

[2133] プレキャスト連層耐震壁の破壊機構に関する実験的研究

松本智夫*1・西原 寛*2・鈴木英之*3・田畑 卓*4

1. はじめに

プレキャスト (PCa) 連層耐震壁は, PCa 壁板と下階梁または床スラブとの水平接合部, PCa 壁板と場所打ち壁または側柱との鉛直接合部を有することにより, 一体打ちのRC連層耐震壁とは異なる破壊機構を示すことが指摘されているが, いまだ説明されていない点も多い。

本研究は, このような構面内に水平および鉛直接合部を有するPCa連層耐震壁の水平加力実験を行い, その構造性能を在来の一体打ちRC連層耐震壁と比較したものであり, 枠梁の拘束効果, 柱主筋量の違いによる破壊機構の変化, 部材のPCa化率の影響などについて検討し, 本PCa連層耐震壁のせん断抵抗および破壊機構についても言及した。

2. 実験計画

2.1 試験体および使用材料

試験体は, 梁間方向PCa連層耐震壁下部3層を想定した約1/2.5縮小モデルである。試験体数は5体であり, 表-1にはそれらの構造諸元を, 図-1には各試験体のPCa化の形態を模式的に示した。試験体は, 梁型の有無により大別され, No. 1は梁型のある在来の場所打ち一体のRC連

表-1 試験体の構造諸元一覧 (単位: mm)

試験体	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5
側柱: b×Dc 主筋(pg) 帯筋(pw)	340x210 8-D13+4-D10(1.82%) □-D6@30 (0.63%)	同左	同左	340x210 4-D13+4-D10(1.11%) □-D6@30 (0.63%)	340x210 6-D16 (1.67%) □-D6@30(0.63%)
耐震壁 枠梁: b×D 主筋(pg) あばら筋(pw)	160x220 4-D10+2-D6 (0.99%) □-D6@110 (0.36%)	160x(160+60) 4-D10+2-D6 (0.99%) □-D6@110 (0.36%)	-	-	-
壁板: t×l'w' 横筋(psh) 縦筋(psv) 頭つなぎ筋	72x1,980 D6@225W (0.40%) D6@225W (0.40%) -	72x1,980 D6@200W (0.44%) D6@340W (0.26%) -	72x1,980 D6@200W (0.44%) D6@340W (0.26%) 4-D10	同左	同左
水平接合筋(pv) コッター率 鉛直接合筋(ph)	-	8-D6 (0.40%) 0.37 4-D10+8-D6 (0.38%)	10-D6 (0.44%) 0.38 4-D10+8-D6 (0.38%)	同左	同左
工法	在来場所打ち一体 (RC連層耐震壁)	梁付PCa壁板 柱は場所打ち	梁なしPCa壁板 柱は場所打ち	同左	梁なしPCa壁板 柱PCa部材

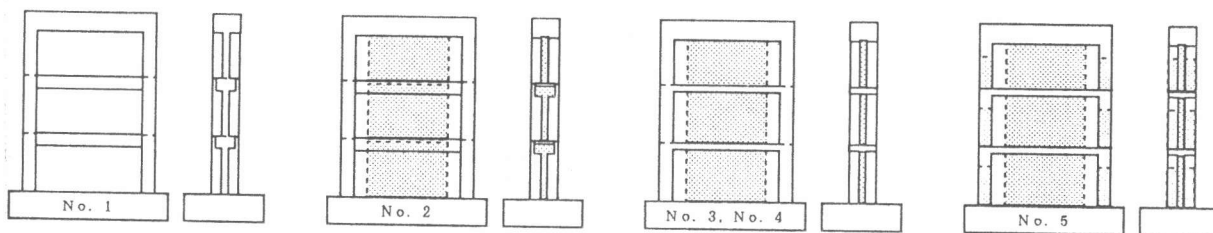


図-1 試験体のPCa化形態の模式図 (□は場所打ちコンクリート部分)

