

論文 敷モルタル方式の水平接合部を有する PCa 連層耐震壁のせん断耐力の評価法

古谷方人^{*1}・今井 弘^{*2}・松本智夫^{*3}

要旨: 既往の実験によると、枠付き PCa 連層耐震壁に関しては、一体打ちの RC 連層耐震壁とは異なる抵抗機構によってせん断力が伝達されると考えられる。本研究では、水平接合部での滑り挙動を考慮した PCa 連層耐震壁のせん断耐力の評価法を提案する。提案式は、水平力の作用によって生じるせん断抵抗機構を、トラス機構およびアーチ機構とし、これらのコンクリート圧縮斜材の鉛直方向の分力が水平接合部に作用する軸力であるとして、その摩擦抵抗を考慮したものである。本提案式を用いると、敷モルタル方式の既往の PCa 連層耐震壁のせん断耐力を概ね安全側に評価することができ、破壊形式に関する判別もある程度は可能となった。

キーワード: PCa 連層耐震壁, トラス機構, 全体アーチ機構, 各階アーチ機構, 敷モルタル

1. はじめに

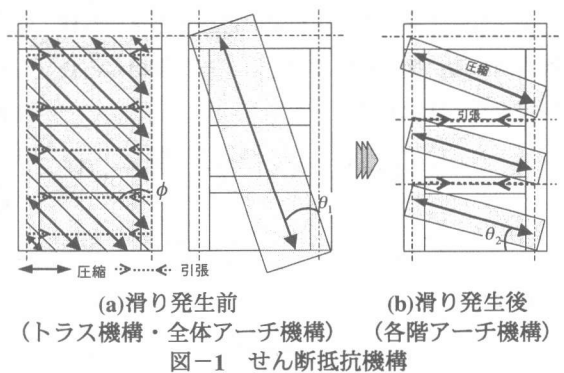
中・低層の壁式 PCa 構造の耐力壁は、水平接合部で敷モルタルを介した建方（敷モルタル方式）を行っており、広く普及している。そして、今日では、その施工性の容易さから、高層の枠付き PCa 連層耐震壁の水平接合部でも、敷モルタル方式が多用されるようになってきている。このとき、PCa 連層耐震壁のせん断抵抗機構は、一体打ち RC のそれとは異なるにもかかわらず、せん断耐力の算定には既往の一体打ちの計算式をそのまま用いる場合が多い。それは、PCa 連層耐震壁のせん断耐力を的確に評価する方法がないからであり、抵抗機構に基づいた論理的な評価方法を確立する必要がある。

筆者らは、既報¹⁾において、PCa 連層耐震壁の水平接合部に作用する軸力としては、長期の軸力のみを考えた。しかしながら、既往の PCa 連層耐震壁の実験研究^{2)~9)}によれば、軸方向力は両側の枠柱上に直接載荷している。そこで、本報では、水平力の作用によって生じるトラス機構およびアーチ機構の鉛直方向の分力を、水平接合部への作用軸力として考慮したせん断耐

力式を提案する。そして、既往の敷モルタル方式の PCa 連層耐震壁試験体^{2)~9)}に、提案した耐力式を適用して、本解析モデルの妥当性を検証する。

2. 抵抗機構のモデル化

本報で提案するモデルは、図-1 に示すように、PCa 連層耐震壁の負担せん断力が水平接合部のせん断耐力に達し、PCa 壁板の水平接合部に滑りが生じる前と後とで、応力伝達機構が異なるモデルである。作用せん断力の小さいうちは、トラス機構と全体アーチ機構で抵抗し、滑りが生じると各階アーチ機構に移行する。従って、PCa 連層耐震壁のせん断耐力 $Vu_{(PCa)}$ は、水平接合部のせん断耐



*1 筑波大学大学院 工学研究科構造工学専攻 (正会員)

*2 筑波大学助教授 機能工学系 工博 (正会員)

*3 安藤建設(株)技術研究所 工修 (正会員)

力 V_{Hj} に各階アーチ機構で負担するせん断力 V_{a2} を累加したもの($V_{u(PCa)} = V_{Hj} + V_{a2}$)となる。

2.1 滑りが生じる前

PCa 連層耐震壁の水平接合部に滑りが生じる前では、図-1(a)に示すように、トラス機構と全体アーチ機構で作用せん断力に抵抗する。全体アーチ機構は、連層耐震壁全体にわたって形成される機構で、図-1(b)の各階に形成されるアーチ機構とは異なるものである。

