

論文 柱との接合を省略したプレキャスト壁の耐震性に関する 実験的研究

小山内 裕*1 渡辺 史夫*2 勅使川原 正臣*3 森山 毅子彦*4

主旨：1 スパン内の壁をスリットにより数枚に分割して幅が小さくなった壁版は、せん断変形より曲げ変形が卓越し粘りのある壁群となる。この性能に注目して、付帯柱と構造的に絶縁され、梁のみを介して建物の高さ方向に接合され、分割されたプレキャスト壁版を組み込んだフレームの水平荷重に対する構造性能を確認するため、耐力、変形性能に着目して、一定鉛直荷重のもとで水平荷重による連層独立耐震壁の模型実験を実施した。その結果、当供試体は層間変形角 $R=1/30\text{rad}$ でも鉛直荷重、水平荷重が低下せず靱性挙動を示すこと、最大水平耐力は壁版内に配された鉛直鉄筋量の影響を受けることがわかった。

キーワード：耐震壁、プレキャスト、スリット壁、プレストレス構造、組立てラーメン構造

1. はじめに

プレキャスト（以下PCa）プレストレスコンクリート造ラーメン構造において、柱、梁およびスラブは既にPCa化が進み実用に供されているが、耐震壁は未だ簡便な工法がなく普及していない。PCa耐震壁の施工上の難点は柱との接合方法にある。柱との接合を省略した壁は製造と施工が簡便であるが、柱と壁の間で存在応力の伝達がないため、従来の付帯柱と接合された壁とは異なった挙動が予想される。そこで本研究は、付帯柱との接合を省略した分割されたPCa壁版を組み込んだプレストレス構造フレームについて、壁の鉄筋量の異なる2体の供試体の模型試験を実施し比較検討した。

実験の目的は、供試体の構造性能として期待される次の項目を確認することである。

- a) 壁の鉛直方向鉄筋量が終局水平耐力を規制する。
- b) 柱はせん断破壊せず $R=1/100\text{rad}$ まで鉛直荷重を保持できる。
- c) 壁版は曲げ破壊または斜めせん断きれつは許容するが接合面のせん断滑り破壊は許容しない。
- d) 梁-梁接合部、柱-梁接合部には有害なせん断すべりが生じず、接合部はせん断破壊しない。

2. 供試体の概要

表1、2に供試体の製造に使用した材料の試験結果を示す。供試体は3スパン(13m+5.4m+13m)9層(階高4m)のフレームから最下層中央スパンの耐震壁部分を取り出した1スパン3層の独立連層耐震壁で、実構造の1/4スケールとし、壁を水平方向に3

表1 コンクリートの材料試験結果 (kgf/cm²)

供試体 部 位	PW3		PW5	
	σ_b	$E_c \times 10^3$	σ_b	$E_c \times 10^3$
基 礎	778	-	706	-
柱, 梁, 壁	456	298	365	263
床, 小梁	438	-	482	-
基礎目地	332	-	535	-
柱梁目地	503	-	577	-

表2 鋼材の機械的性質 (kgf/cm²)

種類	径	σ_y	σ_u	$E_s \times 10^4$
鉄筋	$\phi 5$	-	5606	-
	D6	3751	5617	210
	D10	3639	5178	210
	D13	3823	5199	210
P C 鋼棒	$\phi 13$	13580	14170	200
	$\phi 17$	10870	11540	203
	1) $\phi 23$	9480	10520	200
	2) $\phi 23$	10420	11530	203

1)供試体PW5 ; 2)供試体PW3

*1 オリエンタル建設(株)技術部 主任研究員、工修 (正会員)
 *2 京都大学教授 工学部建築学科、工博 (正会員)
 *3 建設省建築研究所国際地震工学部 主任研究員、工博 (正会員)
 *4 オリエンタル建設(株)技術部 研究員

分割した。柱は3層分を1部材として、壁板付きの梁は1層分毎にプレキャスト部材として製作した。表3に供試体のパラメーターを示す。壁版配筋量をパラメーターとした供試体PW3およびPW5の形状寸法配筋図をそれぞれ図1、図2に示す。壁のせん断補強筋はPW3、PW5において各々D6@100(0.91%)、 $\phi 5@50$ (1.12%)で、壁版の両縁に配置した曲げ補強筋は各々2-D13、1-D13とし、PW3はせん断耐力型、PW5は曲げ耐力型とした。またPW3は転倒モーメントに対する耐力を上げる為に柱の組み立て筋を2-D13とした。