*1 安藤建設(株)技術研究所, 工修(正会員), *2 同左(正会員), *3 同左, 工修(正会員), *4 同左

層耐震壁であり、No. 2はNo. 1に対して連層耐震壁をスラブ下までの梁を有するPCa壁板とした。試験体No. 3~5は、No. 1の枠梁主筋を頭つなぎ筋として床スラブ内に、さらにあばら筋にかわる〇形筋をPCa壁板の上端にそれぞれ等量配筋することで、梁型のないPCa壁板を内蔵した連層耐震壁であるが、No. 5のみ側柱も桁行方向の梁下端に相当する高さまでのPCa柱とした。また、No. 4では側柱主筋量のみを低減し、連層耐震壁の曲げ降伏型の破壊モードを想定した以外は、No. 3と全く同様の試験体である。各試験体のPCa壁板およびPCa柱の接合方式については、水平接合部を敷モルタルを介してモルタル充填式継手を用いた直形ドライジョイント方式、鉛直接合部をコッターを有するウェットジョイント方式で、鉛直接合部の水平接合筋(コッター筋)を同一の位置において側柱からの差し筋と重ね継手(長さ: $L_1=40d$)している。図-2に試験体No. 3の配筋図を、表-2に鉄筋およびコンクリートの材料特性値を示す。製作はほぼ実施工通りに行った。

2.2 加力および測定方法

加力方法は、両側柱に終始一定の軸力(全断面積に対する平均軸方向応力度: $\sigma_o=22\text{kgf/cm}^2$)を作用させながら、試験体頂部の加力梁位置に水平力を $Q/2$ の「押し」と $Q/2$ の「引き」の同時加力で行い、正負交番の繰り返し加力とした。加力の制御は、頂部中央の水平変位に基づく部材角制御とし、 $R=\pm 1/1000$ で1回、 $\pm 1/400$ 、 $\pm 1/200$ 、 $\pm 1/100$ で各2回、 $\pm 1/67$ で1回繰り返した後、 $+1/50$ まで加力して実験を終了した。なお、試験体No. 2~5については、鉛直接合部の挙動を頂部で拘束しないように、加力梁断面の壁厚の幅を除く部分に滑り面を設けた(図-2参照)。また、変位の測定は、各階の水平変位および各階梁心での鉛直変位の他に、梁位置での伸び量、各接合部のずれ変位と目開き量などを測定した。さらに、鉄筋の主要な箇所には歪ゲージを貼付した。

表-2 (a) 鉄筋の材料強度試験結果

使用鉄筋の種類:呼び名	σ_y	ϵ_y	σ_t	Es	伸び
PCa側柱主筋 : D16	4030	2100	5600	2.00	26(%)
場所打ち側柱主筋 : D13	4170	2200	5570	1.94	26
D13*	3760	2220	5310	1.77	20
梁主筋、鉛直接合筋: D10	3750	2050	5160	1.85	29
D10*	3640	2160	5040	1.75	20
補強筋、コッター筋: D 6	4030	2150	5580	1.90	21
D 6*	3930	2270	5600	1.79	17

