
鋼管コンクリート柱・プレキャスト耐震壁構造の剪断耐荷性能

Shear Capacity of CFT Column and Precast Wall Structure

岩崎 隆 (Takashi Iwasaki) 稲岡 真也 (Shinya Inaoka) 村上 行夫 (Yukio Murakami) 森田 耕次 (Koji Morita)

要旨：

中高層集合住宅を対象に開発した CFT-PCa 耐震壁構造は、柱にコンクリート充填鋼管柱 (CFT) を用い、戸境壁にプレキャスト鉄筋コンクリート耐震壁 (PCa 耐震壁) を用いている。3 層縮小モデルによる繰り返し曲げ剪断実験を、壁に埋め込んだプレート梁と柱との接合部の隙間をコンクリートで充填したタイプと、定着筋を溶接した T 形鋼を壁に埋め込んで柱のガセットと T 形鋼をボルト接合したタイプで行い、いずれも耐力とエネルギー吸収能力が十分大きいことを確認した。設計式の検討では、後打ちタイプ、ボルトタイプともアーチ機構とトラス機構のモデルで最大耐力を推定できることがわかった。

Synopsis：

CFT-PCa Wall Structure that is developed for middle-to-high-rise multi-family housing complex, consists of CFT columns and precast RC walls. Cyclic shear bending tests are performed by using 1/3 scaled 3-floor models with two types of connections between columns and walls: one is concrete filled type and in that, a plate is placed inside of wall panels as a girder and after jointing the plate to a column, the space therebetween is filled by concrete and another type is that a T-bar with welded rebar is placed inside of walls and is jointed to column by bolts. Both types have sufficient strength and energy absorption capacity. The maximum strengths of the both types are explicable from the mechanism of the truss action and the arch action of the designed model.

(c)JFE Steel Corporation, 2003

本文は次のページから閲覧できます。

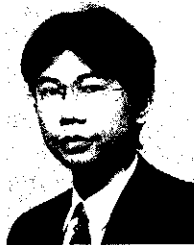
鋼管コンクリート柱・プレキャスト耐震壁構造 の剪断耐荷性能*

川崎製鉄技報
30 (1998) 1, 7-13

Shear Capacity of CFT Column and Precast Wall Structure



岩崎 隆
Takashi Iwasaki
エンジニアリング事業
本部 建設事業部建築
技術部 主査(課長補)



稲岡 真也
Shinya Inaoka
建材センター 鋼構造
研究所 主任研究員
(掛長)



村上 行夫
Yukio Murakami
建材センター 鋼構造
研究所



森田 耕次
Koji Morita
千葉大学 工学部建築
学科 教授・工博

1 はじめに

近年、建築構造の分野では省力化・工期短縮をねらいとした躯体プレハブ化の要求が高まってきており、集合住宅系建築物においても、種々のプレハブ工法が開発、適用されている。その一例として、RC 躯体をプレキャスト (PCa) 部材とし、施工の省力化を図った実施例が多い。

一方、合成構造の分野では、鋼とコンクリートのそれぞれの長所を生かした混合構造の開発が進み、急速な発展が見られる。特にコンクリート充填鋼管柱 (CFT) は、その優れた構造性能、耐火性能、施工性からさらに普及が進むものと思われる。

CFT-PCa 耐震壁構法は、中高層集合住宅を対象に、CFT の柱に、鉄骨系の大梁とプレキャスト鉄筋コンクリート耐震壁 (PCa 耐震壁) を組合せた構法で、工業化することによって鉄骨造の工期で建てられ、強風時の揺れや遮音性などの居住性は従来の鉄骨造建物にない優れた特性を持つ構法として開発した。

本論文では、CFT-PCa 耐震壁構法の基本的な耐荷性能を明らか

要旨

中高層集合住宅を対象に開発した CFT-PCa 耐震壁構造は、柱にコンクリート充填鋼管柱 (CFT) を用い、戸境壁にプレキャスト鉄筋コンクリート耐震壁 (PCa 耐震壁) を用いている。3 層縮小モデルによる繰返し曲げ剪断実験を、壁に埋め込んだプレート梁と柱との接合部の隙間をコンクリートで充填したタイプと、定着筋を溶接した T 形鋼を壁に埋め込んで柱のガセットと T 形鋼をボルト接合したタイプで行い、いずれも耐力とエネルギー吸収能力が十分大きいことを確認した。設計式の検討では、後打ちタイプ、ボルトタイプともアーチ機構とトラス機構のモデルで最大耐力を推定できることがわかった。

Synopsis:

CFT-PCa Wall Structure that is developed for middle-to-high-rise multi-family housing complex, consists of CFT columns and precast RC walls. Cyclic shear bending tests are performed by using 1/3 scaled 3-floor models with two types of connections between columns and walls: one is "concrete filled type" in that, a plate is placed inside of wall panels as a girder and after jointing the plate to a column, the space therebetween is filled by concrete and another type is that a T-bar with welded rebar is placed inside of walls and is jointed to column by bolts. Both types have sufficient strength and energy absorption capacity. The maximum strengths of the both types are explicable from the mechanism of the truss action and the arch action of the designed model.

