

流し込み成形外殻プレキャスト柱工法の開発 - その3 外殻PCa柱の構造性能把握実験 -

村田 義行* 正田 雄高*
山尾 憲一朗* 山浦 一郎*

要 旨

本報は、昨年度の外殻PCa部材の製作実験および要素実験に引き続き、外殻PCa柱の構造性能を把握するために行った曲げせん断実験について述べるものである。実験は試設計に基づく30階程度の上層階および下層階の柱を対象としたシリーズ1と外殻PCa柱の超高層建物への適用を想定したシリーズ2からなる。それぞれのシリーズに設定したコンクリート強度は、シリーズ1がFc30N/mm²およびFc45であり、シリーズ2がFc45、Fc60およびFc80である。実験因子は、想定破壊形式(曲げ・せん断・付着)および一体打ち柱との比較である。

本実験により得られた主要な成果は以下の通りである。曲げ破壊型の外殻PCa柱の復元力特性はエネルギー吸収能力に富んだ履歴曲線となり、外殻PCa柱は十分な変形性能を有することがわかった。せん断破壊型および付着割裂破壊型において外殻PCa柱と一体打ちRC柱は、破壊性状および柱せん断力-層間変形角関係に大きな違いはなかった。外殻PCa柱の曲げ耐力はファイバーモデルによる断面解析により、せん断耐力については靱性保証型設計指針式、終局強度型設計指針A法式により、また、柱主筋の付着割裂強度も同指針付着強度式によりほぼ安全側に評価できることがわかった。

1. はじめに

流し込み成形で製作された外殻プレキャスト(以下PCa)柱の研究を'98年度から建設会社4社の共同[(株)奥村組, 五洋建設(株), 大末建設(株), (株)松村組で構成されたサイトシェル研究会(指導顧問: 筑波大学機能工学系教授 今井弘博士)]で行ってきた。外殻PCa工法は、せん断補強筋(外周筋および中子筋)を打ち込んだ薄肉の中空PCaコンクリート管を型枠兼用の構造部材として使用する工法である。'98年度は、製作実験¹⁾および外殻PCa部材の要素実験²⁾を行い、各種の基礎データを得ることができた。本報では、昨年度に引き続き、外殻PCa柱の構造性能を目的として行った曲げせん断実験について述べる。

は下層階を対象とした試験体であり、実験因子は、対象部位(中柱・隅柱)、想定破壊形式(曲げ・せん断)および一体打ちとの比較である。主筋は規格降伏強度を390N/mm²を基本とし、せん断補強筋はFc30に対して345N/mm²を、また、Fc45に対しては390N/mm²を基本とした。

2. 1. 2 シリーズ2 (No.9~No.20)

シリーズ2の実験では、外殻PCa柱の超高層建物への適用を想定している。シリーズ1との相違点は、コンクリート強度の範囲(後打部: Fc45, Fc60, Fc80)、基本とする主筋の規格降伏強度(490N/mm²)およびせん断補

2. 実験概要

2. 1 試験体

試験体形状を図-1に示し、試験体一覧を表-1に示す。実験は材料強度の異なる2つのシリーズで構成されている。

2. 1. 1 シリーズ1 (No.1~No.8)

シリーズ1の実験は、試設計に基づく30階程度の上層階および下層階の柱を対象としている。試験体の縮尺は1/3~1/3.4であり、試験体数は10体である。No.1~No.4は、上層階を対象とした後打ちコンクリート強度がFc30の試験体である。実験因子は想定破壊形式(曲げ・せん断・付着)および一体打ちとの比較とした。No.5~No.8