2.2 滑りが生じた後

PCa 連層耐震壁の負担せん断力が、水平接合部のせん断耐力に達して滑りが発生すると、図-1(b)に示すように、せん断抵抗機構は各階アーチ機構へ移行する。水平接合部に滑りが生じると、PCa 壁板の水平接合部ではそれ以上のせん断力を負担できないので、コンクリート圧縮斜材は PCa 壁の水平接合部を横切るように結ぶことはできず、両柱を直接結ぶことになる。

2.3 柱に発生する曲げモーメント分布

柱に作用する曲げモーメント分布は、図-2(a)柱のラーメン変形によるものと(b)各階アーチ機構の斜材からの反力によるものの重ね合わせであると考えられる。ここで、(a)、(b)の両機構に作用するせん断力をそれぞれ $2Q$ 、 $2q$ とし、 $2Q = 2q$ と仮定すると、柱には図-2(c)のような曲げモーメント分布が発生する。

2.4 各階アーチ機構の斜材幅

図-2(b)において、 $2q$ が最大になるときの斜材幅を求める。図-3に示す各階アーチ機構の釣合いにより式(1)を得る。

$$2q = q_1 - q_2 = N_d \cdot \cos \theta_2 \left(\frac{h_w + x}{2h_w} - \frac{h_w - x}{2h_w} \right) \quad (1)$$

$$= v\sigma_B t_w \cdot (h_w - x) \cdot \frac{l_w^2}{l_w^2 + x^2} \cdot \frac{x}{h_w} \quad (2)$$

ただし、

$$N_d = v\sigma_B t_w \cdot (h_w - x) \cdot \cos \theta_2 \quad (3)$$

$$\cos \theta_2 = \frac{l_w}{\sqrt{l_w^2 + x^2}} \quad (4)$$

ここで、 N_d ：斜材の軸方向圧縮耐力、 θ_2 ：各階アーチ機構の角度、 h_w ：階高、 t_w ：壁厚、 l_w ：

両柱柱中心間距離、 $v\sigma_B$ ：コンクリートの有効圧縮強度

式(2)に下界定理を適用し、 $2q$ が最大になるときの x は、 $l_w/h_w \approx 3 \sim 4$ であるので、式(5)で得られる。

$$x = l_w \left\{ \sqrt{\left(\frac{l_w}{h_w} \right)^2 + 1} - \frac{l_w}{h_w} \right\} \approx \frac{h_w}{2} \quad (5)$$

これにより、各階アーチ機構の斜材が伝達できるせん断力は、斜材の幅が階高のほぼ $1/2$ であるときに最大となり、圧縮力の合力 N_d の水平方向成分 $N_d \cos \theta_2$ は階高のほぼ $1/4$ の高さに作用することになる。

2.5 破壊機構

各階アーチ機構は、PCa 壁板と柱、および中間梁の3部材によって順にせん断力が下層に伝達されていく機構であるので、これらのうちの最小の耐力で各階アーチ機構の耐力が決定する。従って、このモデルでは、PCa 連層耐震壁で水平接合部に滑りが生じる場合の破壊形式を3通り（壁コンクリートの圧縮破壊型、柱のせん断破壊型、および中間梁主筋の引張降伏型）に分類することができる。

2.6 解析モデルの仮定

鉛直接合部と水平接合部の問題を同時に考慮す

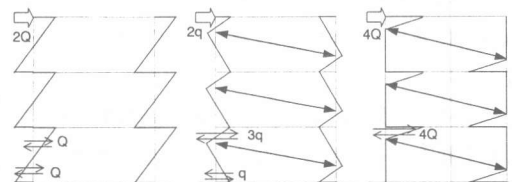


図-2 柱に発生する曲げモーメント分布 (梁は省略)

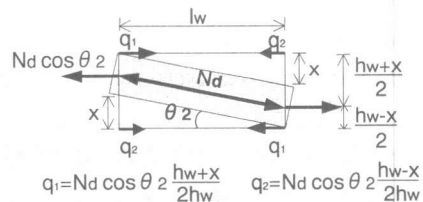


図-3 各階アーチ機構の斜材による力の釣合い

ることは、現時点では困難である。また、鉛直接合部の破壊が先行して最終破壊に結びついた実験例が少なかった。これらの理由から、本報では鉛直接合部の破壊の影響は無視し、水平接合部の破壊のみを考慮する。