D13*, D10*, D6*は試験体No. 1, 2で用いた鉄筋。

(b) コンクリートの材料強度試験結果

試験体部位	No. 1		No. 2		単位: kgf/cm^2 記号 (鉄筋) σ_y :降伏点 ϵ_y :降伏歪($\times 10^{-6}$) σ_t :引張強さ Es:ヤング率($\times 10^6$) (コンクリート) σ_B :圧縮強度 Ec:ヤング率($\times 10^5$) ft':引張強度	
	σ_B	Ec ft'	σ_B	Ec ft'		
PCa壁						
基礎スラブ	316	2.47 29.6	325	2.54 27.6		
1層 (敷モルタル)	323	2.76 31.0	" "	" "		
2層 (敷モルタル)	269	2.51 26.5	287	2.48 23.9		
3層 (敷モルタル)	274	2.39 27.8	297	2.46 24.8		
グラウト			766	2.85		
試験体部位	No. 3		No. 4		No. 5	
	σ_B	Ec ft'	σ_B	Ec ft'	σ_B	Ec ft'
PCa壁・柱						
基礎スラブ	343	2.57 26.8	345	2.62 23.5	334	2.48 25.0
1層 (敷モルタル)	355	2.98 28.6	364	3.10 28.5	380	3.22 28.3
2層 (敷モルタル)	326	2.60 28.9	335	2.69 30.5	337	2.67 27.0
3層 (敷モルタル)	(521 2.40)		(534 2.62)		(486 2.59)	
グラウト	303	2.55 27.2	302	2.60 26.7	308	2.66 23.9
	(464 2.21)		(423 2.57)		(487 2.56)	
	271	2.31 24.7	289	2.41 25.6	292	2.49 24.4
	(372 2.10)		(380 2.25)		(404 2.38)	
	830	3.59	793	3.93	862	4.22

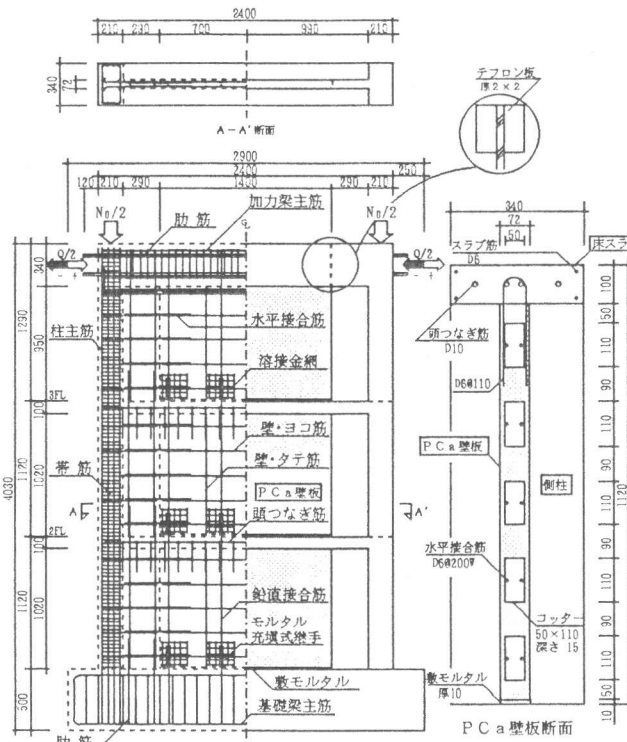


図-2 試験体の形状・寸法および配筋 (No. 3)

3. 実験結果の概要

3.1 全体挙動

図-3に試験体の最終ひびわれ・破壊状況を示す。図-3によれば、RC連層耐震壁試験体No.1の壁板は、圧縮加力点から1層壁隅角部に至るせん断ひびわれが、各階の枠梁を貫通する形で伸展しているのに対して、PCa試験体No.2~No.5では、PCa壁板のせん断ひびわれが各々の層の対角線上に生じており、鉛直および水平接合部接合面に達したせん断ひびわれが、枠梁、床スラブを貫通して下層にまで伸展することは少ない。各試験体の最終破壊形式は、No.1が曲げ降伏後の1層壁隅角部のせん断圧縮破壊、No.2およびNo.3が曲げ降伏後の水平接合部のずれによる鉛直接合部のずれ破壊（分離破壊）、側柱の主筋量を低減した試験体No.4が曲げ破壊、壁板とともに側柱もPCa部材としたNo.5が曲げ降伏後の2層壁板隅角部の圧潰であると判断された。