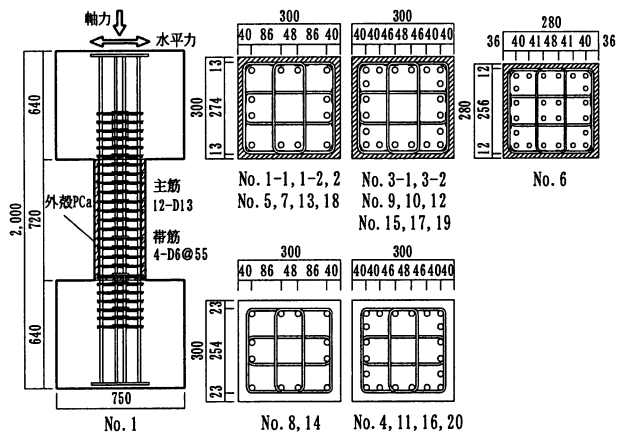


図 - 1 試験体断面形状

*技術研究所

表 - 1 試験体一覧

試験体	種類	想定破壊形式	断面 B, D (mm)	内法 h (mm)	h/D	コンクリート		軸力 N (kN)	軸力比 η	主筋			せん断補強筋			
						外殻 sFc	後打 cFc			配筋	種類	Pg (%)	配筋	種類	Dw (%)	
シリーズ1	No. 1-1	外殻	曲げ	300	720	2.4	Fc45	Fc30	504	0.15005	12-D13	SD390	1.69	4-D6@50	SD345	0.85
	No. 2	外殻	せん断	300	720	2.4	Fc45	Fc30	565	0.14927	12-D16	SD390	2.65	4-D6@80	SD345	0.53
	No. 3-1	外殻	付着	300	720	2.4	Fc45	Fc30	549	0.10	20-D16	SD685	4.42	4-D6@55	SD685	0.78
	No. 4	一体打	付着	300	720	2.4	-	Fc30	549	0.10	20-D16	SD685	4.42	4-D6@55	SD685	0.78
	No. 5	外殻	曲げ	300	1080	3.6	Fc60	Fc45	1450	0.30	12-D16	SD390	2.65	4-D6@37.5	SD390	1.14
	No. 6	外殻	曲げ	280	1008	3.6	Fc60	Fc45	-951~2710*		24-D13	SD390	3.89	4-D6@40	SD390	1.14
	No. 7	外殻	せん断	300	720	2.4	Fc60	Fc45	1450	0.30	12-D16	SD390	2.65	4-D6@60	SD390	0.71
	No. 8	一体打	せん断	300	720	2.4	-	Fc45	1450	0.30	12-D16	SD390	2.65	4-D6@60	SD390	0.71
シリーズ2	No. 1-2	外殻	曲げ	300	720	2.4	Fc45	Fc30	519	0.15	12-D13	SD390	1.69	4-D6@55	SD685	0.78
	No. 3-2	外殻	付着	300	720	2.4	Fc45	Fc30	562	0.10	20-D16	SD685	4.42	4-D6@50	SD345	0.85
	No. 9	外殻	曲げ	300	1080	3.6	Fc60	Fc45	2118	0.50	20-D13	SD490	2.82	4-D6@50	SD785	0.85
	No. 10	外殻	付着	300	720	2.4	Fc60	Fc45	1294	0.30	20-D16	SD685	4.41	4-D6@60	SD785	0.71
	No. 11	一体打	付着	300	720	2.4	-	Fc45	1294	0.30	20-D16	SD685	4.41	4-D6@60	SD785	0.71
	No. 12	外殻	曲げ	300	1080	3.6	Fc75	Fc60	2530	0.50	20-D13	SD490	2.82	4-D6@50	SD785	0.85
	No. 13	外殻	せん断	300	720	2.4	Fc75	Fc60	1520	0.30	12-D16	SD490	2.65	4-D6@80	SD785	0.53
	No. 14	一体打	せん断	300	720	2.4	-	Fc60	1520	0.30	12-D16	SD490	2.65	4-D6@80	SD785	0.53
	No. 15	外殻	付着	300	720	2.4	Fc75	Fc60	1549	0.30	20-D16	SD685	4.41	4-D6@60	SD785	0.71
	No. 16	一体打	付着	300	720	2.4	-	Fc60	1549	0.30	20-D16	SD685	4.41	4-D6@60	SD785	0.71
	No. 17	外殻	曲げ	300	1080	3.6	Fc95	Fc80	3570	0.50	20-D13	SD490	2.82	4-D6@50	SD785	0.85
	No. 18	外殻	せん断	300	720	2.4	Fc95	Fc80	2059	0.30	12-D16	SD490	2.65	4-D6@80	SD785	0.53
No. 19	外殻	付着	300	720	2.4	Fc95	Fc80	2099	0.30	20-D16	SD685	4.41	4-D6@60	SD785	0.71	
No. 20	一体打	付着	300	720	2.4	-	Fc80	2099	0.30	20-D16	SD685	4.41	4-D6@60	SD785	0.71	

※シリーズ1 : η = N / {σ_B(B・D・A_s) + sσ_y・A_s} , シリーズ2 : η = N / (B・D・σ_B) , * : 軸力比は図-2を参照

表 - 2 材料試験結果

試験体	外殻コンクリート			後打コンクリート			主筋		帯筋	
	sσ _B	sEc	sσ _t	cσ _B	cEc	cσ _t	sσ _y	sσ _u	wσ _y	wσ _u
No. 1-1	60.2	28.2	3.7	29.8	25.3	2.2	474	616	400	548
No. 2	55.4	29.2	3.6	31.1	30.4	3.1	444	577	375	536
No. 3-1	60.2	28.2	3.7	29.8	25.3	2.2	734	937	785	964
No. 4	-	-	-	29.8	25.3	2.2	734	937	785	964
No. 5	78.8	34.1	5.5	44.1	34.2	3.8	444	577	470	657
No. 6	78.8	34.1	5.5	44.1	34.2	3.8	474	616	470	657
No. 7	78.8	34.1	5.5	44.1	34.2	3.8	444	577	470	657
No. 8	-	-	-	44.1	34.2	3.8	444	577	470	657
No. 1-2	55.4	29.2	3.6	31.1	30.4	3.1	474	616	780	997
No. 3-2	55.4	29.2	3.6	31.1	30.4	3.1	743	935	375	536
No. 9	45.0	27.6	3.3	47.1	30.2	4.3	475	753	1063	1255
No. 10	45.4	27.6	3.0	48.3	29.3	3.2	730	936	1063	1255
No. 11	-	-	-	48.1	30.2	3.6	730	936	1063	1255
No. 12	73.2	29.0	4.3	56.3	30.9	4.2	475	753	1063	1255
No. 13	72.6	28.6	4.3	56.4	30.5	3.6	512	775	1063	1255
No. 14	-	-	-	56.4	30.5	3.6	512	775	1063	1255
No. 15	76.2	29.4	4.9	57.4	32.3	-	730	936	1063	1255
No. 16	-	-	-	57.4	32.3	-	730	936	1063	1255
No. 17	92.7	32.4	5.3	79.2	34.2	4.8	475	753	1063	1255
No. 18	89.1	32.0	5.0	76.2	32.7	4.3	512	775	1063	1255
No. 19	93.7	33.3	4.1	77.6	31.6	3.6	730	936	1063	1255
No. 20	-	-	-	77.6	31.6	3.6	730	936	1063	1255

σ_B:圧縮強度 (N/mm²) , σ_t:割裂強度 (N/mm²) , Ec:ヤング係数 (kN/mm²)
 σ_y:降伏強度 (N/mm²) , σ_u:引張強度 (N/mm²)

強筋の規格降伏強度 (785N/mm²) である。試験体の縮尺は実大の約1/3であり、試験体数は12体である。実験因子は想定破壊形式 (曲げ・せん断・付着) および一体打ちとの比較とし、各コンクリート強度ごとに、曲げ破壊型と付着割裂破壊型の試験体を、またFc60とFc80には、せん断破壊型の試験体を設定した。一体打ちの試験体は、付着割裂破壊型およびFc60のせん断破壊型に対し