供試体は次の順序で製作した。まず柱をソケットベースに建て込み、隙間の基礎目地には無収縮モルタルを充填した。次に壁付き梁を2本の柱の間に建て込み、上下の壁の鉛直方向補強筋は、膨張グラウトを充填した鋼管(PW3: $\phi 48.6\text{mm}$,PW5: $\phi 31.8\text{mm}$)に挿入して接続した。柱と梁および梁と梁の目地には無収縮モルタルを充填し、モルタル強度発現後、梁内に水平方向に配置したプレストレス鋼材を緊張し各部材を圧着した。プレストレス量は、圧着面の摩擦係数を1と仮定し、解析で得られた水平力作用時の梁と柱の接合面に生じるせん断力と同じ大きさを必要量とした。PW3の最上階梁は試験時緊張力21.7ton、3階梁は同37.7ton、2階梁は同53.7tonを与えた。PW5は最上階梁は試験時緊張力21.7ton、3階梁は同31.4ton、2階梁は同43.6tonを導入力とした。PW3では柱と

表3 供試体のパラメーター

供試体	PW3	PW5
柱	断面	20×20 (cm)
	主筋	8-D13
	Hoop	D6@30
梁	断面	20×30
	軸方向筋	4-D13
	stp.	D6@50
壁	厚さ	7 (cm)
	鉛直方向軸鉄筋	4-D13
	軸鉄筋	2-D13
	壁筋	D6@100

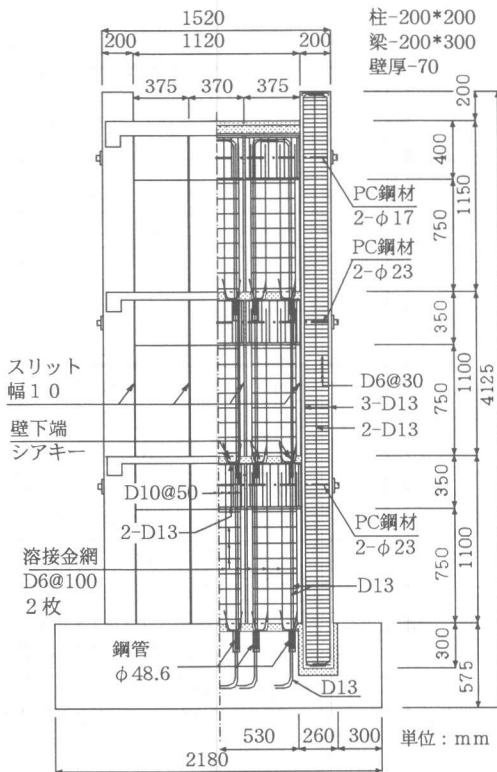


図1 供試体図 (PW3)

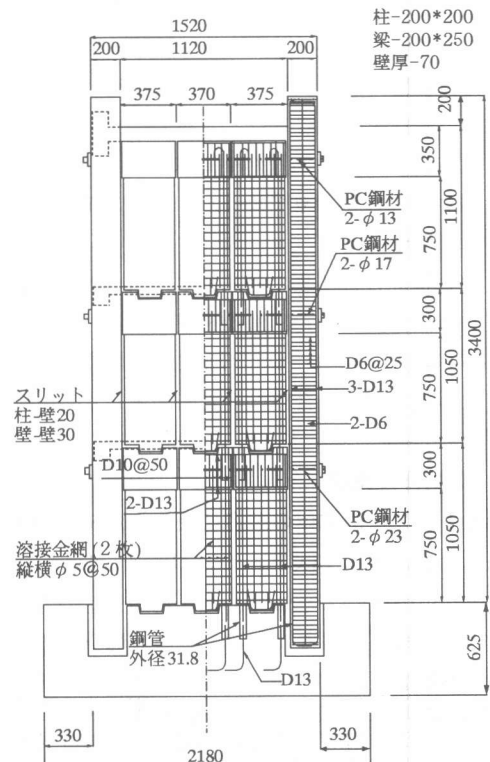


図2 供試体図 (PW5)

梁の接合部面にはシアキーを設け、せん断力が確実に伝達される構造とした。PW5では施工性向上のためにシアキーを設けなかった。場所打ちスラブは梁の上面に設けたシアー筋により合成した。壁の上端と梁は一体である。また壁のせん断力が下階の梁に伝達されるよう壁下端にはシアキー（図1、図2）を形成して場所打ちコンクリートスラブに埋設した。