また、全体アーチ機構の角度 θ_1 は逆対称曲げ加力の場合と同じと仮定する。これは、実際より θ_1 が大きき評価される仮定である。

各階アーチ機構では、滑り発生前の機構で横補強筋とコンクリートが負担する応力をそれぞれ全強度から差し引いたもので抵抗する。そのため、滑り発生時のトラス機構と全体アーチ機構が負担しているせん断力の比を算定する必要があるが、その方法はないため、便宜的に終局時の割合と同じであると仮定する。

また、実験では、軸方向力を枠柱上に直接載荷しており、ここではPCa連層耐震壁の水平接合部へは作用しないと考える。

3. せん断耐力式

本章では、PCa連層耐震壁のせん断耐力を算定するための提案式を示す。

いま、水平接合部のせん断耐力 V_{Hj} およびPCa連層耐震壁を一体打ちとみなして求めたせん断耐力 V_u が得られたとする。 $V_{Hj} > V_u$ が成り立つときは、PCa連層耐震壁のせん断耐力 $V_{u(PCa)}$ は式(6)で算定してよい。

$$V_{u(PCa)} = V_u \quad (6)$$

一方、 $V_{Hj} \leq V_u$ の場合には、式(7)で算定する。

$$V_{u(PCa)} = V_{Hj} + \min(V_d, V_{cu}, T_u) \quad (7)$$

ここで、 V_d ：各階アーチ機構の斜材によって決まる耐力、 V_{cu} ：圧縮側枠柱のせん断耐力、 T_u ：中間梁主筋の引張降伏耐力

3.1 水平接合部のせん断耐力式

式(8)は、提案する水平接合部のせん断耐力式である。

$$V_{Hj} = \mu \cdot a_w \sigma_w + \mu \cdot N_s \quad (8)$$

ここに、 μ ：水平接合部の摩擦係数、 a_w ：PCa

壁板内の水平接合部鉛直接合筋の断面積、 σ_w ：同滑り発生時の接合筋応力、 N_s ：水平力によって生じる軸力

今回選定した全ての試験体の水平接合部は、敷モルタル方式であり、摩擦係数 μ は既報⁹⁾と同じ様に $\mu=0.7$ とした。

水平力によって生じる軸力 N_s は式(9)による。

$$N_s = V_{t(PCa)} / \tan \phi + V_{a(PCa)} / \tan \theta_1 \quad (9)$$

ここで、 $V_{t(PCa)}$ 、 $V_{a(PCa)}$ ：PCa連層耐震壁のトラス機構およびアーチ機構による負担せん断力、 ϕ 、 θ_1 ：トラス機構および全体アーチ機構のコンクリート圧縮斜材の角度

式(8)の第1項は、水平接合部の鉛直接合筋の効果を示す項である。PCa連層耐震壁の水平接合部に滑りが生じたときの接合筋の応力 σ_w を求めるために、鈴木・松崎らによる滑り量を考慮した接合部のせん断耐力式¹⁰⁾を用いて、接合部に2mmの滑りが生じたときの接合筋1本当りでのせん断耐力 $q_{(2)}$ を、本報で選定した試験体について算定した。その結果、接合筋の応力は、降伏強度に対して35%~47%であり、式(8)の第1項は式(10)で得られる。

$$\mu \cdot a_w \sigma_w = n \cdot q_{(2)} = D_o \quad (10)$$

ここで、 n ：水平接合部の鉛直接合筋の本数

また、トラス機構の角度は 45° とすると、 $\tan \phi = 1$ であることを考慮し、式(8)に式(9)と式(10)を代入すると、水平力の作用による軸力を考慮した水平接合部耐力式(11)が得られる。

$$V_{Hj} = D_o + \mu \cdot (V_{t(PCa)} + V_{a(PCa)} / \tan \theta_1) \quad (11)$$

さらに、水平接合部の鉛直接合筋によるせん断抵抗は、トラス機構とアーチ機構の両者の抵抗要素であるとして、それぞれの機構に分配すると、式(12)が得られる。このとき、第1項と第2項はそれぞれトラス機構とアーチ機構に含まれる要素の耐力であり、接合筋によるせん断耐力が両機構に配分される割合は、PCa連層耐震壁を一体打ちとして算定した場合の割合($V_t : V_a$)と同じとした。