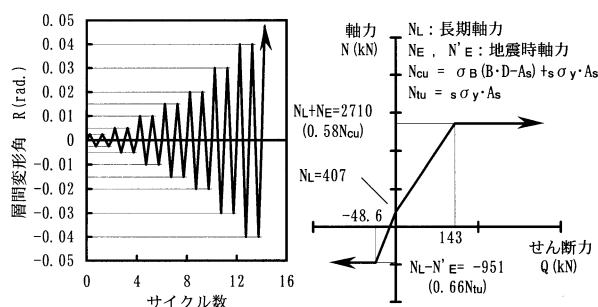


図 - 2 加力履歴およびNo.6の変動軸力の載荷ルール

て計画した。なお、付着割裂破壊型の主筋には、いずれも規格降伏強度685N/mm²を使用した。

2.2 試験体の製作方法

外殻PCa柱の試験体の製作では、最初に柱主筋を配置した状態で下スタブを打設した。コンクリート硬化後に下スタブから15mm離れた位置に予め流し込み成形で製作した外殻PCa部材をセットし、最後に後打ち部と上スタブのコンクリートを同時に打設した。なお、粗骨材の最大寸法は、外殻PCa部で10mm、後打ち部で15mmとした。

2.3 加力方法

図 - 2 に基本的な加力履歴およびNo.6の変動軸力の載荷ルールを示す。載荷は正負交番繰り返しとし、逆対称

変形となるように水平力を加えた。

図 - 3 に変位測定位置を示す。変位の測定は、層間変位・材軸方向変位・材端変位および材端部付け根部の滑り変位について行った。このうち材端変位は材端部の軸方向変位量および曲率の把握を目的とし、材端部付け根部の滑り変位は外殻PCa部と後打ち部との水平打ち継ぎ

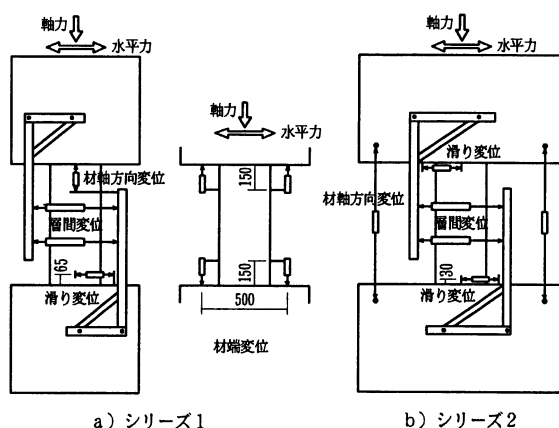


図 - 3 変位測定位置

部のずれ量の把握を目的とした。

また、ひずみ量の測定は、ワイヤーストレインゲージ (W.S.G.) を用いて柱主筋およびせん断補強筋について行った。柱主筋については降伏状況および附着応力度を把握することを目的とし、せん断補強筋については主として材軸方向のひずみ分布状況の把握を目的とした。なお、各測定点1箇所におけるW.S.G.の貼付枚数は、主筋では2枚、帯筋で1枚とし、主筋の各測定点ひずみ度の検討においては2枚の計測値を平均して行った。

3. 破壊状況および破壊形式

シリーズ1およびシリーズ2の代表的な破壊状況の例を写真 - 1 に示す。また、柱せん断力(Q) - 層間変形角(R)関係を図 - 4 に示す。

3.1 シリーズ1 (No.1~No.8)

曲げ破壊型に計画した試験体 (No.1-1, No.1-2, No.5, No.6) では、最大耐力に至るまでに柱主筋が降伏し、部材端部に降伏ヒンジが生じ、全ての試験体が曲げ破壊した。後打ち部と外殻PCaの打継ぎ界面でのシアコッタの支圧破壊やせん断破壊は認められなかった。