図-4は全試験体のせん断力-頂部水平変位($Q-\delta_T$)関係を、また、表-3は最大せん断強度の実験値を、既往の式による計算値と比較したものである。図中の記号は、Y:側柱主筋の引張降伏時、M:最大せん断力時を示す。全試験体が $R=\pm 1/100$ で最大せん断力に達しているが、各試験体の最終破壊形式と計算耐力とを照応すると、RC試験体No.1および破壊形式が曲げ破壊となったPCa試験体No.4では、終局曲げ耐力(*1)式による計算値(Q_{μ})をともに約2割上回っていた。これに対して、試験体No.2,3およびNo.5は、いずれも試験体No.1とほぼ同等の最大せん断力を示すと予測されたが、実験結果からは計算曲げ耐力と同じか、それよりも1割程度の上昇にとどまっており、最終的に鉛直接合部がずれ破壊した試験体No.2, No.3では、鉛直接合部せん断耐力(*4)式

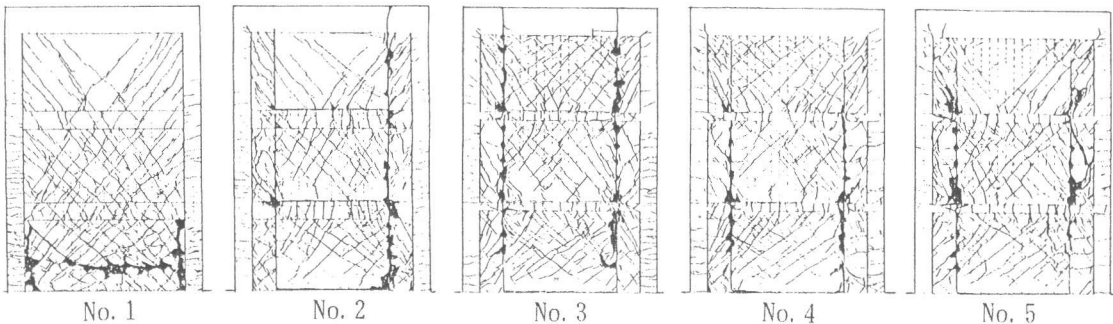


図-3 試験体の最終ひびわれ・破壊状況

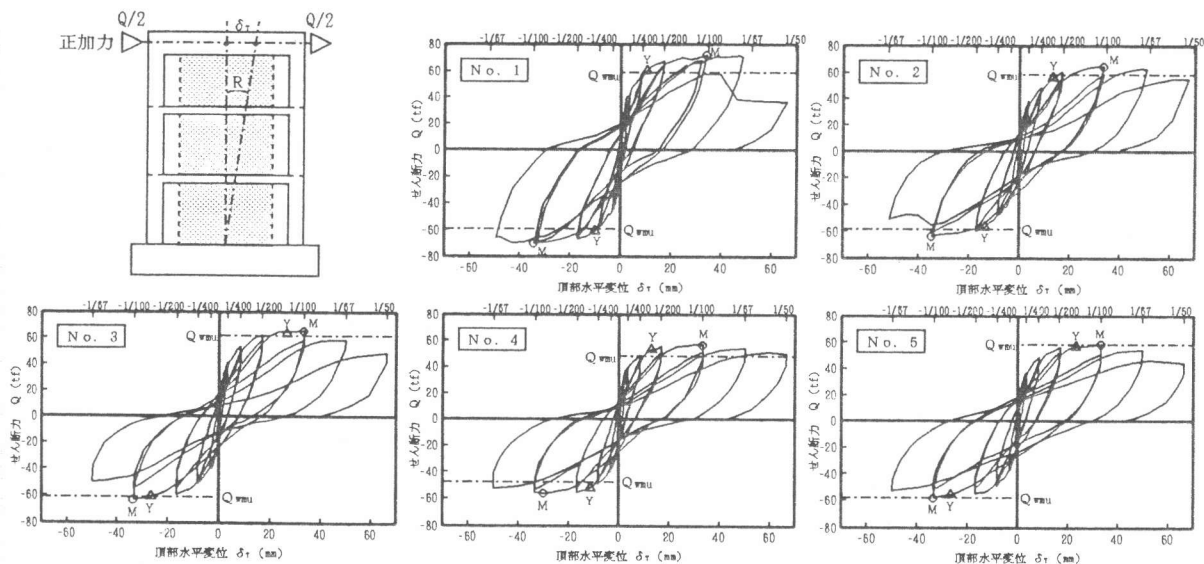


図-4 せん断力-頂部水平変位 ($Q-\delta_T$) 曲線

によって求まる計算値(Qvsu)が、実験値の最大せん断力に最も近い結果となった。ただし、(*4)式においては、枠梁主筋または頭つなぎ筋が全てコッター筋として有効であり、床スラブのコンクリートが梁幅分または壁厚分のみコッターとして有効であるとみなして算定した。

3.2 局所性状

図-5は、P C a壁板1, 2層の水平接合部および鉛直接合部のずれ変位を、正加力時の制御部材角との関係で示したものである。一体打ちの試験体No. 1については、当然ながら鉛直接合部はなく、水平接合部については他の試験体と同じ位置での打継ぎ部の水平変位として図示した。基礎スタブおよび加力梁の拘束効果の影響が少ない2層P C a壁板についてみると、制御部材角が比較的小さい時点では、水平接合部のせん断ずれ変形が進行し、圧縮側柱に近い鉛直接合部を押しつけるような状態となるが、各試験体が最大せん断力を示すR=+1/100で頭打ちの傾向がみられる。これに対し、鉛直接合部では、2層壁隅角部に向かって形成されるP C a壁板の圧縮ストラットによる力の流れを受けることによって、R=+1/100以降の大変形時に、壁板が鉛直接合部で押し下げられるような挙動を示している。

