

論文

[2143] ハーフプレキャスト化構工法による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

正会員○古屋則之 (大林組技術研究所)
 同 吉岡研三 (大林組技術研究所)
 同 栗田康平 (大林組技術研究所)
 同 高見信嗣 (大林組技術研究所)

1. はじめに

筆者らは鉄筋コンクリート造建物の施工の省力化と熟練型枠工の不足などに対応して、図-1に示すような、型枠を兼ねたハーフプレキャスト (以下、ハーフP C a) 部材を用いて耐震壁架構を構築する工法の開発を行なっている。

構造的には、壁~柱間の鉛直接合部には接合筋を設けず、壁の後打ちコンクリートと柱とはコッター等を介して面接触するだけとし、壁~梁間の水平接合部に差筋を配して応力伝達を図ることを特徴としている。これは、壁と柱との接合工事を省くことだけでなく、水平力に対して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 [1]。

2. 試験体概要

2.1 試験体の形状、種類、製作方法

試験体は、この工法で施工を計画している20階建て構造物の連層耐震壁2層部分を模擬した約1/2の縮尺模型である。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た。試験体の諸元を表-1に、形状を図-2に示す。配筋上は、C B試験体を基準とし、B T試験体では梁の主筋

表-1 試験体一覧

		C B	B T	W S
柱部材 P C a柱型枠 (プレカラム) 使用	B × D	400 × 400		
	主筋	配筋	8 - D25	
		鉄筋量	2.54 %	
	拘束鉄板	形状	田-320 × 320 田-4.5	
補強量		3.38 %		
壁部材 中抜きP C a 壁型枠使用	t × l × h	150 × 1590 × 1000		
	壁筋	配筋	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P C a 梁型枠使用	b × D	250 × 400 (型枠込み: 300 × 425)		
	主筋	配筋	6 - D25	4 - D25 6 - D25
		鉄筋量	3.04 %	2.03 % 3.04 %
	帯筋	配筋	D13, @150	
鉄筋量	0.68 %			
全断面に対する軸方向応力度		50 Kgf/cm ²	15 Kgf/cm ²	70 Kgf/cm ²

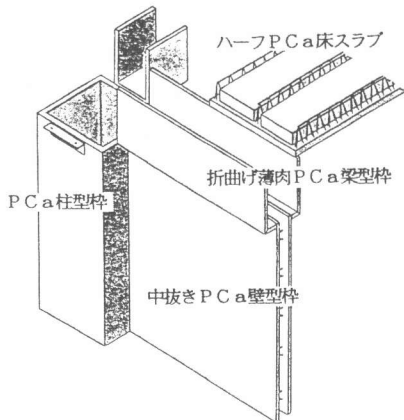


図-1 本構工法の概要

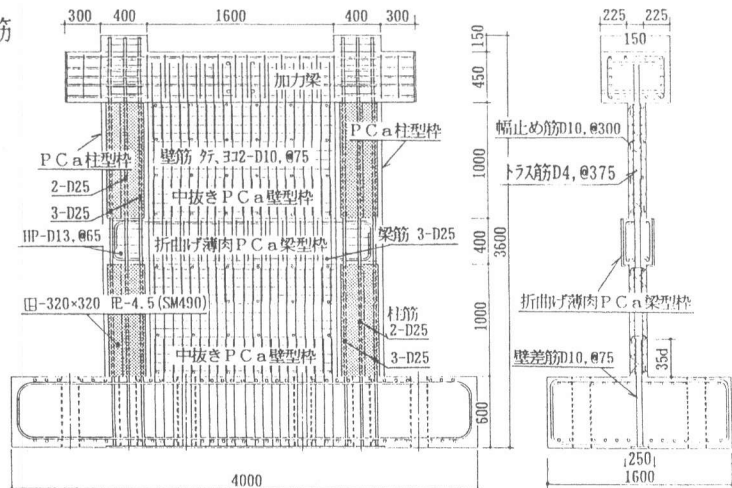


図-2 試験体の形状 (C B試験体)

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。

柱型枠部材は遠心成形によって製作した薄肉中空P C a材であり、その内側にはせん断補強を兼ねた拘束用鉄板をP C a材との空隙にモルタルを注入して取り付けている。対象構造物では柱主筋がD29 以上であっても重ね継手で施工することとしており、継手性能を確保するために拘束用鉄板の使用を予定している。試験体には主筋に継手はないが、対象構造物と同様に鉄板を用い、フープ筋は用いなかった。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%) などは一定である。壁との鉛直接合部にコッターは設けなかった。