一定軸力 ($\mu = 0.15$ と 0.3) を載荷した曲げ破壊型の No.1-1 と No.5 の Q - R 曲線は紡錘形であり、復元力特性

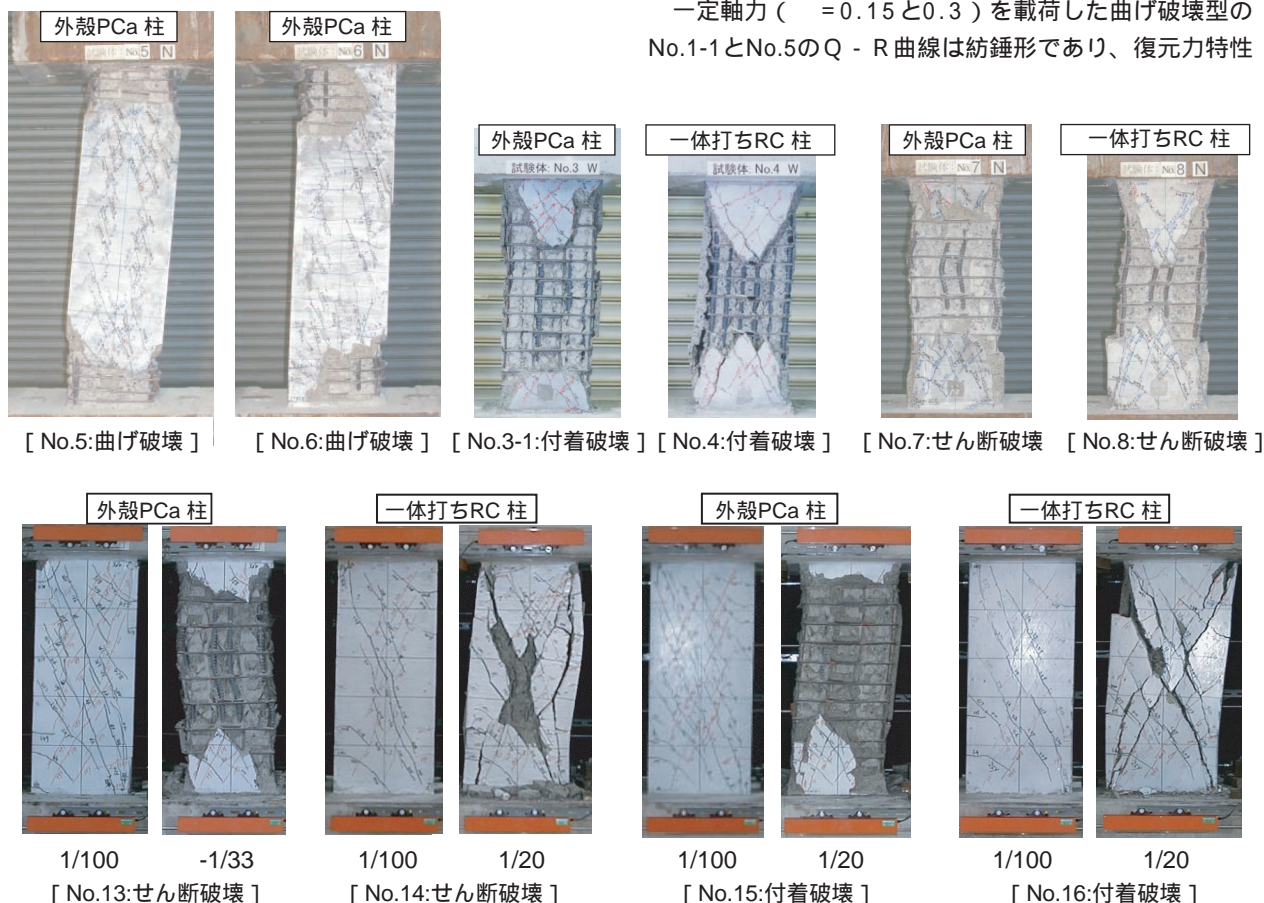


写真 - 1 破壊状況

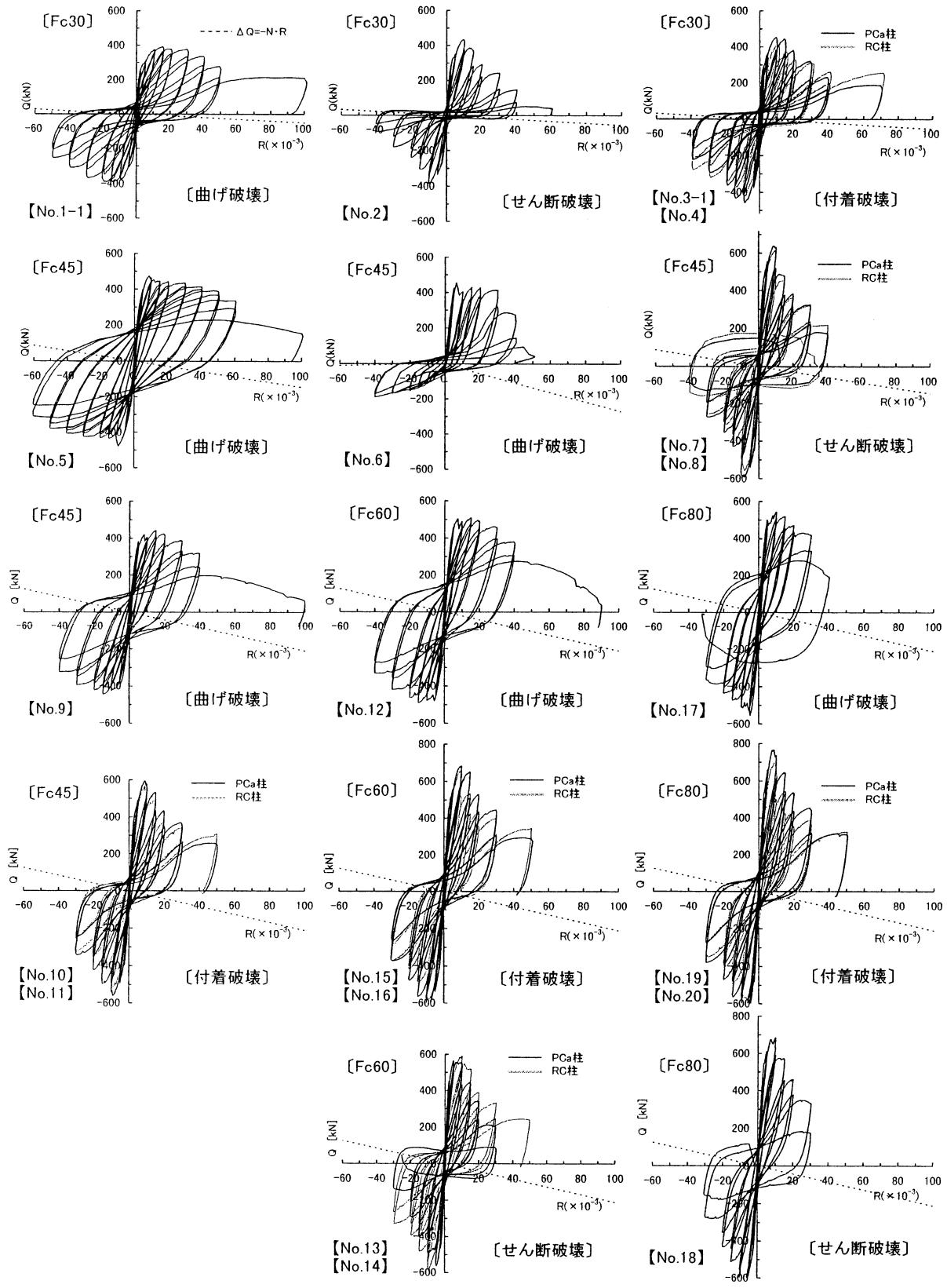


図 - 4 柱せん断力 - 層間変形角関係

は、エネルギー吸収能力に富んだものであった。また、最大耐力以降に急激な耐力の低下はみられず、耐力が最大耐力の80%に低下した時の部材角（限界部材角）はそれぞれ $R = 44 \times 10^{-3}$ rad.と $R = 52 \times 10^{-3}$ であり、変形能力に富んでいた。変動軸力（ $= -0.7 \sim 0.6$ ）を載荷した曲げ破壊型のNo.6においても、最大耐力以降でも急激な耐力低下は生じず、高圧縮軸力を受けるにもかかわらず、限界部材角は $R = 32 \times 10^{-3}$ であり、変形能力に富んでいた。