ここに、 Vt , Va : PCa 連層耐震壁を一体打ちとみなしたときの、トラス機構とアーチ機構の耐力

$$V_{Hj} = (D_o \cdot Vt / Vu + \mu \cdot Vt_{(PCa)}) + (D_o \cdot Va / Vu + \mu \cdot Va_{(PCa)} / \tan \theta_1) \quad (12)$$

また、滑り発生前の機構の耐力について、式(13)が成り立つ。

$$V_{Hj} = Vt_{(PCa)} + Va_{(PCa)} \quad (13)$$

式(12)と式(13)より、トラス機構に関しては式(14)が得られ、これを解いたものが式(15)である。

$$Vt_{(PCa)} = D_o \cdot Vt / Vu + \mu \cdot Vt_{(PCa)} \quad (14)$$

$$Vt_{(PCa)} = \frac{D_o}{1 - \mu} \cdot \frac{Vt}{Vu} \quad (15)$$

一方、式(12)の第 2 項で表される全体アーチ機構に関しては、PCa 連層耐震壁試験体の $\tan \theta_1$ が 0.22~0.67 で、摩擦係数が $\mu = 0.7$ であるので、 $\mu Va_{(PCa)} / \tan \theta_1 > Va_{(PCa)}$ となる。つまり、全体アーチ機構の負担せん断力に比べ、その鉛直方向の分力によって生じる摩擦力が過剰に評価されてしまう。こういった矛盾が生じないようにするために、式(12)の第 2 項の全体アーチ機構の耐力を $Va_{(PCa)}$ に置き換える。ここで、 $Va_{(PCa)}$ は算定する手段が確立していないので、滑り発生時のトラス機構と全体アーチ機構のせん断力の負担比率が終局時と同じと仮定し、式(16)で与えることとする。

$$Va_{(PCa)} = Va \cdot \frac{Vt_{(PCa)}}{Vt} \quad (16)$$

これらを考慮して、式(15)と式(16)を式(13)に代入すると、以下の式(17)を得る。

$$V_{Hj} = \frac{D_o}{1 - \mu} \quad (17)$$

3.2 枠柱のせん断耐力式

枠柱のせん断耐力 cV_{cu} は、次式で算定する。

$$cV_{cu} = Vt_{cu} + Va_{cu} \quad (18)$$

ここで、 Vt_{cu} , Va_{cu} : 枠柱に形成されるトラス機構とアーチ機構のせん断耐力

算定に用いるトラス機構の斜材の角度は 45° 、せん断スパン長さは $h_w / 8$ とした。

3.3 中間梁主筋の引張降伏耐力式

中間梁主筋の引張耐力 T_u は式(19)で得られる。

$$T_u = A_b \sigma_{by} (1 - \alpha) \quad (19)$$

ここに、 A_b : 一層分の横補強筋(中間梁主筋と両枠柱に定着されている壁板の横補強筋)の断面積の和、 $\alpha = V_{Hj} / Vu$: 水平接合部の滑りが生じるまでに使用された横補強筋およびコンクリートの全強度に対する割合

このとき、横補強筋の全強度から、水平接合部に滑りが発生するまでにトラス機構で使用された分は低減している。

3.4 壁板の圧壊耐力式

壁板に形成される各階アーチ機構の圧縮斜材は、水平接合部に滑りが発生するまでに使用された分を全強度から差し引いた残りのコンクリート分で抵抗する。

$$V_d = v \sigma_B (1 - \alpha) \cdot h_w / 2 \cdot t_w \cdot \cos^2 \theta_2 \quad (20)$$

表-1 試験体諸元

文献No. 層数	試験体名	Dc <bc> (cm)	lw <tw> (cm)	H <hw> (cm)	D_{wh} (%)
2) 3層	No. 2	21 <34>	219 <7.2>	336 <122>	0.38
	No. 3				
	No. 4				
	No. 5				
3) 3層	No. 7	21 <34>	219 <7.2>	336 <122>	0.80
4) 3層	WS1	20 <60>	250 <7.5>	312 <100>	0.37
	WS2				
	WS3				
	WF				
5) 3層	WF1				
	WF2				
	WF3				
	WF4				
6) 3層	PCWALL1	30 <30>	300 <10>	700 [420] <116.6>	0.61
	PCWALL2			424.7 [420] <116.6>	0.16
7) 2層	PW0	30 <30>	170 <8.5>	240 <128.25>	0.43
	PW1				
	PW2				
2層	PW3	35 <30>	165 <8.5>		0.46
		35 <46>	385 <6.8>	172 <96>	0.41
9) 2層	PCW-6101	22.5 <22.5>	234 <6>	180 <96>	0.67
	PCW-6103				