にするために行った 1/3 縮小モデルによる 3 層連層耐震壁の繰返し載荷実験の概要について述べ、実験結果を踏まえて既往の耐震壁の設計式との適合性を検討した結果について記述する。

2 構法概要

本構法は 14 階建て程度の中高層板状プランの集合住宅への適用を意図した工業化躯体構法である。

構法の概要は柱部材を CFT とし、梁間方向の構造は鉄骨プレート梁を内蔵した PCa 耐震壁とし、梁型を出さない形状としている。桁行方向は耐火被覆の省略、仕上げ下地兼用のコンクリートを被覆した鉄骨コンクリート梁 (SC 梁) とし、ラーメン構造としている。各部材の接合は SC 梁はウェブ高力ボルト、フランジ現場溶接とし、

* 平成 9 年 10 月 3 日原稿受付

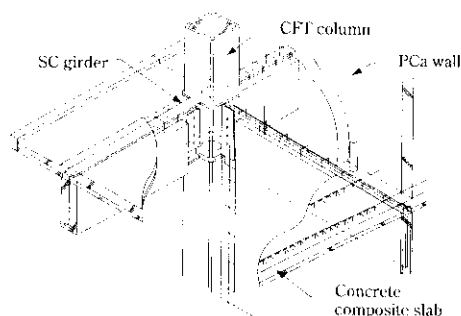


Fig. 1 Concept of CFT-PCa structure

現場溶接のために梁の端部に無被覆部を設けている。この隙間は型枠を組んでスラブの打設と同時にコンクリートを打設して埋めることにしている。PCa 壁と柱との接合はプレート梁を高力ボルトで止

Table 1 List of test specimen

Name	Vertical joint	Span (mm)	
ST10	Bolt type	1200	With hole
CP10	Concrete filled type	1200	
CH10	Concrete filled type	1200	
ST30	Bolt type	3000	
CP30	Concrete filled type	3000	

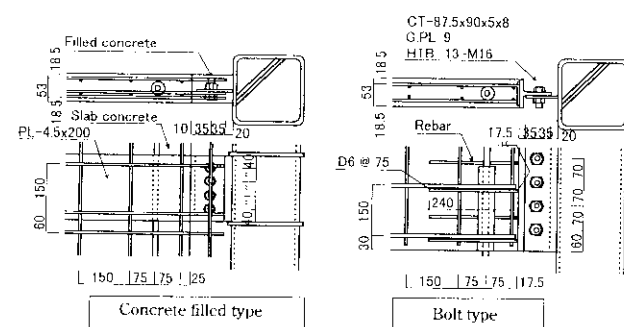


Fig. 2 Detail of joint

Table 2 Material property (steel)

		YS (N/mm ²)	TS (N/mm ²)	YR (%)	El (%)
Column	□200×6	376	460	82	32.7
CT flange	t = 8	279	434	64	29.9
CT web	t = 5	331	458	72	37.4
Plate	t = 4.5	293	451	65	38.8
Re-bar	D16	353	515	69	19.5
Re-bar	D6	453	600	76	11.0

Table 3 Material property (concrete)

	Part	Fc (MPa)	Comp. (MPa)	Tens. (MPa)	Young's mod. (MPa)
ST10	PCa panel	23.5	32.0	2.21	—
	column, slab	35.3	34.8	2.24	
CP10	PCa panel	23.5	31.7	2.27	—
	column, slab, joint	35.3	35.4	2.87	
CH10	PCa panel	23.5	38.0	4.02	—
	column, slab, joint	35.3	34.0	5.30	
ST30	PCa panel	23.5	30.0	2.28	2.22 × 10 ⁴
	column, slab	35.3	33.8	2.83	
CP30	PCa panel	23.5	32.3	2.36	2.20 × 10 ⁴
	column, slab, joint	35.3	32.9	2.92	

めた後、隙間は同じく型枠を組んで、スラブと同時にコンクリートを打設して埋める。床はコンクリートハーフスラブとし、現場の型枠配筋作業を省力化している。Fig. 1 に接合部周りの概念図を示す。

3 実験概要

3.1 試験体

試験体は、連層耐震壁の下層階を想定し、1/3 スケールで3層1スパンモデルとした。実験パラメータは Table 1 に示すとおり、CFT 柱と PCa 耐震壁の鉛直接合部形式 (Fig. 2) と、シアスパン比、それと避難路を想定した壁の開口部の有無とし、試験体は全部で5体である。試験体の詳細を Fig. 3 に示す。試験体 ST10 は、PCa 板に予め定着筋を埋め込んだ T 形鋼を埋め込んでおき、柱とはガセットプレートと T 形鋼を高力ボルトで接合した (ボルトタイプ)。試験体 CP10 は、PCa 板の梁位置にプレートを埋め込み、柱とはプレート梁をボルト接合した後、隙間を鉄筋を定着せずにコンクリートで後打ちしたタイプ (後打ちタイプ) である。試験体 CH10 は、試験体 CP10 に避難路を想定した開口部を設けたものである。試験