3. 加力方法

加力装置図および加力パターンを図3、図4に示す。反力床と基礎スタブの間にはグラウトを充填し、32mmの異形PC鋼棒4本により、各50tonで基礎スタブを反力床に圧着した。また供試体の最上部は構面外の変形が生じないように治具を設置した。

鉛直荷重は、23mmのPC鋼棒2本により反力床下にセットした油圧ジャッキで計48tonを作用させた。柱および壁断面に均等な鉛直方向応力度（ σ = 約31kg/cm²）が作用するように柱頭と最上階梁に分散して載荷した。この鉛直荷重は、供試体の変形に伴って増加したので油圧ジャッキを調節して1割以内の増加に制御した。鉛直荷重載荷時の柱および壁の鉛直方向ひずみを表4に示す。PW3では柱のひずみと壁のひずみが92~103 μ で、柱および壁に比較的均等に鉛直荷重を作用させることができた。弾性係数で換算したコンクリートの応力度は σ = 27.4~29.9 kg/cm²であった。PW5では柱のひずみが135 μ であったのに対し、壁のひずみは90~100 μ で、コンクリートの弾性係数により応力度に換算すると柱が σ = 29.9kg/cm²、壁の平均応力度が σ = 24.7 kg/cm²であり、鉛直荷重は柱の負担が大きかった。

水平荷重は、反力壁にセットした50ton 押し引きジャッキにより、最上層のスラブ端に設けた鋼製加力梁を押し引きし、スラブを介して、正負交番繰り返し荷重を作用させ、図3に示す水平荷重作用位置での変位制御により加力した。PW5ではR=1/50radの加力の後R=1/30radの加力を正負1回づつ実施し、鉛直荷重、水平荷重の低下のないことを確認した。

4. 荷重-変位関係および終局耐力

実験により得られた水平荷重と1層の層間変位の履歴曲線を図5、図6に示す。解析による包絡線は図7に示す解析モデルにより求めた。壁および柱の部材特性は図8に示すトリリニア型とした。Mcr、Muの計算は参考文献2に拠る。また終局耐力の計算値は供試体の変形は転倒型(図9)とせん断型(図10)より成るものとし、各々の負担する耐力の合計²⁾により求めた。転倒モーメントによる応力度分

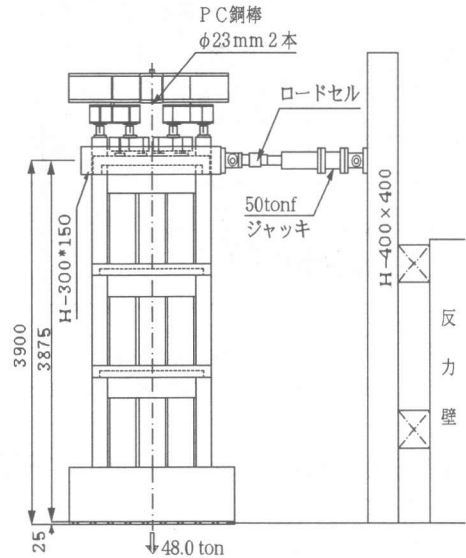


図3 加力方法

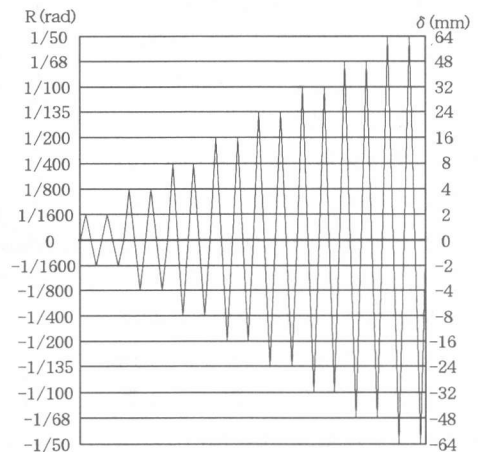


図4 加力パターン

表4 柱,壁の鉛直方向鉄筋のひずみ (μ)