壁型枠部材は、ダブルに配筋された鉄筋籠の両面がP C a板で成形された中抜きタイプの壁型枠であり、2枚のP C a板はトラス筋でつながれ、コンクリート打設時の側圧にも抵抗する。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-3, 4に示す。壁厚は15cmで一定であり、壁せん断補強筋量は1.26% と0.42% の2種類である。

梁型枠部材は繊維補強された超高強度モルタル製の薄肉P C a板であり、モルタル硬化後に折り曲げて型枠に成形する。折り曲げ部分には90° の切り欠きを設け、ネット状繊維で補強している。梁型枠は捨て型枠として用いる。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。主筋の定着は柱梁接合部内で行なった。

軸力は全断面積に対する平均応力換算値でC B試験体では50kg/cm²、B T試験体では曲げ破壊が先行するように15kg/cm²、WS試験体ではせん断破壊しやすいように70kg/cm²とした。

後打ちコンクリート打設時の打継ぎ位置は基礎スラブ上端と1階梁上端の2箇所とした。

2.2 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。F E M解析を行なう場合には部材毎にこれらの値を採用したが、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

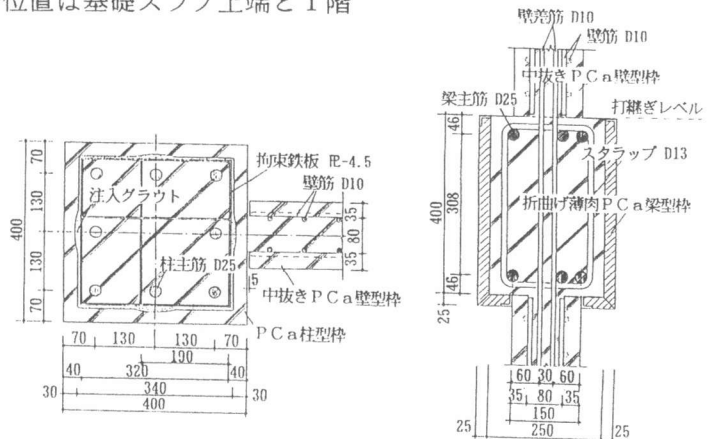


図-3 壁～柱接合部

図-4 壁～梁接合部

表-2 コンクリートの材料定数

使用部位		σ_B	σ_t	$E_c \times 10^5$	
P C a 柱型枠	2層	508	35.4	2.71	
	1層	483	39.4	2.46	
中抜き P C a 壁型枠	2層	先行	428	31.4	3.02
		後行	455	32.6	3.08
	1層	先行	382	27.3	2.78
		後行	440	30.1	2.71
中詰め 部分	2層	518	31.9	3.06	
	1層	458	30.3	2.59	

単位: kgf/cm²

表-3 鋼材の材料定数

種類	使用部位	σ_y	σ_b	$E_s \times 10^6$
PL-4.5	拘束鋼板	3360	4340	1.97
D10	壁主筋	3730	5550	1.97
D25	梁主筋	3880	6030	1.95
D13	スタック	3540	5360	1.91
D4	壁トラス筋	2450	3700	2.05

単位: kgf/cm²

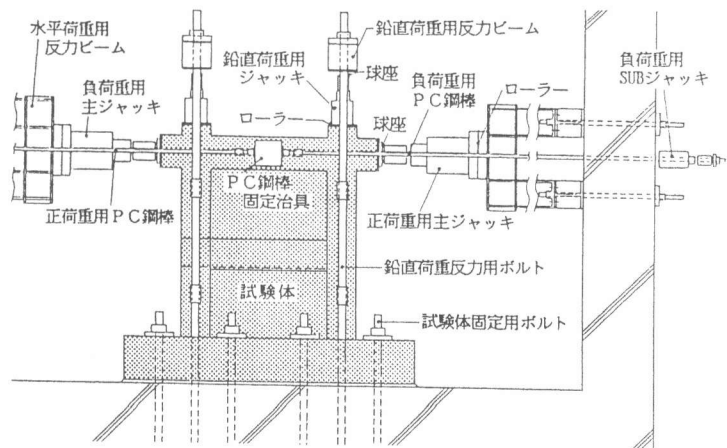


図-5 加力方法

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。

3. 実験概要

加力は図-5に示すように、試験体の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サイクルずつ繰り返した後、 $R=30 (\times 10^{-3})$ まで一方向に加えた。

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

4. 実験結果と考察

4.1 初期剛性

加力初期の荷重と変位との関係を図-6に示す。 τ は平均せん断応力度であり、柱と壁を含む全断面積で水平力を除した値である。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、壁~柱間の鉛直接合部と壁脚部~梁間の水平接合部にせん断摩擦に基いたすべりを考慮したFEM解析[2,3]の結果も併記した。実験結果はFEM解析結果を若干上回り、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[4]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。