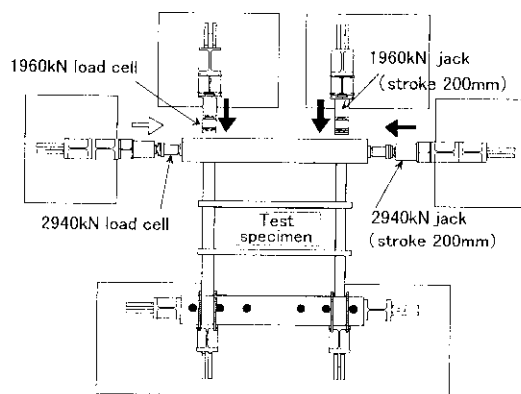


Fig. 4 Loading conditions

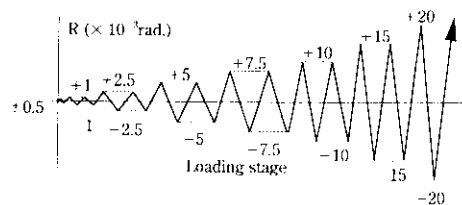


Fig. 5 Loading program

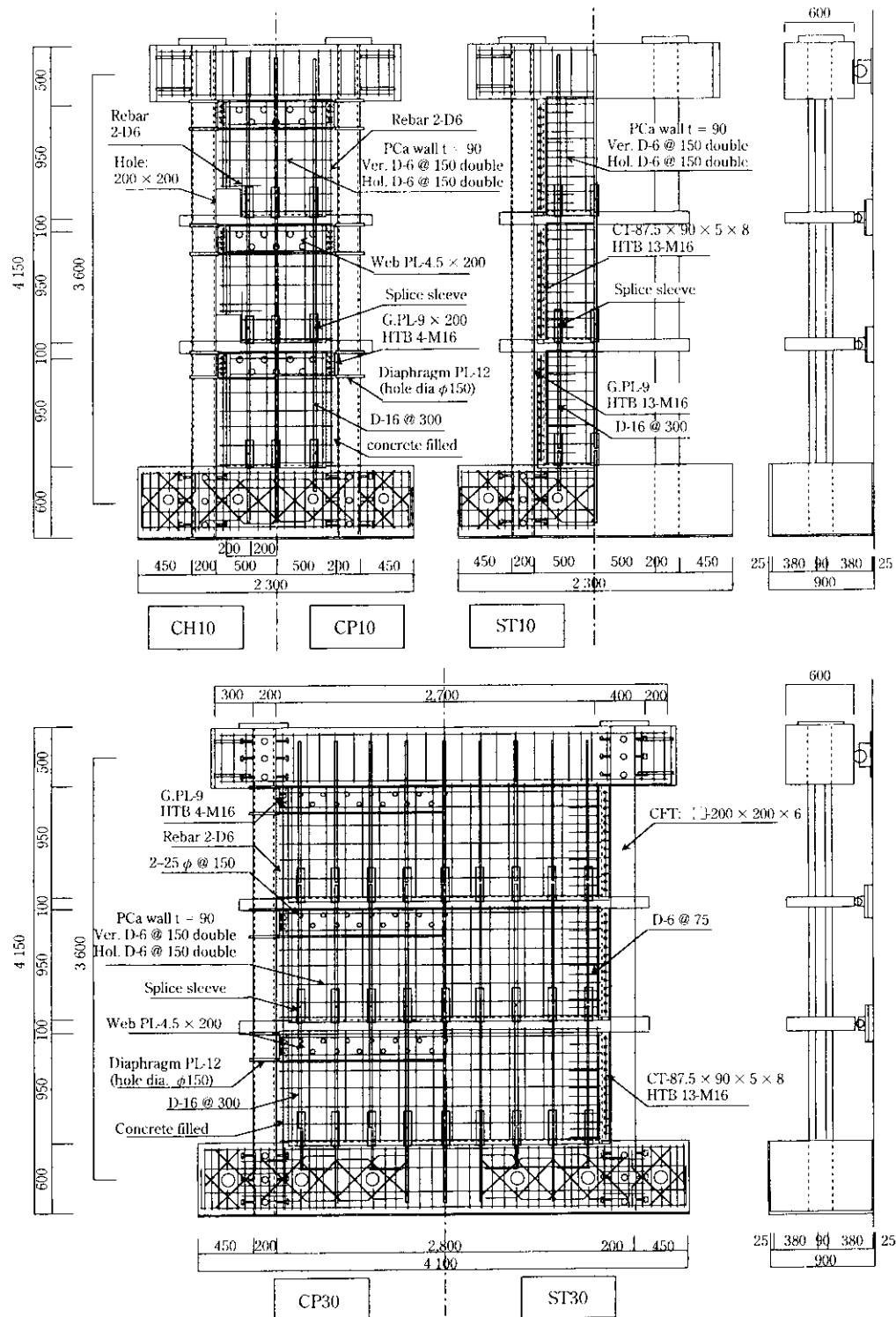


Fig. 3 Test specimen

体 ST30 と CP30 は、試験体 ST10、CP10 と同じディテールを有し、耐力壁のせん断破壊を想定したものである。いずれの試験体も耐震壁の水平接合部には、鉛直接合筋とスプライススリーブを介しグラウト材を注入して接合した。PCa 耐震壁の設置、鋼管へのコンクリートの充填、スラブ及び目地部へのコンクリート打設は、試験体を垂直に立てた状態でを行った。なお、使用した材料の機械的性質を Table 2, 3 に示す。

3.2 載荷方法

載荷方法は、試験体を水平に寝かせた状態で、Fig. 4 に示すようにまず 2 台の 2MN 油圧ジャッキによって試験体頂部に定軸力 (490 kN×2) を加えた後、左右の 3MN 油圧ジャッキによって、正負交替の繰返し水平加力を行った。履歴の制御は、全体水平変位から算出した全体変形角を基準として、Fig. 5 に示す加力サイクルに従って加力を行った。