供試体	柱	壁		
		96	102	103
PW3	92	96	102	103
PW5	136	92	100	90

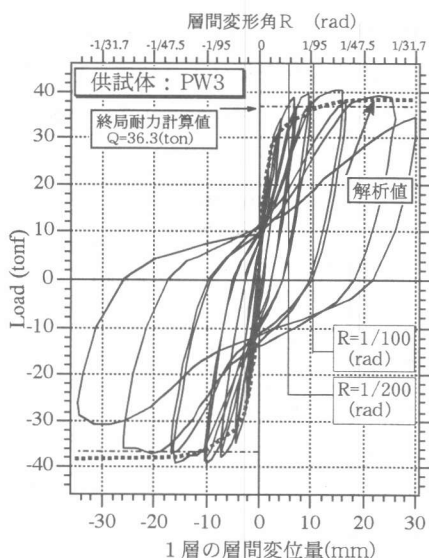


図5 PW3の荷重(P)-変位(δ)曲線

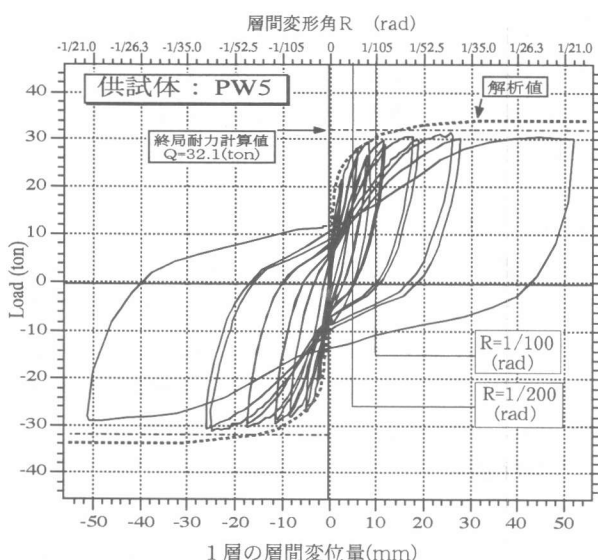


図6 PW5の荷重(P)-変位(δ)曲線

布の仮定を図11に示す。この応力状態は「ディープビームにおける鉄筋の有効配置範囲は全せいの1/5以内とする」ことから全せいの1/5の範囲の鉛直鉄筋が降伏している状態とした。圧縮合力 C_c は鉛直荷重と引張鉄筋の応力の和との合計とする。ただしせん断型変形の耐力(cQ, wQ)の算定には鉄筋の強度は図11の応力度を鉄筋の降伏点応力度から引いた値を使用する。

最初ひび割れは、PW3は載荷点の層間変形角が $R=1/1600$ rad(最大荷重 $P=11.7$ ton、1階の層間変位量 $\delta=0.48$ mm)のサイクルで1階の柱に曲げひび割れが発生し、PW5は $R=1/1600$ rad(最大荷重 $P=10.5$ ton、1階の層間変位量 $\delta=0.67$ mm)のサイクルで1階の柱および壁に曲げひび割れが発生した。1階の層間変位が最初に $R=1/1600$ radに達したときの水平荷重はPW3では $P=14.9$ ton、PW5では $P=10.5$ tonであり、壁の鉛直方向筋量の多いPW3の方が剛性が高い。このときの壁の鉛直方向筋のひずみはPW3で 677μ 、PW5で 400μ であ