図-6は、各試験体の枠梁または床スラブの材軸方向の伸び量を、正加力時の制御部材角との関

係で示したものである。

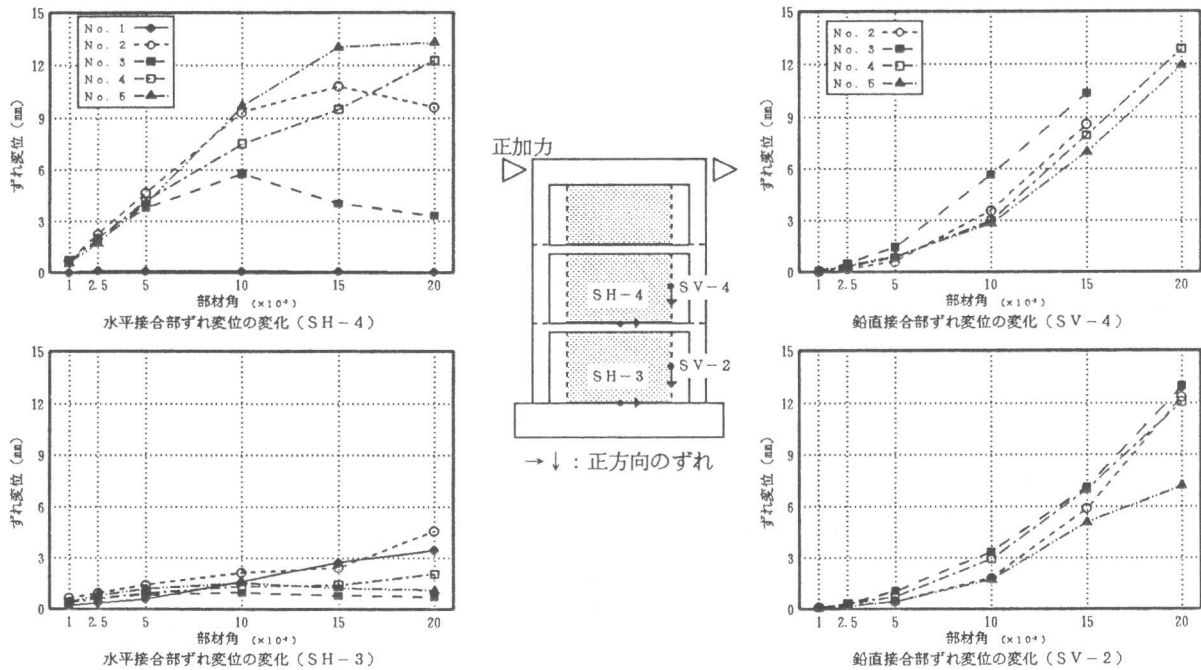


図-5 P C a壁板の接合部のずれ変位 (正加力時)

表-3 最大荷重時せん断力の実験値と計算値との比較(単位:tf)

試験体		No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5
Q _{max}	+	72.5	64.9	65.8	56.9	58.4
	-	69.9	63.4	63.4	56.1	58.5
Q _{wmu}	#1	59.3 (1.22)	58.6 (1.11)	61.6 (1.07)	47.8 (1.19)	58.4 (1.00)
Q _{wsu1}	#2	54.1 (1.34)	57.3 (1.13)	57.1 (1.14)	54.1 (1.05)	56.9 (1.03)
Q _{wsu2}	#3	71.9 (1.01)	76.2 (0.85)	75.7 (0.87)	70.9 (0.80)	75.4 (0.76)
Q _{vsu}	#4	-	65.5 (0.99)	64.2 (1.02)	64.7 (0.88)	64.9 (0.90)
Q _{hsu}	#5	-	91.8 (0.71)	95.3 (0.69)	80.5 (0.71)	91.8 (0.64)

表の()内の数値は(Q_{max}/計算値)を示す。Q_{max}:最大せん断力(実験値)

#1 $Mwu = (at \cdot \sigma_y + 0.5aw \cdot \sigma_{wy} + 0.5N) \ell_w$, $Qwmu = Mw/h$

#2 $Qwsu1 = \{0.053p_{tc}^{0.23}(Fc+180)/(M/(Q \cdot D)+0.12) + 2.7\sqrt{\sigma_{wh} \cdot pwh} + 0.1\sigma_o\} b_c \cdot j$

#3 $Qwsu2 = \{0.068p_{tc}^{0.23}(Fc+180)/\sqrt{M/(Q \cdot D)+0.12} + 2.7\sqrt{\sigma_{wh} \cdot pwh} + 0.1\sigma_o\} b_c \cdot j$

#4 $Qvsu = (0.1Fc \cdot Asc + \Sigma av \cdot \sigma_{vy}) \ell_w/h$, #5 $Qhsu = 0.7(at \cdot \sigma_y + aw \cdot \sigma_{wy} + N)$