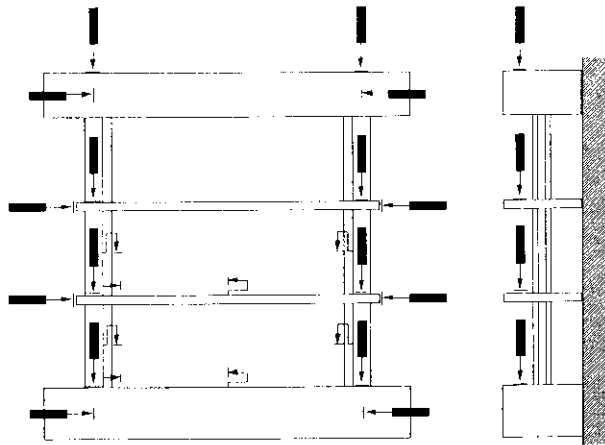


Fig. 6 Measurement of displacement

3.3 測定方法

変位の測定は、Fig. 6 に示す通り各層の水平変位、各層の鉛直変位、鉛直接合部のずれと目開き、水平接合部のずれを測定した。また、ひずみゲージによって柱鋼管、埋め込みプレート、ボルト接合用プレート鉛直通し筋、縦筋、横筋等の各部のひずみ値を測定した。

4 実験結果

4.1 荷重変形関係

Fig. 7 (a)~(e) は各試験体の載荷点水平力と全体層間変形角の関係と 20×10^{-3} の層間変形角でのひび割れ状況を示している。

4.2 破壊進行過程

(1) ST10

層間変形角 2.5×10^{-3} の時点で剪断クラックの発生が観察され、全体剛性もその近傍で低下し始めている。クラックはその後、ほぼ 45° 方向に進展していく。 5×10^{-3} の時点では2層目のT形鋼に溶接接合されたひげ筋が引張降伏しはじめるが、その後も耐力は上昇し、 7.5×10^{-3} では、ひげ筋の引張垂が増大すると共に、耐震壁の横筋も引張降伏している。 10×10^{-3} の1回目のループで最大耐力に到達するが、この時点では、数カ所でひげ筋の母材の曲げ加工部およびT形鋼とのフレア溶接部の破断が観察された。

(2) CP10

2.5×10^{-3} で剪断クラックの発生が観察され、その後、剛性が低下しつつ耐力は上昇する。 5×10^{-3} においては、2層目でCFT柱と後打ちコンクリート部の境界面で肌すきが観察されたが、耐力はさらに上昇し、 10×10^{-3} で1および2層目の壁横筋と鉛直接合筋が降伏し始めている。その後、 15×10^{-3} の1回目のループにおける 10×10^{-3} 近傍で、3層目の耐震壁の梁プレート下端位置で水平方向に亀裂が入り、壁のコンクリートが剥離するような形で割れが発生し最大耐力に達した。

(3) CH10

崩壊過程はCP10とほぼ同様で、 2.5×10^{-3} でクラックの発生が観察され、剛性が低下しつつ耐力は上昇する。 5×10^{-3} ですでにCFT柱と後打ちコンクリートとの境界で隙間が観察さ

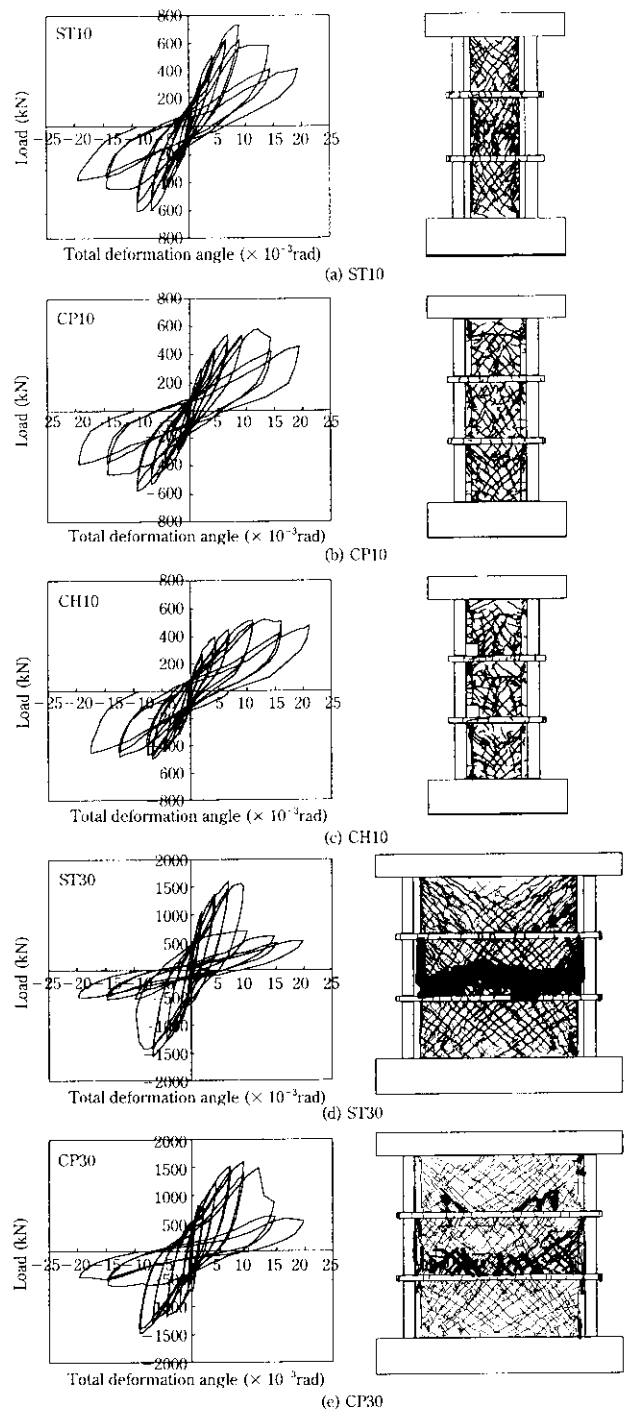


Fig. 7 Relations between load and total deformation angles and cracks

れた。 7.5×10^{-3} で壁横筋および鉛直接合筋の降伏が開始し、 15×10^{-3} で2層目の耐震壁の梁プレート下端位置でCP10と同様の水平方向の割れが発生し最大耐力に達した。

