$)	広沢式 cQSU(1)	終局強度型指針式 cQSU(2)	cQSU(3)	e関数法 cQBU	FEMQMAX
CB	80.3	111 (0.72)	85.7 (0.94)	101	138 (0.73)	104 (0.97)	225	232 (0.97)	225 (1.00)	290	10 12	270 (1.07)	167 (1.74)	215 (1.35)	283 (1.02)	274 (1.06)
BT	40.4	63.3 (0.64)	53.2 (0.76)	80.3	104 (0.77)	83.8 (0.96)	161	165 (0.98)	165 (0.98)	220	10 20	239 (0.92)	95 (2.32)	131 (1.68)	212 (1.04)	231 (0.95)
WS	99.6	137 (0.73)	108 (0.92)	140	154 (0.91)	117 (1.20)	247	258 (0.96)	243 (1.02)	284	8.7 10	279 (1.02)	184 (1.54)	229 (1.24)	297 (0.99)	273 (1.04)

添字Tは実験値, Cは計算値, FEMはFEM解析値を表す。
 $cQ_{BC} = cM_{BC}/H$ H=加力点高さ
 $cM_{BC} = (\sigma_t + \sigma_N)/Z$ σ_t = コンクリートの引張強度 σ_N = 軸力による応力度
 $cQ_{SC} = \tau_{SC} \times A_w$
 $\tau_{SC} = \sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_t \cdot \sigma_N / \kappa_w}$
 $\kappa_w = \frac{3(1+\xi)[1-(1-\eta)\xi^2]}{4[1-(1-\eta)\xi^3]}$
 $A_w = \frac{(1+\xi)\eta}{2} \cdot B \cdot L$ (A_w については図-15参照)

$cQ_{SU(1)} = \left\{ \frac{0.0679 p_t e^{0.23(\sigma_B + 180)}}{\sqrt{(M/Q)L} + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot f_w} + 0.1 \sigma_N \right\} b_e \cdot j$
 p_w 算定時, 有効面積は1層分の壁体および梁断面面積の和とする。文献7)参照
 $cQ_{SU(2)}, cQ_{SU(3)} = t_w \ell_w b_p s_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w \ell_w \nu \sigma_B / 2$
 $\tan \theta = \left[\sqrt{(h_w / \ell_w)^2 + 1} - h_w / \ell_w \right]$
 $\beta = (1 + \cot^2 \phi) p_s \sigma_{sy} / (\nu \sigma_B)$
 $\nu = (1.2 - 40 R_u) \nu_0$ [$0.005 \leq R_u < 0.02$] $\nu_0 = 0.7 - \sigma_B / 2000 = 0.47$
 $R = Q_{MAX}$ 時の部材角, $R_u = 0.8 Q_{MAX}$ 時の部材角を用いる。文献8)参照
 $cQ_{SU(2)} \cdot h_w = 1$ 層分, $p_s = 0$, $cQ_{SU(3)} \cdot h_w = 2$ 層分, $p_s =$ 梁筋量で算定

($R \leq 2 \times 10^{-3}$)である。加力当初から柱と壁との一体性が低下していることが分る。なお、歪の傾向から判断すると、柱脚部よりも壁脚部にひび割れが先行して発生した可能性が高いが、目視では確認できなかった。

図-18はCB試験体の梁主筋の材軸方向歪分布 ($R \leq 10 \times 10^{-3}$)である。梁主筋は一樣に引張を受け、一般の壁の横筋に相当するせん断補強筋としての役割を果たしているものと考えられる。

図-17, 18には同図に記した最大の部材角時に対応するFEM解析結果もプロットした。解析結果は実験結果の歪分布傾向とよく対応している。

6.5 諸強度

表-4に諸強度の一覧と計算値との比較を示す。

6.5.1 柱曲げひび割れ強度 実験値は計算値より小さく、実験値/計算値(以下、実/計)は0.64~0.73である。実験値はひび割れ発生位置が脚部の打継ぎ部分で

あることや、鉛直接合部のすべりによって架構全体としての一体性が低下していることなどにより、平面保持を仮定した計算値より小さかったものと考えられる。すべりを考慮した FEM 解析値は実験値に近く、実験値/解析値 (以下、実/解) は 0.76~0.94 である。

6.5.2 壁せん断ひび割れ強度 実験値は 1 層壁体に斜めひび割れが発生した時の値である。実験値は主応力度式から求めた計算値⁶⁾に比較的近似し、実/計は 0.73~0.91 である。FEM 解析値は実験値によく一致し、実/解は 0.96~1.20 である。