せん断破壊型に計画した試験体（No.2, No.7, No.8）では、最大耐力に至るまでにせん断補強筋が降伏し、対角線状にひび割れが進展拡幅した。その後、柱中央部が損傷を受けて全ての試験体がせん断破壊した。外殻PCa柱のNo.7と一体打ちRC柱のNo.8とでは、ひび割れの進展状況ならびに最終破壊状況に大きな違いはみられなかった。また、Q-R曲線においても、PCa柱とRC柱とでは、最大耐力に至った後の耐力低下傾向も含め差異はほとんどみられなかった。

付着割裂破壊型に計画した試験体（No.3-1, No.3-2, No.4）では、PCa柱、RC柱にかかわらず、柱主筋に沿う付着割裂ひび割れが若干みられた。その後、それらのひび割れが進展拡幅することはなく、最終破壊状況はせん断破壊型に似た様相を呈した。しかしながら、柱主筋の付着応力度は、No.3-2を除いて、最大耐力近傍で最大に至っており、最大耐力は付着割裂破壊によって決定されたと考えられる。また、PCa柱のNo.3-1とRC柱のNo.4とでは、Q-R曲線に差異はみられなかった。

なお、すべてのPCa柱において、材端部打ち継ぎ面の滑りおよび開きはほとんど生じなかった。

3.2 シリーズ2（No.9～No.20）

曲げ破壊型に計画した試験体（No.9, No.12, No.17）では、曲げひび割れが $R = 5 \times 10^{-3}$ rad.で発生した。その後、曲げひび割れはあまり進展せず、せん断ひび割れが中子筋に囲まれる主筋沿いの材長に渡って多数生じ、コンクリートの圧壊および主筋の圧縮降伏に伴い剛性が低下した。Fc45のNo.9およびFc60のNo.12は $R = 15 \times 10^{-3}$ に、また、Fc80のNo.17は $R = 10 \times 10^{-3}$ のときに最大耐力に至った。外殻部の剥落は、コンクリート強度が高い試験体ほど早く始まり、 $R = 30 \times 10^{-3}$ の載荷でほとんどが剥落したが、耐力低下は小さかった。その後、No.17は負加力時 $R = -40 \times 10^{-3}$ の1回目において主筋が座屈して軸力を保持できなくなり、No.9とNo.12はそれぞれ $R = +100 \times 10^{-3}$ と $+91 \times 10^{-3}$ の加力で実験を終了した。また、コンクリート強度が高い試験体ほど、最大耐力以降の耐力低下が大きくなる傾向にあったが、いずれの試験体も最大耐力以降、急激な耐力低下を示さず、良好な変形性能を示した。

せん断破壊型に計画した試験体（No.13, No.14, No.18）

は、せん断ひび割れの進展に伴い剛性が低下し、Fc60でPCa柱のNo.13は $R = 5 \times 10^{-3}$ のときに、Fc60でRC柱のNo.14およびFc80でPCa柱のNo.18は $R = 10 \times 10^{-3}$ のときに最大耐力に至った。その後、PCa柱のNo.13とNo.18は、負加力時 $R = -30 \times 10^{-3}$ の2回目の載荷で主筋が座屈して軸力を保持できなくなった。また、RC柱のNo.14は $R = +50 \times 10^{-3}$ にて実験を終了した。なお、PCa柱のひび割れ発生時の変形角は、同じコンクリート強度のRC柱に比べ小さかった。

付着割裂破壊型に計画した試験体（No.10, No.11, No.15, No.16, No.19, No.20）は、いずれもほぼ $R = 10 \times 10^{-3}$ のときに最大耐力に達し、PCa柱では細かいせん断ひび割れが多数発生した。PCa柱では $R = 20 \times 10^{-3}$ のときに付着ひび割れと外殻部の剥落がみられた。しかし、RC柱ではせん断ひび割れが大きく開いた。各コンクリート強度（Fc45, Fc60, Fc80）におけるPCa柱とRC柱についてみると、PCa柱の方が若干高いひび割れ強度と最大耐力を示したものの、破壊経過はほぼ同様であり、Q-R曲線にも大差はみられなかった。なお、これらの試験体は付着割裂破壊とせん断破壊が複合して生じたと思われるが、シリーズ1と同様な理由から最大耐力は付着割裂破壊により決定したと考えられる。

また、シリーズ1と同様にすべてのPCa柱において、下スタブと外殻PCaの相対変形はほとんどなく、打ち継ぎ面の滑りは生じなかった。

4. 付着割裂強度

4.1 シリーズ1（No.3-1, No.3-2, No.4）

付着割裂破壊したPCa柱のNo.3-1と、付着割裂破壊型に計画したが破壊形式をせん断破壊と判定したPCa柱のNo.3-2における柱主筋の付着応力度の時刻歴を図-5に示す。

No.3-1の各柱主筋の付着応力度は、図-5に示すように部材の最大耐力時もしくは次のサイクルで最大値を示した。また、柱主筋およびせん断補強筋は実験終了時まで降伏に至っておらず、さらに後述の表-3に示すように、最大耐力の実験値は、曲げ耐力ならびにせん断耐力の計算値よりも16～34%低いことから、No.3-1の最大耐力は付着割裂破壊により決定したと考えられる。これは、No.4についても同様であった。PCa柱のNo.3-1とRC柱のNo.4を比較すると、No.3-1の平均最大付着強度は、表-3に示すようにNo.4に対して約1.2倍上回っていた。また、平均最大付着強度の実験値は、靱性保証型耐震設計指針式³⁾および終局強度型耐震設計指針式⁴⁾で得られた付着強度の計算値に対して、いずれもNo.3-1では約1.2倍、No.4では約1.0倍であり、これらの指針式は付着割裂