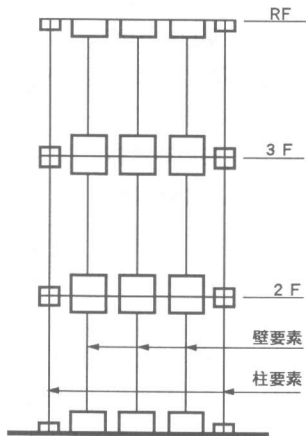


図7 解析モデル

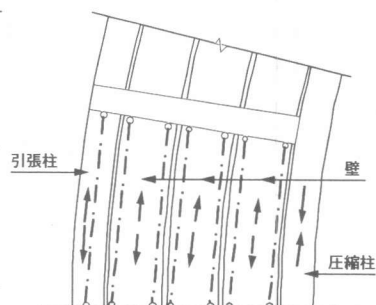


図9 転倒モーメントに対する抵抗機構

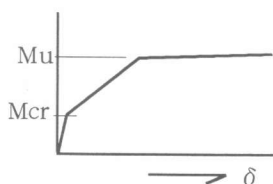


図8 壁および柱の部材特性

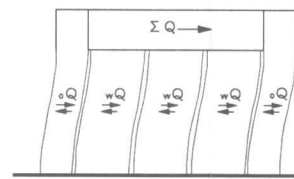


図10 層せん断力に対する抵抗機構

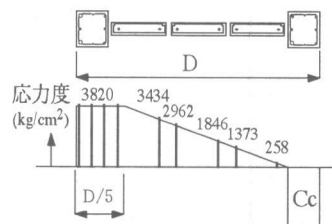


図11 転倒モーメントによる降伏時の鉄筋の応力度分布

りコンクリートの引張りひずみ限界を越えており、構造物の剛性は鉄筋の影響の大きい領域に入っているものと思われる。

PW3では最大荷重が約40tonで層間変形角 $R=1/47.5\text{rad}$ を越えると壁版のコンクリートの剥落が観察され、水平荷重が低下している。PW5は最大荷重が約31tonで、層間変形角 $R=1/20\text{rad}$ でも水平荷重の低下は見られない。PW5ではコンクリートの剥落はわずかであり、壁コンクリートの剥落は水平荷重の低下の原因になっているのもと思われる。よって当供試体の靱性を改善するには壁筋を緻密にして、コンクリートの剥落を防止すると効果がある。最大荷重はPW3では約40ton、PW5では約31tonである。PW3の鉛直方向鉄筋（溶接金網による壁筋を除く）の総量は 73.59cm^2 で、PW5のそれは 56.20cm^2 でありPW5の方が小さい。最大荷重の違いは鉛直方向鉄筋の量に起因すると考えられる。壁筋は、PW3はD6@100縦横2枚（ $p_w=0.91\%$ ）、PW5は $\phi 5@50$ 縦横2枚（ $p_w=1.12\%$ ）であり、耐力と壁筋量との間に相関性はない。

表5に正荷重における1層の層間変形角 $R=1/200\text{rad}$ での1回目の荷重を基準として2回目の荷重と $R=1/100\text{rad}$ での荷重を示す。両方の供試体とも層間変形角 $R=1/200\text{rad}$ での2回目の荷重は1回目と比較して低下しており、その比は共に97%であった。層間変形角 $R=1/200\text{rad}$ 1回目での荷重に対する層間変形角 $R=1/100\text{rad}$ での荷重は増加しており、その比はPW3で113%、PW5で101%であった。本供試体では層間変形角 $R=1/50\text{rad}$ 以下では、同一変位での繰り返し荷重では荷重は若干低下するが、変位の増加に対しては荷重は低下していない。このとき変位の増加に伴い鉛直荷重は増加しており、鉛直耐力は全く低下していない。PW5では載荷点の層間変形角 $R=1/30\text{rad}$ まで加力した。このときの1層の層間変形角は約 $R=1/20\text{rad}$ であったが、鉛直荷重、水平荷重とも低下しなかった。

図7の解析モデルによる包絡線は実験値によく適合している。PW3の実験値は $\delta=20\text{mm}$ 以降の勾配は負であるが解析モデルでは表現されていない。PW5では負の勾配は殆どなく、靱性に富んだ架構である。終局耐力の計算値は、PW3では実験値よりやや低くPW5では実験値よりやや高いがほぼ計算値に適合している。

5. 破壊性状

図12、図13に最終ひび割れ状態を示す。両供試体とも柱のせん断ひび割れは顕著でなく、曲げまたは引っ張りによるひび割れが卓越している。

表5 荷重の比較 (tonf)

供試体	R=1/200rad		R=1/200rad		R=1/100rad		最大荷重	
	1回目	100%	2回目	97%	1回目	113%	正	負
PW3	34.2	100%	33.2	97%	38.6	113%	40.4	39.3
PW5	27.7	100%	26.8	97%	27.9	101%	30.8	31.3

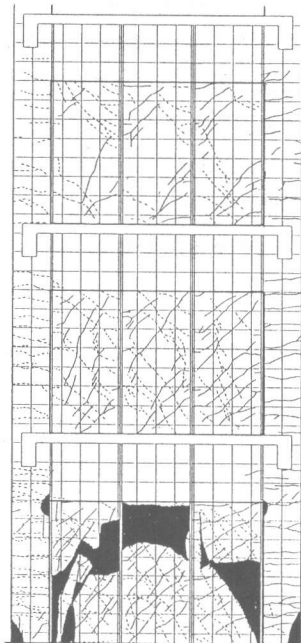


図11 ひび割れ図 (PW3)

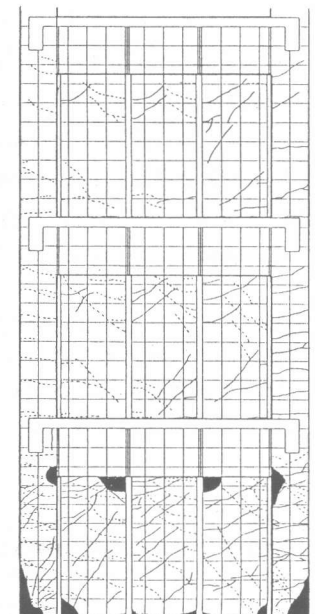


図12 ひび割れ図 (PW5)