(4) ST30

1×10^{-3} の層間変形角で剪断クラックの発生が見られ、ST10と同様に 5×10^{-3} で2層目のT形鋼ひげ筋が引張降伏し始める。ひび割れはほぼ 45° 方向に進展している。 7.5×10^{-3} で最大耐力に到達し、 10×10^{-3} の1回目までは、ほぼ同程度の耐力を維持するものの、その後は耐力が急激に低下し、 440 kN 近傍に収束する。最大耐力点では、ST10と同様にひげ筋母材および溶接部の破断が観察されると共に、2層目の壁横筋が引

張降伏し始める。

(5) CP30

ST30 と同様に、 1×10^{-3} で剪断クラックが観察され、 5×10^{-3} では CFT 柱と後打ちコンクリートの境界に隙間が観察された。その後、 7.5×10^{-3} で通し筋が降伏し始め、 10×10^{-3} で 2 層目の壁横筋が降伏し、最大耐力に達している。 15×10^{-3} の 1 回目正方向の 10×10^{-3} 近傍まではほぼ同程度の耐力を維持するものの、その後は急激に耐力が低下している。CP30 では CP10 および CH10 で見られた様な耐震壁の幅方向の割れは発生しなかった。実験後梁プレート端部のコンクリートを剥がし、梁端部のボルト孔欠損部分でプレートが引張破断しているのが確認された。

各試験体とも、最大耐力を発揮した以降、耐力は 440 kN 近傍に収束している。鉛直接合筋は 15×10^{-3} 程度まで降伏していない。また、CFT 柱は最終の 20×10^{-3} のループで圧縮側柱脚部において局部座屈が目視観察されているが、比較的損傷は少ない。

4.3 ひずみ分布

Fig. 8 に CP10 と CP30 の 10×10^{-3} での歪分布を示す。鉛直接合筋および柱フランジの歪み分布を見れば、耐震壁は概ね全体曲げを受けているが、柱は圧縮側柱脚で曲げが増大している傾向があり、壁の圧縮ストラットの反力を受けていることがわかる。これは同図 (b) に示す柱ウェブの主歪分布にもその傾向が現れている。

梁プレート主歪分布は、CP30 では、ほぼ純引張状態になっており、解体後の観察での破断状況と対応している。一方 CP10 では付加曲げの影響から方向が一定していない。この曲げにより梁プレートが全体座屈を起こし、その結果、梁プレート位置で壁に内部から面外方向のせん断力が加わり、梁プレート下端位置で破壊が生じたとも推定されるが、その破壊メカニズムは現状では明確ではなく、今後詳細に検討する必要がある。

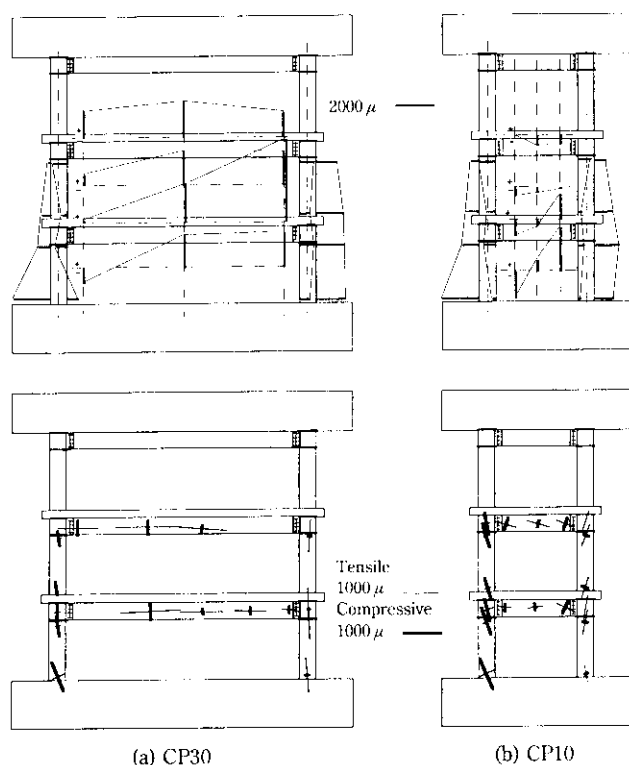


Fig. 8 Strains and principal strains at 1/100

4.4 接合部挙動

4.4.1 離間変形

Fig. 9 は 1 層目、2 層目の柱脚部で計測した全体変形角・離間変形関係を示している。これを見れば、 2.5×10^{-3} 程度の、変形の小さい段階までは 1 層目 2 層目ともほぼ同様の挙動を示しており、離間は見られない。しかしながら、 5×10^{-3} 程度の全体変形角から、2 層目では離間が開始していると考えられる。1 層目においては、最大耐力近傍まで顕著な離間は見られない。2 層目の離間変形は、正載荷および負載荷ともに現れているが、これは、柱が引張側となる正載荷時に離間が生じ、負載荷に転じて、目開きが残留してしまうことによる。離間量は後打ちタイプの方が、ボルトタイプよりも大きくなっている。特に、10 シリーズにおいてその傾向が顕著である。

4.4.2 ずれ変形

Fig. 10 は 1 層目での壁下端部の水平ずれ変形と全体層間変形角との関係を示している。これによれば、10 シリーズにおいては、ほとんど水平方向のずれ変形は生じていないと考えられるが、30 シリーズにおいては 5×10^{-3} 程度の全体変形角から滑りの発生が見られる。