Dc, <bc> : 枠柱のせい、<幅>

lw, <tw> : 両枠柱中心間距離、<壁厚>

H, <hw> : 変動軸力を考慮した加力点高さ、<階高>

[]内は試験体の加力点高さ

D_{wh} : 水平接合部鉛直接合筋比

文献 2), 3), 6), 7) および WF2 は壁板が 1 枚、文献 9) は壁板が 3 分割で、その他は 2 分割。

4. 提案式の評価

本提案式の妥当性を検証するため、既往の PCa 連層耐震壁の実験研究^{2)~9)}の試験体 22 体を選定し、在来の一体打ち RC 連層耐震壁のせん断耐力式と本提案式による算定結果の比較を行った。

4.1 試験体

選定した試験体の諸元を表-1 に示す。選定の条件は、(a) 縮尺が 1/3 程度以上であること。(b) 2 層以上の PCa 壁板を有する 1 スパンの連層耐震壁であること。(c) I 型断面の連層耐震壁であれば、枠柱は場所打ち、PCa 部材を問わない。(d) 加力方式は、試験体の頂部に変動または定軸力が载荷された状態で、頂部加力梁に正負繰返し水平力が集中载荷されていること。

全ての試験体の水平接合部には敷モルタルが施工されており、PCa 壁板の底面にはコッタはない。1 スパン内の PCa 壁板が、2 枚または 3 枚に分割されているものもある。

PCa 壁板のコンクリート圧縮強度は、多くの場合、場所打ちコンクリートに比べて高い。また、解析モデルで考慮するトラス機構と全体アーチ機構、および各階アーチ機構は、主に PCa 壁板に圧縮斜材を形成するが、一部は場所打ち部にも形成される。従って、安全側の算定結果となることも考慮し、算定式に用いるコンクリート圧縮強度は、場所打ちコンクリートの平均値とした。

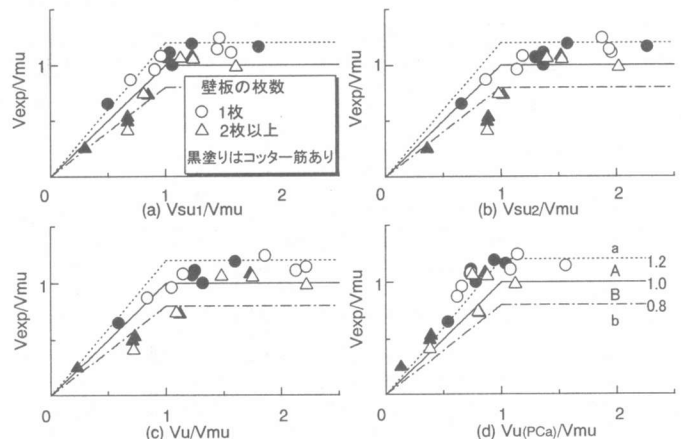
トラス機構による負担せん断力や中間梁主筋の引張耐力の算定に使用する横補強筋としては、中間梁主筋と枠柱に定着されている壁板の横補強筋は区別せず同等に扱う。各層で配筋が異なる場合もあるので、3 層の試験体では第 2 層、2 層の試験体では第 1 層を基準として、全横補強筋量はそれぞれ 3 倍、2 倍とした。

4.2 照査の結果

選定した 22 体の試験体について、せん断耐力を算定した結果を図-4 に、実験と提案式による破壊形式の判定を表-2 に示す。試験体の破壊形式は、各実験の報告書に基づき、5 つの破壊形式、即ち、壁板の圧壊、枠柱のせん断破壊、中間梁主筋の引張降伏、さらに、一体打ちとした場合のせん断破壊および曲げ破壊の組み合わせで表した。

水平接合部を敷モルタル方式とした PCa 連層耐震壁のせん断耐力を、既往の一体打ちを対象としたせん断耐力式で算定すると、8~10 体が大きめに評価(表-2 中での評価 B または b) されている。これに対して提案式では、半数以上の 14 体で過小な評価(評価 a) を与えている一方で、過大な評価(評価 b) は見られなかった。