6.5.3 柱曲げ降伏強度 実験値は曲げ引張側柱脚部の主筋が引張降伏したときの値である。計算値は I 形の断面形状に関して平面保持を仮定し、e 関数法により求めた値である。実験値はすべりによって一体性が低下しているにも関わらず計算値によく一致し、実/計は 0.96~0.98 である。FEM 解析値は実験値との差がほとんどなく、実/解は 0.98~1.02 である。

6.5.4 終局強度 実験値はいずれも最大荷重時の値である。CB, WS 試験体については壁のせん断破壊時であり、BT 試験体については曲げ圧壊により徐々に耐力が低下した時の値である。

FEM 解析値は 3 体の強度とよく一致し、実/解は 0.95~1.06 であった。

(1) せん断終局強度 せん断終局強度計算値は広沢式⁷⁾と終局強度型耐震設計指針式⁸⁾により求めた。せん断補強筋としては壁の横筋を無視し、梁の主筋のみを考慮した。

指針式を用いて算定する場合には、コンクリートの有効係数 ν を求める際の変形角 R_u として、指針式と同様に強度が最大強度の 80% に低下したときの部材角 (実験値) を用いることにした。階高 h_w については、1 階高さとした場合と加力高さとした場合の 2 ケースについて求めた。前者の場合には壁横筋が柱に定着されていないためにアーチ作用のみで層間のせん断を伝え、後者の場合は中間の梁主筋が横筋として作用するためにアーチとトラスでせん断力を伝える形となる。

広沢式で求めた計算値はせん断破壊した CB, WS 試験体の実験値に近似し、実/計はそれぞれ 1.07, 1.02 である。

指針式で求めた計算値はいずれのケースも実験値を大きく下回った。これは、コンクリート有効係数 ν の算定に壁~柱間のすべりを含んだ部材角を用いているために、 ν の値が通常の耐震壁より小さくなりすぎてしまうことや、指針式はコンクリート強度 σ_b が 200~400 kgf/cm² の範囲の低い試験体を対象としたものである⁸⁾ ために、今回の試験体のコンクリート強度 ($\sigma_b = 460$ kgf/cm²) との適合性の問題もあろうと考えられる。

(2) 曲げ終局強度 曲げ終局強度計算値は e 関数法で求めた。曲げ圧壊した BT 試験体の実験値は計算値によく一致し、実/計は 1.04 である。他の 2 体についても

実/計は 1.02, 0.99 であり、せん断破壊時の強度は曲げ終局強度に近かったと考えられる。

6.5.5 破壊モード 広沢式で得られたせん断終局強度計算値と e 関数法で得られた曲げ終局強度計算値との比は、CB, WS 試験体が 0.95 (=270/283), 0.94 (=279/297), BT 試験体が 1.13 (=239/212) であり、前者がせん断破壊モード、後者が曲げ破壊モードであったことに対応している。

7. まとめ

壁~柱鉛直接合部に接合筋のないハーフ PCa 部材を用いた構造形式による連層耐震壁は、新しい構造形式であるためにさらに多くの実験あるいはシミュレーション解析などが必要であるが、今回行った水平加力実験の結果から以下のことが確認された。

① 鉛直接合部にはすべりが生じて架構としての一体性が低下するが、初期剛性、各種強度等は一体に成形した耐震壁架構とほとんど同等に評価することができ、また、せん断破壊時の変形は一体に成形した耐震壁架構より大きく、靱性に富んだ架構となる。

② 壁周辺接合部でのすべりを考慮した FEM 解析結果は各種強度、荷重~変位包絡線ともに実験結果とよく一致する。

③ 既往の算定式 (広沢式) でせん断終局強度を評価するには壁のせん断補強筋として梁の主筋を考慮すればよいが、終局強度型耐震設計指針式を適用するには、鉛直接合部でのすべりを反映した運用方法を検討する必要がある。

参考文献

- 1) 増田, 吉岡, 脇坂: 遠心成形プレキャストコンクリート部材の開発—「プレカラム」の力学的諸性状について—, 大林組技術研究所報, No. 41, p. 61~67, (1990)
- 2) 小川: 打込み型枠工法, 建築技術, No. 470, p. 130~136, (1990. 7)
- 3) 吉岡, 武田: プレキャストコンクリートパネルを内蔵する鉄筋コンクリート耐震壁の実験的研究(その1), 大林組技術研究所報, No. 26, p. 45~50, (1983)
- 4) 高見, 望月, 小林, 吉岡: プレキャスト連層耐震壁の接合筋の効果に関する解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 14, No. 2, p. 837~842, (1992)
- 5) 望月, 井口: 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造水平接合部に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, p. 217~218, (1989.10)
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料22
- 7) 広沢, 他: 既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析, 建築研究資料, No. 6, 277p., (1975. 3)
- 8) 日本建築学会: 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