弾性剛性計算結果では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。

4.2 破壊経過と荷重~変位曲線

$R=5\times 10^{-3}$ の繰り返し後の3体

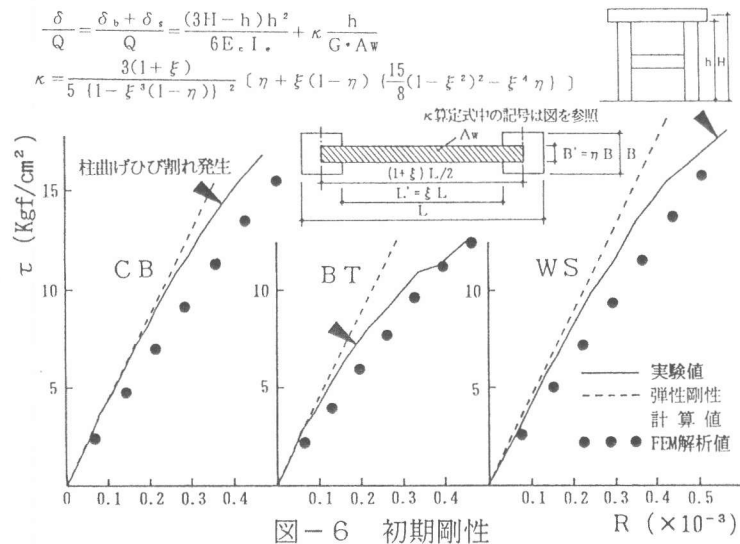


図-6 初期剛性

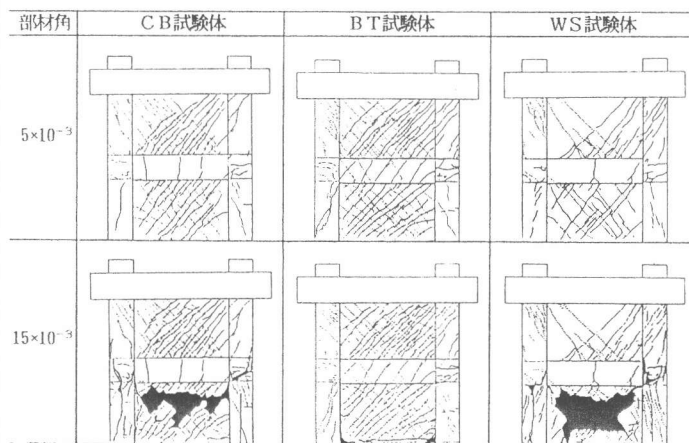


図-7 ひび割れ発生状況

のひび割れ発生状況を図-7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に、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が、これらの試験体にはそのような兆候は現れなかった。

$R=15 \times 10^{-3}$ の繰り返し後の状況も図-7に示した。CB試験体はこの部材角での第1サイクル・ $R=10 \times 10^{-3}$ の時に1層壁体部がせん断すべり破壊し始め、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 $R=10 \times 10^{-3}$ の第1サイクル・ $R=8.8 \times 10^{-3}$ の時に1層壁体部がせん断すべり破壊し、荷重が低下した。

図-8に $R=15 \times 10^{-3}$ までの荷重～変位関係(第1サイクルのみ)を示す。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結果である。同図には前述のすべりを考慮した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。

最終サイクルに至るまでは、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、顕著な破壊はみられなかった。

4.3 相対すべり

図-9に部材角 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発生し、 R に比例して増大している。3体の違いはなく、 $R=10 \times 10^{-3}$ 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。

4.4 鉄筋の歪

図-10は脚部の柱主筋と差筋の歪分布である。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。図-11は梁主筋の材軸方向歪分布である。梁主筋は一様に引張を受け、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しているものと考えられる。