1 スパン内の PCa 壁板が 2 枚以上で構成され、中間に鉛直接合部がある試験体については、既往の耐力式では過大に評価される傾向にある。一方、本提案式では、これらについても概ね安全側の評価となった。また、鉛直接合部の水平接合筋(コッタ筋)の有無のせん断耐力への影響は、本解析からは特に認められなかった。



図中の実線は、実験値=計算値を表す。

$$Vmu = (a_s \sigma_y + 0.5 a_w \sigma_{wy} + 0.5 N) \cdot l_w / H$$

$$(a) V_{su1} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (\sigma_B + 180)}{M / (VD) + 0.12} + 2.7 \sqrt{\sigma_{wh} p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} \cdot b_c \cdot j$$

$$(b) V_{su2} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (\sigma_B + 180)}{\sqrt{M / (VD) + 0.12}} + 2.7 \sqrt{\sigma_{wh} p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} \cdot b_c \cdot j$$

$$(c) Vu = t_w \cdot l_w \cdot p_s \cdot \sigma_{sy} \cdot \cot \phi + \tan \theta_1 (1 - \beta) \cdot t_w \cdot D \cdot v \sigma_B / 2$$

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

$$\tan \theta = \sqrt{(H/D)^2 + 1} - H/D$$

$$\cot \phi = 1.0$$

$$v = 0.7 - \sigma_B / 2000$$

Vmu 、 V_{su1} および V_{su2} は文献 11)、 Vu は文献 12) による。

図-4 既往の耐力式と提案式との関係

表-2 中の白抜き部は、本提案式による破壊形式で、○印は実験で観察された破壊形式を示す。従って、白抜き部と○があれば、実験と解析との破壊形式が一致したことになる。実験の破壊形式は複合している場合もあるが、全 22 体中 10 体について、少なくとも 1 つの破壊形式が実験と解析で一致したことを示している。また、2 番目に小さい耐力を示す破壊形式まで考慮すると、19 体について一致する。

5. まとめ

水平接合部の滑り挙動を考慮した、PCa 連層耐震壁のせん断耐力の評価法を提案し、既往の実験結果との照査を行った。その結果、PCa 壁板が複数である一部の試験体を除き、幾分過小評価の傾向にあるが、せん断耐力を概ね安全側に評価できた。また、破壊形式の判別については、本提案式によって求めた中間梁主筋が降伏するときのせん断耐力が小さめの評価であったため、全試験体の半数程度を予測できたにとどまった。本報では枠柱上に載荷されている軸方向力の影響を考慮しなかったが、これも含めた水平接合部耐力を評価す

る手法を提案することも必要であろうと思われる。

参考文献

- 1) 今井 弘ほか：枠付き PCa 連層耐震壁のせん断耐力の評価法に関する研究（その 1，その 2），A.I.J.大会，C-2 構造 IV，pp. 807～810，1998. 9
- 2) 松本 智夫ほか：プレキャスト壁板を内蔵した連層耐震壁の耐荷機構に関する研究，安藤建設技術研究所報，Vol. 3，pp. 33～42，1997
- 3) 松本 智夫ほか：プレキャスト壁板を内蔵した連層耐震壁の耐荷機構に関する研究（その 2），安藤建設技術研究所報，Vol. 4，pp. 63～74，1998
- 4) 井上 芳生ほか：WR-PC 構法に関する共同研究—張り間方向連層耐震壁の実験—（その 1，その 2），A.I.J.大会，C 構造 II，pp. 529～532，1993. 9
- 5) 倉本 洋ほか：WR-PC 構法に関する共同研究—張り間方向連層耐震壁の実験—（その 3，その 4）A.I.J.大会，C 構造 II，pp. 327～330，1994. 9
- 6) 犬飼 瑞郎ほか：高層 PCa 鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験的研究（その 1，その 2），A.I.J.大会，C 構造 II，pp. 787～790，1991. 9
- 7) 柳瀬 高仁ほか：プレキャスト耐震壁に関する実験的研究，佐藤工業株式会社技術研究所報，No. 20，pp. 53～60，1994
- 8) 飯田 良春ほか：高層ラーメンプレキャスト工法の開発，A.I.J.大会，C 構造 II，pp. 445～446，1990. 10
- 9) 田中 清ほか：プレキャスト鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験的研究，J.C.I.大会，Vol. 9，No. 2，pp. 163～168，1987
- 10) 鈴木 基晴ほか：プレキャスト RC 部材接合面におけるせん断力の伝達に関する実験的研究，J.C.I.大会，Vol. 18，No. 2，pp. 1199～1204，1996
- 11) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能（1990）
- 12) 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