Fig. 11 は、2 層目における鉛直接合部の鉛直ずれ変形と全体層間変形角の関係である。ボルトタイプに対して、後打ちタイプのずれが大きい。

4.5 等価減衰特性

Fig. 12 に各試験体の履歴ループごとの等価減衰定数を示す。なお、等価ポテンシャルエネルギーは正負両方向の平均値を用いてい

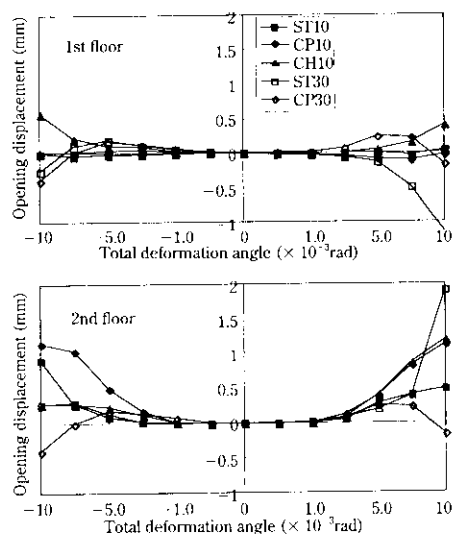


Fig. 9 Opening displacement of vertical joint

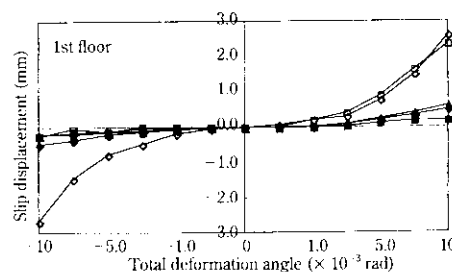


Fig. 10 Slip displacement of horizontal joint

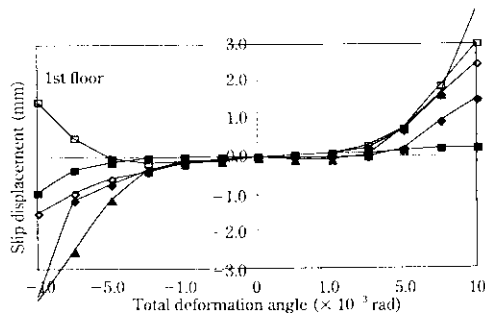


Fig. 11 Slip displacement of vertical joint

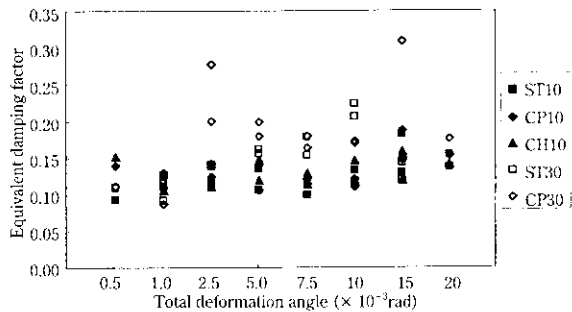


Fig. 12 Equivalent damping factor

る。

これらを見れば、30 シリーズの方が比較的減衰が大きく、等価減衰定数にして 0.15~0.25 を示す。また、10 シリーズで 0.10~0.15 程度の値を示す。これらは、既往の RC 連層耐震壁のデータより大きめの値でエネルギー吸収能力は高いといえる。

5 設計式の検討

5.1 初期剛性・ひび割れ耐力

初期剛性とひび割れ耐力の計算値を Table 4 に示す。計算値はそれぞれ (1)、(2) 式により求めた。実験の剛性は最初のループの荷重変形関係をもとに最小二乗近似で得られた勾配としている。ばらつきは大きい初期剛性の計算値はほぼ実験値と一致しているといえる。

剪断ひび割れ耐力の計算値は、実験での荷重-層間変形角曲線の折れ曲がり点とほぼ対応している。

Table 4 Initial stiffness and cracking strength

	Initial stiffness		Cracking strength	
	Exp. (kN/cm)	Cal. (kN/cm)	Exp. Cal.	Qscr (kN)
ST10	666	874	0.76	198
CP10	689	873	0.79	197
CH10	698	897	0.78	216
ST30	4 421	4 226	1.05	537
CP30	3 918	4 320	0.91	558

$$K_s = A_w \cdot G / (\alpha \cdot h), \quad K_b = 3 \cdot E_c \cdot I_e / h^3$$

$$K_w1 = 1 / (1/K_s + 1/K_b) \dots \dots \dots (1)$$

$$Q_{scr} = 37.6 \sqrt{F_c} \cdot \{1 + n/2 \cdot (ph + pv)\} l \cdot t \dots \dots \dots (2)$$

ここで、 A_w : 壁断面積 (cm^2)、 G : 剪断剛性、 $\alpha = 1.2$ 、 h : 壁高さ、 t : 壁厚、 l : 壁内法長、 n : ヤング係数比、 E_c : コンクリートのヤング係数、 I_e : 柱鉄骨を考慮した等価断面 2 次モーメント (cm^4)、 Q_{scr} : ひび割れ耐力 (N)、 ph : 水平鉄筋比、 pv : 鉛直鉄筋比、 F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2)