4.5 諸荷重

表-4に諸強度の一覧と計算値との比較を

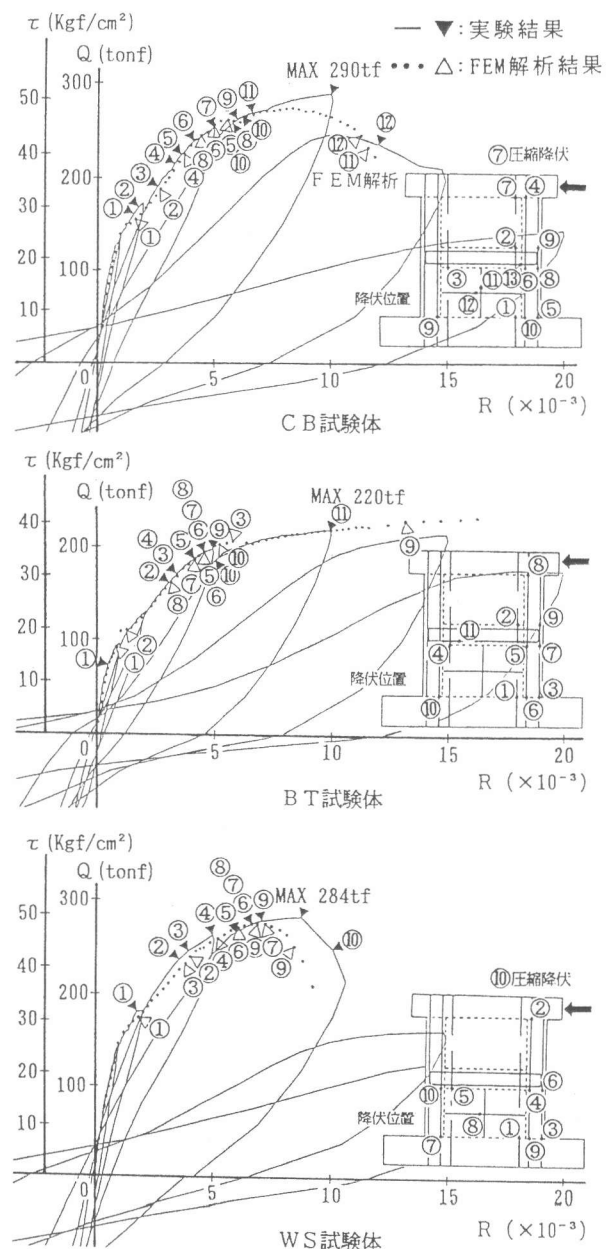


図-8 荷重～変位関係

示す。

(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。

(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[4]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。

(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。

(4) 終局強度 実験値はいずれも最大荷重時の値であり、CB, WS試験体は壁のせん断

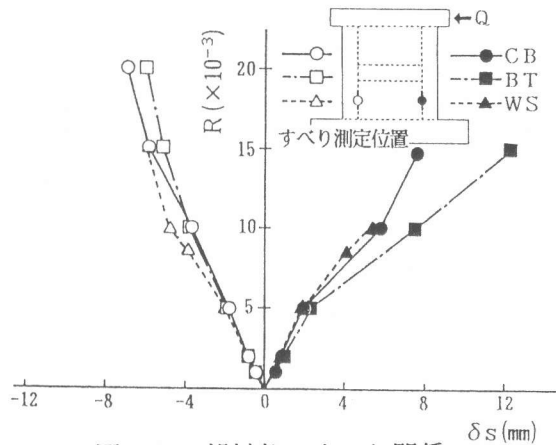


図-9 部材角~すべり関係

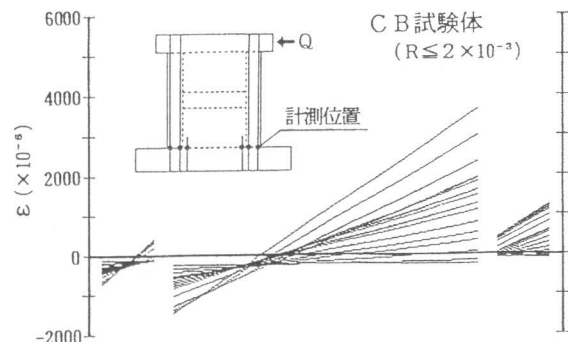


図-10 脚部の鉄筋歪分布

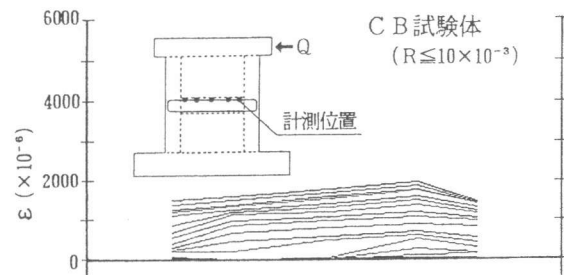


図-11 梁主筋歪分布

表-4 諸荷重一覧

荷重単位:tf ()内は実/計

	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						
	τQ_{BC}	cQ_{BC}	FEM Q_{BC}	τQ_{SC}	cQ_{SC}	FEM Q_{SC}	τQ_{BY}	e関数法 cQ_{BY}	FEM Q_{BY}	τQ_{MAX}	$\frac{R}{R_u}$ ($\times 10^{-3}$)	広沢式 $cQ_{SU(1)}$	終局強度型指針式 $cQ_{SU(2)}$	終局強度型指針式 $cQ_{SU(3)}$	e関数法 cQ_{BU}	FEM Q_{MAX}
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。