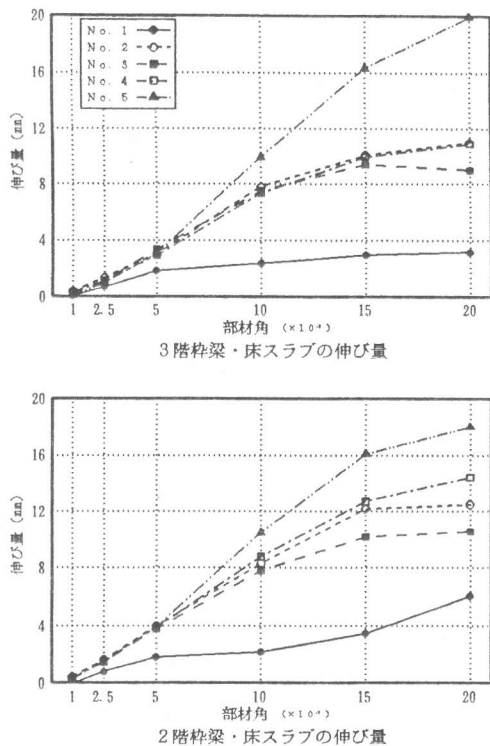


図-6 枠梁・床スラブの伸び量

係で示した。材軸方向の伸び量は、各階の枠梁心またはそれに相当する位置での内法スパン長さの変化量であり、スパン内に生じたひびわれの幅を含んだものである。図-6によれば、試験体No. 1は最終加力時に主筋が降伏応力に達した2階の枠梁でも6mm程度の伸びであるのに対して、P C a試験体はいずれもR=+1/400から枠梁または床スラブの伸び量がNo. 1よりも大きくなっている。いま、P C a試験体No. 2とNo. 3とを比較してみると、その伸び性状は2、3階ともほぼ類似した傾向にあることから、梁型の有無による拘束効果の差異は小さいものと考えられる。一方、壁板、側柱ともにP C a部材とした試験体No. 5は、最大せん断力に達するR=+1/100以降、他のP C a試験体と比べても床スラブは大きく伸びだしている。これについては、試験体が最大せん断力に達した後は、P C a壁板とP C a柱とに挟まれた場所打ち壁部分のコンクリートの剥落が、特に顕著となったことに起因すると思われる。

4. P C a連層耐震壁のせん断終局強度に関する検討

前節のP C a壁板の局部性状に基づけば、水平接合部にずれ変形が生じることにより、壁板の水平接合筋（せん断補強筋および梁主筋または頭つなぎ筋）によるトラス機構の負担せん断力は低減されることが考えられる。本章では、P C a連層耐震壁のせん断耐荷機構が、試験体全体のアーチ機構、水平接合筋による45°方向のトラス機構および各階のP C a壁板によるアーチ機構で構成されるものとし、水平接合部に見かけの摩擦係数(μ')を仮定することにより、P C a壁板の水平接合部でのせん断伝達の摩擦式を本P C a連層耐震壁のせん断終局強度式とする。すなわち、

$$V_{u(PCa)} = V_{au} + V_{tu(PCa)} \quad (1)$$

$$T_t + T_{ai} + T_r = T \quad (= a_w \cdot \sigma_{wy} + a_b \cdot \sigma_{by}) \quad (2)$$

$$V_{tu(PCa)} = T_t \cdot \alpha + T_{ai} \quad (3)$$

$$V_{u(PCa)} = \mu' (N_a + T_t \cdot \alpha + T_{ai} \cdot 1/\alpha') + T_r \quad (4)$$

ここに、 $V_{u(PCa)}$:P C a連層耐震壁のせん断強度、 V_{au} :アーチ機構の負担せん断力(R C連層耐震壁と同等とする)、 $V_{tu(PCa)}$:P C a連層耐震壁の水平接合筋の負担せん断力、 T_t :45°方向のトラス機構によって生じる水平接合筋の引張力、 T_{ai} :各階アーチ機構によって生じる水平接合筋の引張力、 T_r :水平接合筋の引戻し力、 $N_a = V_{au} / \tan \theta$:アーチ機構による水平接合部への作用圧縮力、 $a_w \cdot \sigma_{wy}$:1層分の壁板の水平せん断補強筋断面積とその降伏点との積、 $a_b \cdot \sigma_{by}$:1層分の梁主筋または頭つなぎ筋の断面積とその降伏点との積、 $\alpha = \ell_{wb} / h_w$ 、 $\alpha' = \ell_{wai} / h_w$ (ℓ_{wai} :各階アーチ機構の等価壁長さで、ここではP C a壁板の水平長さ)、その他の記号は、「R C終局強度型指針[1]」による。また、見かけの摩擦係数 μ' については、福田らの研究[2]を参照して $\mu' = 0.5$ とした。式(4)に式(1)~(3)を代入して $V_{u(PCa)}$ について解くことにより、せん断終局強度式として式(5)を得る。

$$V_{u(PCa)} = \frac{(\mu' \alpha' / \tan \theta - \mu' + \alpha') V_{au} + \{\mu' \alpha (\alpha' - 1) + \alpha' (\alpha + 1)\} T / 2}{2 \alpha' - \mu'} \quad (5)$$