5.2 最大耐力

実験での最大耐力と各種最大耐力計算値を Table 5 に示す。計算値 (1) は、SRC 規準による。計算値 (2) は RC 終局強度設計指針⁹⁾による。計算値 (3)~(4) は連層の効果を評価する耐力式になっている。計算値 (3) は文献⁹⁾による方法を基に計算した。計算値 (2)~(4) は RC 終局強度設計指針の考え方 (トラス機構とアーチ機構) が元になっている。この考え方を CFT 柱へ適用するにあたって、側柱の効果を鋼管コンクリートの軸力-曲げ耐力の相関を考えて (3) 式で算出した。

$$\begin{aligned} M_{cu} &= [\alpha c_y - \{N_{cc} - F_{cc} \cdot A_c(1 - p_{sc}) - \alpha c_y \cdot A_c \cdot p_{sc}/2\} \\ &\quad / (t_c \cdot D_c)] \cdot t_c \cdot D_c(D_c - t_c) \\ &\quad (N_{cc} \geq F_{cc} \cdot A_c(1 - p_{sc}) + \alpha c_y \cdot A_c \cdot p_{sc}/2 \text{ の場合}) \\ &= \alpha c_y \cdot t_c \cdot D_c(D_c - t_c) + \alpha c_y \cdot t_c \cdot [(D_c - 2 \cdot t_c)^2 \\ &\quad - \{[N_{cc} - F_{cc} \cdot A_c(1 - p_{sc})]/\alpha c_y/2/t_c\}^2]/2 \\ &\quad (F_{cc} A_c(1 - p_{sc}) < N_{cc} \\ &\quad \leq F_{cc} A_c(1 - p_{sc}) + \alpha c_y \cdot A_c \cdot p_{sc}/2 \text{ の場合}) \\ &= \alpha c_y \cdot Z_{cu} \quad (N_{cc} \leq F_{cc} A_c(1 - p_{sc}) \text{ の場合}) \dots (3) \end{aligned}$$

計算値 (4) は 3 層の連層耐震壁の脚部と頂部の間に連層アーチ機構が働き、ST シリーズではトラス機構+連層アーチ機構、CP シリーズでは層間アーチ機構+連層アーチ機構として計算した (Fig.

Table 5 Experimental result and calculation of maximum strength

(Unit: kN)

Test Specimen	Exp.	Cal. (1)	Cal. (2)	Cal. (3)	Cal. (4)	Exp. Cal. (1)	Exp. Cal. (2)	Exp. Cal. (3)	Exp. Cal. (4)
ST10	+	733	574	635	434	615	1.28	1.15	1.69
	-	609					1.06	0.96	1.40
CP10	+	580	571	572	468	584	1.01	1.01	1.24
	-	576					1.01	1.01	1.23
CH10	+	524	504	510	403	503	1.04	1.03	1.30
	-	497					0.99	0.98	1.23
ST30	+	1 592	1 556	1 700	1 386	1 687	1.02	0.94	1.15
	-	1 563					1.00	0.92	1.13
CP30	+	1 592	1 614	1 620	1 380	1 513	0.99	0.98	1.15
	-	1 492					0.92	0.92	1.08
Ave.						1.03	0.99	1.26	1.01
Var. (%)						0.8	0.4	2.8	0.5

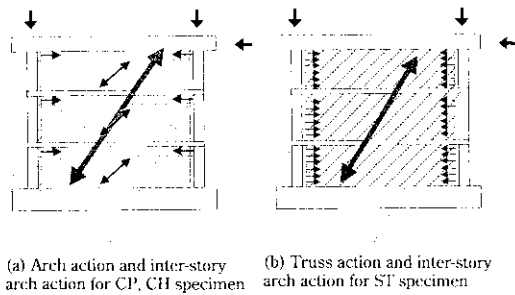


Fig. 13 Assumed mechanism for cal. (4)

13). 層間アーチ機構のせん断力負担分が、プレート梁の引張力と釣り合うと仮定した。これは、実験結果より CP シリーズでは、2 層目の鉛直接合部が圧縮状態でも目開きを生じているため、1 層以外の柱では柱からの拘束反力が期待できないと考えたことによる。ただし、計算値 (4) の連層アーチの場合、コンクリートの圧縮強度有効係数を保証変形角によって低減しないこととし、载荷梁は剛強であるとして载荷側の柱頭部柱が壁を拘束する反力を考慮して有効壁長の割り増しを行っている。CH シリーズについては、それぞれの計算法で得られた結果に RC 規準の耐力低減率を一様に掛けた結果で、正負の向きを評価していない。また、スラブ筋の効果は考慮していない。

計算結果は、計算値 (3) がやや低めの他はどの計算値もほぼ実験結果と対応しているといえる。計算値 (2) でトラス機構の働く ST シリーズの試験体で特にせん断スパン比の小さい 30 シリーズで計算値が高めになる傾向があるが、トラス機構の角度を 45° に固定しているためであると思われる。

ただし、これらの計算値は、CP10 と CH10 の梁プレート位置でコンクリートが水平方向に剥離する様な割れを起こして最大耐力に達している現象を考慮できていないが、荷重レベルが直接剪断力で耐震壁の $0.2 F_c$ 程度まで達していることから、予測耐力としては概ね妥当と判断できる。

各計算式の詳細は式 (4)～(8) による。なお、特記なき記号はそれぞれの出典による。

・計算値 (1): 日本建築学会「SRC 構造計算規準」による

$$wQu = r \cdot \min\{w_f^2 s, (w_p \cdot w_{oy} + w_{ru})\} \cdot tw \cdot l' \cdots \cdots (4)$$