いずれの供試体も柱脚が曲げ圧壊し、終局状態では柱主筋が座屈したが、Hoopによりコンクリートコアが拘束されており軸力に抵抗していた。柱はせん断破壊はせず曲げ圧壊によって終局にいたった。壁板はいずれの供試体においても、まず端部に水平方向に曲げひび割れが入り、引き続きせん断ひび割れに進展した。壁板の破壊性状はすべての供試体で斜めせん断破壊を示し、せん断すべり破壊を起こした供試体はない。

PW3は壁板の破壊が激しく、広範囲に亘りコンクリートの剥落が見られ、壁筋が座屈している。PW3の中央壁板は上部のコンクリートの剥落を伴う激しい破壊が生じているが、これはX字型に入ったひび割れによるものである。PW5ではコンクリートの剥落は、部材曲げによる圧縮破壊の生じた部分のみで、せん断ひび割れによる剥落は見られない。コンクリートの剥落に伴いPW3では構造体の剛性低下が観察され、応答履歴曲線の最終ループでは水平荷重の低下が示されている。

PW5で壁のコンクリートの剥落が見られないのは、PW3と比較して壁筋量が多いことにも一因があるが、PW3の配筋がD6@100と部材の大きさ（壁の厚さ $t=7\text{cm}$ ）の割には鉄筋の間隔が離れているのに対し、PW5では壁筋が密に配置されていることによる（ $\phi 5@50$ ）と思われる。

プレストレスが導入された梁にはひび割れはほとんど発生しなかった。柱梁接合部にはいくらかのひび割れが入ったものの部材間のずれやコンクリートの剥落は見られず、1層の層間変形角 $R=1/30\text{rad}$ においても損傷は軽微であった。

6. 結 論

筆者らの行なった模型試験により柱と構造的に絶縁された壁について次のような知見が得られた。

- 1) 当供試体では鉛直方向鉄筋量の多い供試体の方が最大荷重が大きく、壁筋よりも柱および壁に配置された鉛直方向鉄筋に支配される。
- 2) 解析モデルによる荷重-変位曲線および終局耐力計算値は実験値によく適合している。
- 3) 柱には顕著なせん断ひび割れは見られず、載荷点の層間変形角 $R=1/50\text{rad}$ まで鉛直荷重、水平荷重共低下しなかった。このときの1層の層間変形角は $R=1/40\text{rad}$ 以上であった。
- 4) プレキャスト壁を組み込んだ当供試体は一定軸力で、層間変形角 $R=1/100\text{rad}$ まで層間変形角 $R=1/200\text{rad}$ の時の水平荷重をほぼ保持し、高い靱性挙動を示した。
- 5) 壁板には曲げひび割れおよびせん断ひび割れが多数発生したが、せん断すべり破壊は生じなかった。またコンクリートの剥落は架構の剛性低下に影響し、緻密な間隔で配置された壁筋はコンクリートの剥落を防止し、架構の靱性改善に効果がある。
- 6) 柱-梁接合部の損傷は軽微であり、摩擦係数を1と見做して導入したプレストレスにより、柱と梁の間のせん断力を伝達することができた。

謝辞：この研究は（社）建築研究振興協会に設置された「PCa耐震壁の性能検討委員会（委員長：渡辺史夫）」で行なわれました。本研究を実施するにあたり委員の方々にも多くの助言を頂きました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、日本建築学会
- 2) 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、日本建築学会
- 3) プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説、日本建築学会
- 4) プレキャスト鉄筋コンクリート構造の設計と施工、日本建築学会
- 5) 中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説、建築センター

注：終局耐力算定方法

$$Q=Q_c+Q_w+Q_R$$

$$Q_c=\text{Min}(Q_t, Q_u, Q_M)$$

$$Q_t=\sum(\sigma_i \cdot a_i \cdot X_i)$$

σ_i : 図11の鉄筋応力度

a_i : 鉄筋の断面積

X_i : C_c 作用位置と鉄筋の距離

Q_u : 柱のせん断耐力

Q_M : 柱の両端曲げ降伏時せん断力

Q_w : $(\sigma_y - \sigma_i)$ で計算される壁の両端曲げ降伏時せん断力

Q_R : 鉛直荷重による転倒防止力

$$Q_R=\text{鉛直荷重} \cdot (D-\text{柱せい})/2$$