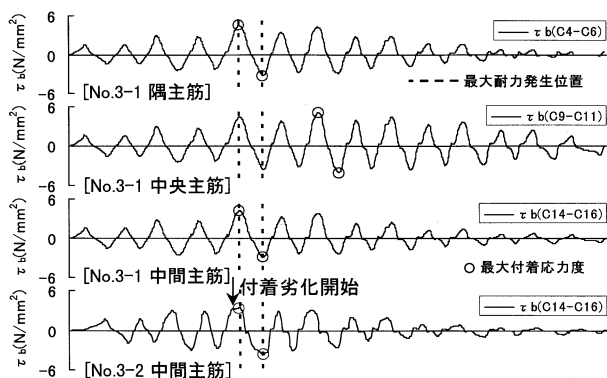


図 - 5 柱主筋の付着応力度の時刻歴

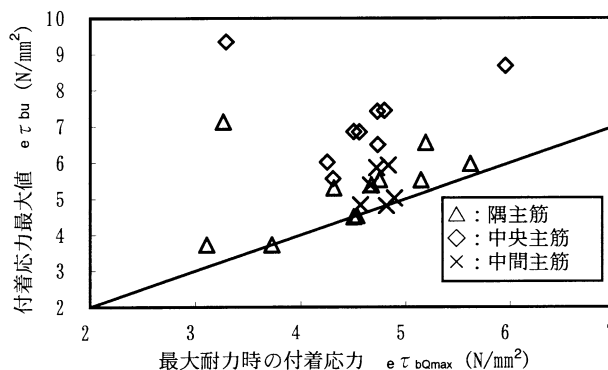


図 - 7 区間平均付着応力 (シリーズ 2)

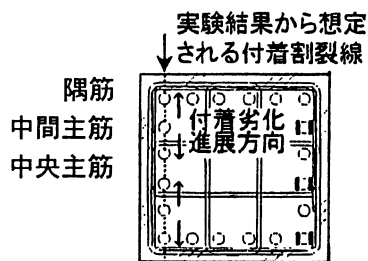


図 - 6 想定される付着割裂線

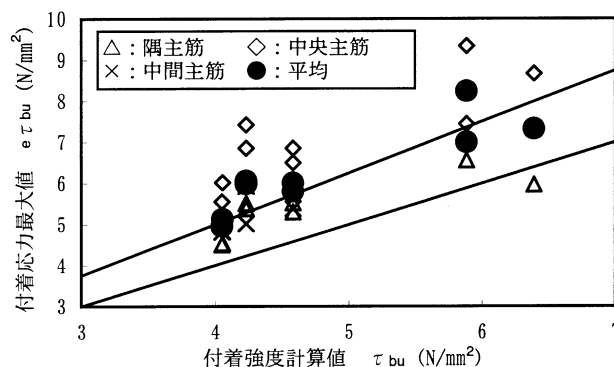


図 - 8 主筋の付着強度 (シリーズ 2)

強度を概ね安全側に評価した。

一方、No.4やNo.3-1においては、せん断補強筋に接していない中間主筋の付着劣化が最大耐力以前に生じていることが確認されている。このことから、付着割裂線は、図 - 6 に示すように先ず中間主筋近傍から発生し隅主筋へ、並行して中子筋に接している中央主筋へと進展し最大耐力に至ると仮定できる。したがって、流し込み成形外殻PCa柱の場合も付着割裂耐力を求める割裂線は、柱主筋間を結ぶ一直線上に設定してよいと考えられる。

4.2 シリーズ 2 (No.9~No.20)

図 - 7 にNo.9~No.20の各主筋における付着応力の最大値 $e\tau_{bu}$ と最大耐力時における付着応力 $e\tau_{bQmax}$ の関係を示す。ここで、付着応力は主筋付着伝達区間における付着応力を平均して求めたものであり、付着伝達区間は、曲げ破壊試験体については柱端部曲げ圧縮側を除く長さ $(L-d)$ 、せん断破壊型と付着割裂破壊型についてはトラス機構のトラス角度が一定となる柱中央部とした。

各試験体の主筋の付着応力は、最大耐力時に主筋の位置によらずほぼ等しい値を示した。しかし、最大耐力以

降、主筋の付着応力は隅主筋・中間主筋・中央主筋の順に大きくなり、特に中央主筋においては図 - 7 に示すように大きくなった。最大耐力以降に中央主筋の付着応力が大きくなる現象は、シリーズ 1 と同様であった。

次にせん断破壊した試験体と付着割裂破壊した試験体の各主筋における付着応力実験値 $e\tau_{bu}$ と付着強度計算値 τ_{bu} の比較を図 - 8 に示す。付着強度の計算値は、後打ち部のコンクリート強度を用いて靱性保証型指針式により算定した。計算値はいずれの主筋位置においても概ね付着応力実験値を安全側に評価しており、図中の印で示す付着応力実験値の平均は計算値の約1.25倍となった。

5. 高強度せん断補強筋の有効応力

シリーズ 2 においては最大耐力時に高強度せん断補強筋が降伏に至らなかった ($\sigma_{wy} = 1063 \text{ N/mm}^2$)。そこで、せん断破壊型と付着割裂破壊型試験体について、スタブの拘束を受ける柱端部を除き、トラス機構に対応する柱中央区間に位置するせん断補強筋の応力とコンクリート強度の関係を図 - 9 に示す。なお、中央区間は柱