・計算値 (2): 日本建築学会「RC 建物の終局強度型耐震設計指針」による

$$Vu = tw \cdot lwb \cdot ps \cdot \sigma_{sy} \cdot \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) tw \cdot lwa \cdot vFc / 2 \cdots (5)$$

$$lwa = l' + Dc + \Delta lwa,$$

$$\Delta lwa = 1 / \cos \theta \cdot \sqrt{[2 \cdot M_{cu} / \{vFc \cdot tw \cdot (1 - \beta)\}]}$$

$$lwb = l' + Dc + \Delta lwb, \quad \Delta lwb = Dc$$

$$\tan \theta = \sqrt{[(hw/lwa)^2 + 1]} - hw/lwa, \quad \cot \phi = 1.0$$

$$v_0 = 0.7 \cdot Fc / 2000, \quad v = (1.2 - 40Ru)v_0, \quad Ru = 0.01$$

・計算値 (3): 長沼式

$$Vu = tw \cdot lwb \cdot pshe \cdot \sigma_{sy} \cdot \cot \phi$$

$$+ \tan \theta (1 - \beta) tw \cdot lwa \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 vFc / 2 \cdots \cdots (6)$$

$$lwa = l' + Dc + \Delta lwa,$$

$$\Delta lwa = 1 / \cos \theta \cdot \sqrt{[2 \cdot M_{cu} / \{vFc \cdot tw \cdot (1 - \beta)\}]}$$

$$\tan \theta = \sqrt{[(h/lwa)^2 + 1]} - h/lwa, \quad \cot \phi = 1.0$$

$$pshe = psh + Ab / (tw \cdot hw) \cdot \sigma_{by} / \sigma_{sy},$$

$$psve = psv + 2psc \cdot Ac / (tw \cdot l)$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) pshe \cdot \sigma_{sy} / (\alpha_1 \cdot \alpha_2 vFc)$$

$$\alpha_1 = 1.04 + 0.06 \cdot h/l - (0.4 \cdot h/l + 0.16) / (100 \cdot psve)$$

$$\alpha_2 = 1.20 - 0.14 \cdot h/l \quad (h/l < 1.40)$$

$$= 1.00 \quad (h/l \geq 1.40)$$

ここで、Ab: 梁プレート断面積、 α_1 : 等価縦筋比による有効強度の補正係数、 α_2 : 加力の方法による有効強度の補正係数

・計算値 (4): 提案式

CP シリーズ: 層間アーチ+連層アーチ

$$Vu = \gamma \cdot tw \cdot lwc \cdot vFc / 2 + \tan \theta_2 (1 + \gamma) tw \cdot lwa \cdot vFc / 2 \cdots (7)$$

$$lwa = l' + Dc + \Delta lwa + \Delta lwa', \quad lwc = l' + 2Dc$$

$$\Delta lwa = 1 / \cos \theta_2 \cdot \sqrt{[2 \cdot M_{cu} / \{vFc \cdot tw \cdot (1 - \gamma)\}]}$$

$$\tan \theta_2 = \sqrt{[(h/lwa)^2 + 1]} - h/lwa,$$

$$\gamma = 2Ab \cdot \sigma_{by} / (tw \cdot lwc \cdot vFc)$$

ここで、lwa: 連層アーチ機構の等価壁長さ、lwc: 層間アーチ機構の等価壁長さ、 Δlwa : 連層アーチ機構の圧縮側柱脚での等価壁長さ増分、 $\Delta lwa'$: 連層アーチ機構の引張側柱頭での等価壁長さ増分、 γ : 連層アーチ機構と層間アーチ機構の負担比率、 $\tan \theta_2$: 連層アーチ機構の圧縮束の角度、 M_{cu} : 柱の軸力を考慮した曲げ耐力、Ab: 梁プレート断面積、 σ_{by} : 梁プレートの降伏強度

ST シリーズ: トラス機構+連層アーチ

$$Vu = tw \cdot lwb \cdot ps \cdot \sigma_{sy} \cdot \cot \phi + \tan \theta_2 (1 - \beta) tw \cdot lwa \cdot vFc / 2 \cdots (8)$$

$$\tan \theta_2 = \sqrt{[(h/lwa)^2 + 1]} - h/lwa, \quad \cot \phi = 1$$

$$lwa = l' + Dc + \Delta lwa + \Delta lwa', \quad lwb = l' + Dc + \Delta lwb$$

6 おわりに

CFT-PCa 耐震壁構法の曲げ剪断実験を行い、以下の知見を得た。

- (1) 後打ちタイプ、ボルトタイプとも耐震壁が約 10×10^{-3} の層間変形角で剪断破壊をするまでは良好な耐力とエネルギー吸収能力がある。
- (2) 両タイプとも初期剛性、ひび割れ耐力は接合法によらず既往の式で計算することが可能である。
- (3) 最大耐力の計算値は、後打ちタイプでも層間アーチ機構と連層アーチ機構を仮定した計算式で精度よく推定できる。
- (4) スパンの短いプレート梁ではプレートの面外座屈によって壁が水平に破断する破壊モードが現れる場合がある。

今回の実験より基本的には CFT-PCa 構法の構造性能は十分実用的なものであることが確認できた。今後さらに研究と改良・改善を重ね、実施物件につなげたいと考えている。

参考文献

- (1) (財) 国土開発技術研究センター: 「建設省総プロ、鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発、平成 4 年度構造性能分科会報告書」, (1993)
- (2) 建築学会: 「SRC 構造計算規準」, (1987)
- (3) 建築学会: 「RC 建物の終局強度型耐震設計指針」, (1990)
- (4) 長沼一洋: 「RC 耐震壁の非線形解析手法とせん断強度に関する研究」, 千葉大博士論文, (1993)