$cM_{BC} = (\sigma_c + \sigma_N) / Z$ σ_c :コンクリートの引張強度

σ_N :軸力による応力度

$cQ_{BC} = cM_{BC} / H$ H:加力点高さ

$cQ_{SC} = \tau_c \times A_w$

$\tau_c = \sqrt{\sigma_c^2 + \sigma_c \sigma_N} / \kappa_w$

$\kappa_w = \frac{3(1+\xi)[1-(1-\eta)\xi^2]}{4[1-(1-\eta)\xi^3]}$

$A_w = \frac{(1+\xi)\eta}{2} \cdot B \cdot L$ (A_w については図-6参照)

$cQ_{SU(1)} = \frac{0.0679 p_1 \cdot \sigma_B^{0.23} (\sigma_B + 180)}{\sqrt{(M/Q)L} + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot s^2 + w + 0.1 \sigma_N} b_w \cdot j$

b_w :等価壁厚 $j = (L - D) / 2 \cdot 7 / 8$ L:外法スパン D:柱幅

p_1 :主筋比 p_w :横筋比

p_w 算定時、有効面積は1層分の壁体および梁断面積の和とする。文献[5]参照

$cQ_{SU(2)}, cQ_{SU(3)} = l_w \cdot l_w \cdot p \cdot \sigma_c \cdot \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) l_w \cdot l_w \cdot \nu \cdot \sigma_B / 2$

$\tan \theta = [\sqrt{(h_w / l_w)^2 + 1} - h_w / l_w]$ $\beta = (1 + \cot^2 \phi) p \cdot \sigma_c / (\nu \sigma_B)$

$\nu = (1.2 - 40 R_u) \nu_0$ $\nu_0 = 0.7 - \sigma_B / 2000 = 0.47$ [0.005 $\leq R_u < 0.02$]

$R = Q_{MAX}$ 時の部材角、 $R_u = 0.8 Q_{MAX}$ 時の部材角を用いる。文献[6]参照

$cQ_{SU(2)}$: $h_w = 1$ 層分、 $p = 0$ 、 $cQ_{SU(3)}$: $h_w = 2$ 層分、 p :梁筋量で算定

すべり破壊、B T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。

せん断終局強度計算値は広沢式[5]と終局強度型耐震設計指針式[6]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。指針式では、コンクリートの有効係数 ν を求める際の変形角 R_u として最大強度の80%に強度が低下したときの部材角(実験値)を用い、階高 h_w を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力を伝え、後者の場合に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C B, W S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、壁と柱とがルーズな接合であるためにこれを含んだ部材角を用いてコンクリート有効係数 ν を算出すると ν が小さくなりすぎることや、指針式はコンクリート強度 σ_B が $=200\sim 400\text{kgf/cm}^2$ の範囲の低い試験体を対象としたものである[6]のために、今回の試験体($\sigma_B=460\text{kgf/cm}^2$)との適用性の問題もあろうと考えられる。

曲げ終局強度計算値はe関数法で求めた。曲げ圧壊したC B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。

F E M解析値は3体の強度とよく一致し、実/解は0.95~1.06である。

(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、C B, W S試験体が0.95(=270/283), 0.94(=279/297)、B T試験体が1.13(=239/212)であり、前者(せん断破壊)と後者(曲げ破壊)の破壊モードに対応している。

5. まとめ

壁~柱鉛直接合部に接合筋を設けない、ハーフP C a部材を用いた構造形式の連層耐震壁に対する今回の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、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) 各種強度や荷重~変位包絡線などは接合部でのすべりを考慮したF E M解析によってほぼ適切に評価することができる。

(3) せん断終局強度はせん断すべり破壊によって決まったが、実験値は梁の主筋をせん断補強筋として考慮し、既往のせん断終局強度算定式(広沢式)で求めた結果とよく一致した。終局強度型耐震設計指針式を適用するには、接合部でのすべりを反映した運用を検討する必要がある。

[参考文献]

- 1) 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、1983
- 2) 長沼：平面応力場における鉄筋コンクリート板の非線形解析モデル、日本建築学会構造系論文報告集、No.421、1991.3
- 3) 高見、望月、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、1992
- 4) 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
- 5) 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、March 1975、建築研究振興協会
- 6) 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