表-2 PCa 連層耐震壁のせん断耐力と破壊形式

文献 No.	試験体名	せん断耐力					実験と提案式の破壊形式										
		V _{exp} (kN)	既往の耐力式			提案式 V _{u(pca)} (kN)	壁板の圧壊		枠柱のせん断		中間梁降伏		せん断		曲げ		
			V _{su1} (kN)	V _{su2} (kN)	V _u (kN)		実 験	V _{Hj+V_d} (kN)	実 験	V _{Hj+V_c} (kN)	実 験	V _{Hj+T_u} (kN)	実 験	V _u (kN)	実 験	V _{mu} (kN)	
2)	No.2	636.2	599.5	A	784.0	A	719.3	A	425.1	a	695.4	630.9	425.1	719.3	○	<574.3>	
	No.3	645.0	606.8	A	785.3	A	741.4	A	438.5	a	688.6	636.1	438.5	741.4	○	<604.7>	
	No.4	557.8	578.9	A	741.2	A	751.1	A	443.2	a	701.0	644.8	443.2	751.1	○	<469.3>	
	No.5	573.0	608.3	B	787.7	B	754.3	B	444.8	a	○	705.1	652.6	444.8	754.3	○	<573.2>
	No.7	872.4	669.6	a	881.7	B	792.0	A	717.6	a	<780.7>	1002.6	717.6	○	792.0	1340.4	
4)	WS1	669.8	855.1	b	1124.5	b	924.1	b	488.1	a	<802.0>	1030.2	○	488.1	924.1	1267.0	
	WS2	618.8	844.5	b	1113.9	b	905.8	b	482.4	a	<796.4>	1007.4	○	482.4	905.8	1267.0	
	WS3	523.7	845.2	b	1114.6	b	907.1	b	482.8	A	<796.8>	1017.8	○	482.8	907.1	1267.0	
	WF	480.5	788.5	B	991.9	B	1087.8	B	490.2	B	841.9	1000.4	○	<550.8>	1087.8	○	490.2
	WF1	730.6	778.3	A	964.5	A	1016.4	A	514.3	a	774.5	883.4	○	514.3	1016.4	○	<688.4>
5)	WF2	526.6	745.4	A	931.6	A	1016.4	A	476.3	A	774.5	864.1	○	<514.3>	1016.4	○	476.3
	WF3	763.0	869.9	A	1070.4	A	1217.3	A	609.8	a	853.7	877.6	○	609.8	1217.3	○	<705.3>
	WF4	742.4	877.0	A	1077.4	A	1236.7	A	619.5	A	856.3	883.0	○	619.5	1236.7	○	<705.3>
	PCWALL1	988.5	1257.3	A	1688.5	A	1929.5	A	869.2	A	1659.4	1733.1	1358.0	○	<1929.5>	869.2	
6)	PCWALL2	1022.8	1597.7	A	2004.8	A	2600.1	A	885.1	A	1466.6	<918.4>	1025.0	2600.1	885.1	869.2	
7)	PW0	554.1	659.2	a	844.6	a	833.4	a	448.2	a	978.2	○	767.0	○	<512.7>	833.4	448.2
	PW1	707.1	673.4	A	840.7	B	777.6	B	487.3	a	○	897.8	○	<718.4>	○	487.3	738.4
	PW2	801.2	708.3	A	877.2	A	847.5	A	548.3	a	○	936.5	○	<716.3>	○	548.3	738.4
	PW3	959.1	774.1	a	958.4	A	923.1	A	686.7	a	○	902.2	<763.5>	686.7	○	923.1	1099.3
	8)	1244.5	1521.5	B	1808.8	b	1151.3	A	657.0	a	○	<753.4>	1217.4	657.0	○	1151.3	5005.9
9)	PCW-6101	545.2	603.8	B	729.0	b	809.3	b	592.6	B	○	<715.1>	795.6	592.6	809.3	741.7	
	PCW-6103	543.3	628.6	B	753.8	b	827.7	b	600.1	B	○	<719.0>	785.0	600.1	827.7	741.7	

図-4 において、A：実線と点線の間の領域 a：点線より上の領域
 B：一点鎖線と実線の間の領域 b：一点鎖線より下の領域
 ○：実験で観察された破壊 白抜き部は最小の耐力で、<>は 2 番目に小さい耐力での破壊形式を表す。