なお、式(5)では $T_t = T/2$ 、すなわち1層分の水平接合筋の引張力の半分が 45° 方向のトラス機構に寄与することを仮定している。表-4は、各試験体の最大せん断強度について、式(5)から求まる算定結果と比較したものである。一体打ちのRC試験体No. 1については、従来通りトラス機構とアーチ機構の累加強度とする理論式[1]に基づいてせん断終局強度を算定した。ここで、実験値と計算値とがほぼ一致したことにより、試験体No.

表-4 せん断終局強度式による算定結果一覧 (単位:tf)

試験体	V _u (実)	T	V _{au} (計)	V _u (計)	実/計
No. 1	72.5	20.4	28.1	71.9	1.01
No. 2	64.9	20.4	30.4	62.6	1.04
No. 3	65.8	23.6	29.9	65.2	1.01
No. 4	56.9	23.6	29.8	65.0	0.88
No. 5	58.5	23.6	30.7	66.2	0.88

V_{au}のσ_Bは2層のコンクリート圧縮強度、ν=ν₀とした。

1は、部材のせん断耐力に達して1層壁隅角部がせん断圧縮破壊したと考えられる。

一方、PCa試験体No. 2~No. 5については、V_{au}を一体打ちのRC試験体と同程度に負担すると仮定して式(5)に代入し、せん断終局強度V_{u(PCa)}を算定した結果、曲げ降伏後に鉛直接合部がずれ破壊を呈した試験体No. 2, 3では、実験値が計算値のせん断強度を上回っていた。これに対して、曲げ降伏後のせん断破壊に至らなかった試験体No. 4, 5については、実験値が計算によるせん断終局強度にまで達しなかったことから、PCa壁板の水平接合部に見かけの摩擦係数を仮定して、壁板の水平接合筋によるトラス機構の負担せん断力を低減させる方法により、本PCa連層耐震壁の破壊機構の指標が示唆されたものと思われる。

5. まとめ

PCa連層耐震壁の水平加力実験を行い、次のような知見が得られた。

- 1) 構造諸元がほぼ同等なRC連層耐震壁試験体と本PCa試験体の破壊性状を比較したところ、前者が試験体全体のアーチ的な抵抗要素であるのに対して、後者は構面内の水平および鉛直接合部のずれ変位により、トラス的な耐荷機構を示していることが本実験からも明かとなった。
- 2) PCa壁板の上端の梁型の有無による構造性能への影響は、本実験の場合では小さいと思われる。また、RC連層耐震壁試験体の中間梁の主筋量と等量を、PCa試験体にも頭つなぎ筋として配筋したが、それらは全て有効に作用していることが確認された。
- 3) 側柱の主筋量を低減した試験体は、耐力低下の小さい曲げ型の履歴性状を示したが、壁板とともに側柱もPCa部材とした試験体は、側柱を場所打ちとした試験体に比べ、PCa部材に挟まれた場所打ち壁コンクリートの圧潰が著しかった。
- 4) PCa壁板の水平接合部に見かけの摩擦係数を仮定して、壁板の水平接合筋によるトラス機構の負担せん断力を低減させる手法は、本PCa連層耐震壁の破壊形式を判断する上での目安となることが分かった。

本研究を行うに当たり、終始ご指導いただいた今井弘先生(筑波大学助教授)に謝意を表します。

参考文献

- 1) 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，1990.11
- 2) 福田幹夫・窪田敏行：壁式プレキャスト構造水平接合部のずれ挙動に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 13, No. 2, pp. 647-652, 1991. 6