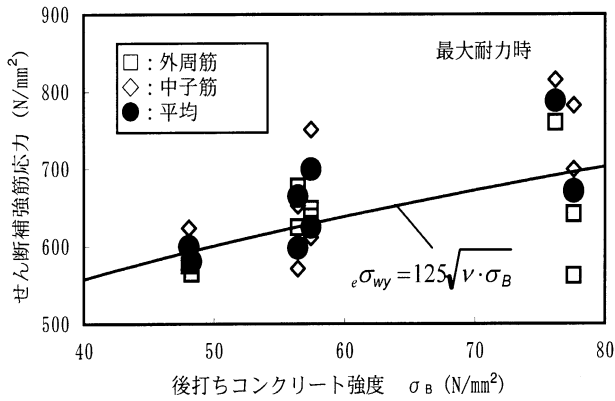


図 - 9 せん断補強筋の平均応力 (シリーズ 2)

スパンの1/2の計測区間を指す。中子筋の応力が大きい
が、外周筋との平均値は下記のNewRC指針⁵⁾に設けたせん断補強筋の有効応力式で評価できる。

$$\sigma_{wy} = \min \left\{ \sigma_{wy}, 125\sqrt{v \cdot \sigma_B} \right\} \dots \dots \dots (1)$$

$$= 1.7 \cdot \sigma_B^{-0.333} \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 σ_B : コンクリートの有効係数

σ_B : コンクリート強度 (N/mm²)

6. 最大耐力の実験値と計算値との比較

最大耐力の実験値と計算値の比較を表 - 3 に示す。曲げ耐力計算値については、全断面一律に後打ちコンクリート強度を用いた場合と部位別 (外殻部と後打ち部) にコンクリート強度を考慮した場合を算定し、せん断耐力計算値については、後打ちコンクリート強度と等価コンクリート強度を用いた場合を算定した。また、図 - 10 に曲げ耐力計算値で規準化した実験値と計算値の関係 ($Q_{max} / f Q_{mu} - id Q_{su} / f Q_{mu}$) を示す。図 - 10 においては、曲げ耐力にファイバーモデルによる断面解析で求めた計算値を用い、せん断耐力に靱性保証型耐震設計指針式で求めた計算値を用いた。なお、これらの計算値は、いずれも後打ち部のコンクリート強度を用いて算定した。さらにシリーズ2のせん断耐力は、NewRC指針によるせん断補強筋の有効降伏応力とコンクリートの有効係数を用いて算定した。

PCa柱とRC柱の最大耐力の実験値を比較すると、せん断破壊型の最大耐力では、PCa柱のNo.7の実験値はRC柱の1.04倍であり、No.13の実験値は0.96倍であった。また、付着割裂破壊型の最大耐力では、外殻PCa柱のNo.3-1の実験値はRC柱のNo.4の1.12倍であり、No.10およびNo.15の実験値は1.04倍、No.19の実験値は1.10倍であっ

表 - 3 最大耐力の実験値と計算値の比較

試験体	実験結果			曲げ耐力		せん断耐力				付着強度		実験値/計算値								
	最大耐力 exp Q _{max} (kN)	破壊形式	付着強度 exp τ _{bu} (=ave τ) (N/mm ²)	断面解析		靱性保証式		終局強度 A法式 aQ _{su} (kN)		靱性保証式 id τ _{bu} (N/mm ²)	終局強度式 s τ _{bu}	exp Q _{max} / f Q _{mu}		exp Q _{max} / id Q _{su}		exp Q _{max} / a Q _{su}		exp τ _{bu} / id τ _{bu}	exp τ _{bu} / s τ _{bu}	
				後打ち強度*	部位別*	後打ち強度*	等価強度*	後打ち強度*	等価強度*			後打ち強度	後打ち強度	後打ち強度	部位別	後打ち強度	等価強度			後打ち強度
シリーズ1	No. 1-1	391	F	-	352	397	416	479	442	476	7.64	6.22	1.11	0.98	0.94	0.82	0.88	0.82	-	-
	No. 2	433	S	-	446	493	343	364	328	350	4.79	4.54	0.97	0.88	1.26	1.19	1.32	1.24	-	-
	No. 3-1	459	BU	4.42	688	814	482	546	548	601	3.58	3.55	0.67	0.56	0.95	0.84	0.84	0.76	1.23	1.25
	No. 4	411	BU	3.65	688	688	409	409	548	548	3.58	3.55	0.60	0.60	1.00	1.00	0.75	0.75	1.02	1.03
	No. 5	473	F	-	393	447	575	611	608	642	8.04	6.88	1.20	1.06	0.82	0.77	0.78	0.74	-	-
	No. 6	454	F	-	304	381	495	528	538	568	5.59	5.75	1.49	1.19	0.92	0.86	0.84	0.80	-	-
	-190	-112			-112	1.70							1.70							
	No. 7	638	S	-	589	671	501	536	483	499	6.06	5.84	1.08	0.95	1.27	1.19	1.32	1.28	-	-
	No. 8	612	S	-	589	589	432	432	483	483	6.06	5.84	1.04	1.04	1.42	1.42	1.27	1.27	-	-
No. 1-2	406	F	-	359	396	494	543	539	597	7.26	6.16	1.13	1.03	0.82	0.75	0.75	0.68	-	-	
No. 3-2	519	S	-	702	794	421	470	434	456	3.82	3.75	0.74	0.65	1.23	1.10	1.20	1.14	-	-	
シリーズ2	No. 9	442	F	-	403	399	574	571	614	612	5.44	5.89	1.10	1.11	0.77	0.77	0.72	0.72	-	-
	No. 10	594	BU+S	5.13	1041	1010	551	548	563	566	4.05	4.56	0.57	0.59	1.08	1.08	1.05	1.05	1.27	1.13
	No. 11	570	BU+S	4.96	994	994	549	549	567	567	4.05	4.55	0.57	0.57	1.04	1.04	1.01	1.01	1.22	1.09
	No. 12	511	F	-	418	448	637	653	677	693	5.66	6.44	1.22	1.14	0.80	0.78	0.75	0.74	-	-
	No. 13	565	S	8.24	652	682	538	549	514	524	5.89	6.29	0.87	0.83	1.05	1.03	1.10	1.08	1.40	1.31
	No. 14	589	S	7.00	628	628	538	538	514	514	5.89	6.29	0.94	0.94	1.09	1.09	1.15	1.15	1.19	1.11
	No. 15	683	BU+S	5.99	1078	1106	611	627	615	628	4.23	4.97	0.63	0.62	1.12	1.09	1.11	1.09	1.42	1.21
	No. 16	655	BU+S	6.06	1045	1045	611	611	615	615	4.23	4.97	0.63	0.63	1.07	1.07	1.07	1.07	1.43	1.22
	No. 17	543	F	-	524	548	781	792	793	701	6.14	7.64	1.04	0.99	0.70	0.69	0.68	0.77	-	-
	No. 18	683	S	7.32	796	821	620	627	594	601	6.39	7.31	0.86	0.83	1.10	1.09	1.15	1.14	1.15	1.00
	No. 19	766	BU+S	6.01	1221	1252	733	746	706	716	4.58	5.78	0.63	0.61	1.05	1.03	1.08	1.07	1.31	1.04
No. 20	697	BU+S	5.81	1160	1160	733	733	706	706	4.58	5.78	0.60	0.60	0.95	0.95	0.99	0.99	1.27	1.01	

[破壊形式] F:曲げ破壊 * : 後打ち強度・・・後打ちコンクリート強度を全断面一律に用いて評価
S:せん断破壊 部位別・・・外殻部と後打ち部について個別のコンクリート強度を用いて評価
BU:付着割裂破壊 等価強度・・・外殻部と後打ち部の断面積比によるコンクリート強度を用いて評価

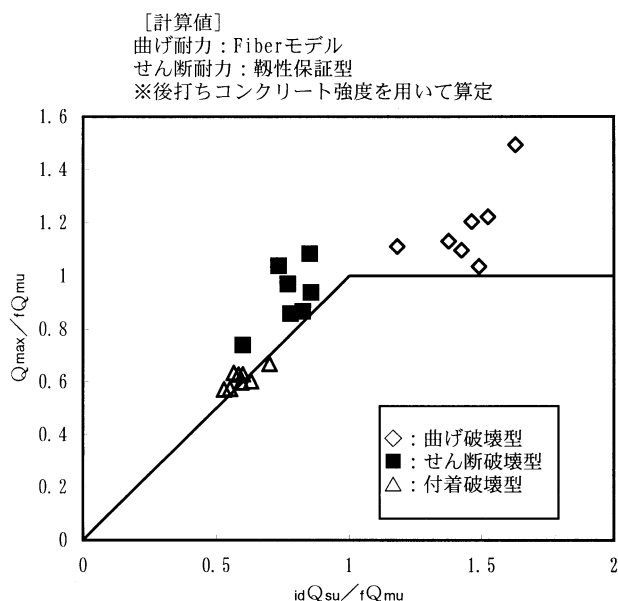


図 - 10 $Q_{max} / f Q_{\mu} - id Q_{su} / f Q_{\mu}$ の関係

た。せん断破壊型でPCa柱のNo.13の最大耐力はRC柱より若干小さな値となったが、概ねPCa柱の最大耐力はRC柱を上回る結果となった。

次に最大耐力実験値と計算値を比較する。曲げ破壊型試験体では、全断面一律に後打ちコンクリート強度を用いて算定したファイバーモデルによる断面解析で求めた曲げ耐力に対し、実験値は1.04～1.49倍上回った。せん断破壊型では、後打ちコンクリート強度を用いて計算した場合、実験値は靱性保証型式の計算値に対し1.05倍～1.42倍、終局強度型耐震設計指針A法式の計算値の計算値に対し1.10～1.32倍上回った。一方、コンクリート強度として、曲げ耐力については部位別に実強度を考慮した場合、実験値は断面解析値に対し0.98～1.19倍となり、せん断耐力については、等価強度を考慮した場合、実験値は靱性保証型式による計算値に対し1.03～1.42倍、A法式による計算値に対し1.08～1.28倍上回った。

7. まとめ

- 1) 曲げ破壊型では、部材端部に降伏ヒンジが生じ、全ての試験体が曲げ破壊した。復元力特性は、最大耐力以降の急激な耐力低下がなくエネルギー吸収能力に富んだ履歴曲線となり、外殻PCa柱は十分な変形能力を示した。また、後打ち部と外殻体との打継ぎ界面において、シアコッタの支圧破壊およびせん断破壊はみられなかった。
- 2) せん断破壊型および付着割裂破壊型においては、外

殻PCa柱、一体打ちRC柱にかかわらず、破壊性状および柱せん断力 - 層間変形角関係に大きな違いは認められなかった。

3) せん断破壊型および付着割裂破壊型の外殻PCa柱の最大耐力は、同一の後打ちコンクリート強度を有する一体打ちRC柱の最大耐力を概ね上回った。

4) 下スタブと外殻PCaの材端部打ち継ぎ面に滑りは生じなかった。

5) 外殻PCa柱の曲げ耐力はファイバーモデルによる断面解析により、せん断耐力については靱性保証型耐震設計指針式、終局強度型耐震設計指針A法式により、また、柱主筋の付着割裂強度も同指針付着強度式により、ほぼ安全側に評価できた。ただし、せん断耐力を算定する場合の高強度せん断補強筋の降伏強度は、コンクリート強度に応じて制限する必要がある。

参考文献

- 1) 流し込み成形による外殻PCa柱部材の研究(その1～その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 材料施工A - 1, pp.197～200, 1999.9
- 2) 流し込み成形による外殻PCa柱部材の研究(その3～その5), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造C - 2, pp.879～884, 1999.9
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説, 1997
- 4) 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
- 5) 建設省総合技術開発プロジェクト：鉄筋コンクリート造建築物の超軽量化・超高層化技術の開発, 平成4年度構造性能分科会報告書, (財)国土開発技術センター, 1993.3