

論文 鉛直接合部を介してプレキャスト部と現場打ち部を一体化した RC 造壁柱の曲げせん断性状

向出 静司^{*1}・古宮 嘉之^{*2}・山本 憲一郎^{*3}・益尾 潔^{*4}

要旨：シヤキーと接合筋からなるプレキャスト接合部の要素実験により，高強度材料を用いた場合にも，既往の終局耐力評価式が適用可能であることを示した。また，軸力と曲げせん断下における高強度材料を用いたプレキャスト壁柱および一体打ち壁柱の実験を行い，曲げ終局耐力，せん断終局耐力およびプレキャスト接合部耐力の評価方法を示した上で，この評価方法に基づいてプレキャスト接合部を設計した場合，プレキャスト壁柱は一体打ち壁柱と同等の構造性能を持つことを明らかにした。

キーワード：壁柱，プレキャスト，鉛直接合部，接合筋，シヤキー

1. はじめに

本論文では，超高層連層耐震壁架構などに用いる壁柱をプレキャスト（以下，PCa）化する方法として，図 - 1 のように，3 分割された断面の両端部を PCa 化し，中央部を現場打ちとして，鉛直接合部を介してこれらを一体化する工法を提案する。本工法では，高強度材料（コンクリート：60N/mm²，主筋：SD490～SD685）を用い，機械式継手を用いた接合筋およびシヤキーにより鉛直接合部（以下，PCa 接合部）を構成することになっている。

本論文は，この工法による PCa 接合部の構造性能ならびに，定軸力下の PCa 壁柱および一体打ち壁柱の曲げせん断性状について実験的な検討結果を示したものである。

2. PCa 接合部の要素実験

2.1 実験計画

試験体の形状，寸法および配筋の概要を図 - 2 に示す。試験体は，同図に示すように，いずれも高さ方向の中央位置に打ち継ぎ面を設け，下部の PCa 部，上部の現場打ち部から構成され，供試接合部は，1 つのシヤキーと 2 本の接合筋からなることを基本としている。供試部のコンクリートは，打ち継ぎ面が壁柱の鉛直接合部に一致するように，打ち継ぎ面に対して直交方向から打設している。

試験体数は計 6 体で，表 - 1 に示すように，実験因子はコンクリート強度，接合筋の機械式継手の有無，シヤキーの有無の 3 種類である。接合筋の定着長さは，鉄筋径の 15 倍（継手長さを除く）とし，機械式継手は，有機グラウト材

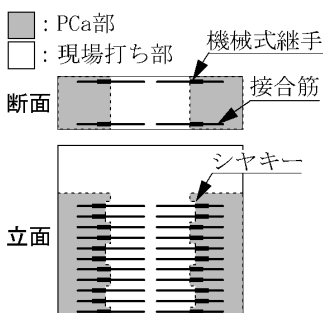


図 - 1 壁柱の PCa 工法

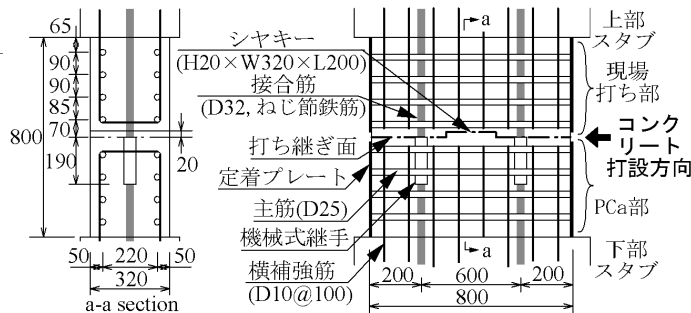


図 - 2 試験体の概要

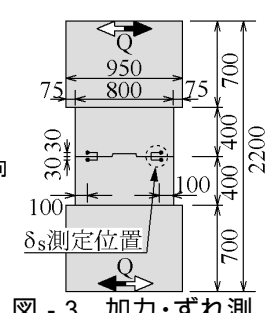


図 - 3 加力・ずれ測定の概要

*1 (財)日本建築総合試験所 構造部構造物試験室 研究員 工修 (正会員)

*2 前田建設工業(株) 建築本部副部長 工修

*3 前田建設工業(株) 建築本部専任部長 (正会員)

*4 (財)日本建築総合試験所 構造部部長 工博 (正会員)

注入によるねじ鉄筋カプラー継手とした。シヤキーは、支圧破壊型となるように、支圧面の面積に対する直接せん断を受ける断面積の比を10倍¹⁾としている。各試験体とも、打ち継ぎ面の付着を除去するために、シヤキー部を除く打ち継ぎ面にはグリースを均一に塗付している²⁾。使用材料の強度試験結果を表-2に示す。

2.2 実験方法

本実験では、試験体の上下スタブ部を建研式加力装置に固定し、正負繰り返しせん断力Qを加力した(図-3参照)。本加力装置を使用した場合、試験体には上部荷重装置の重量(=60kN)が軸力として作用する。また、打ち継ぎ面のずれ量は、図-3に示すように、2箇所測定された値の平均値 δ_s を用いる。

2.3 実験結果および考察

(1) 破壊性状

試験体P-1,P-3のQ- δ_s 関係を図-4、破壊状況を図-5に示す。各試験体の破壊性状は、以下の2つに大別できる。

(a) シヤキーがない試験体 接合筋に沿うひび割れが発生するとともに、 $\delta_s=0.9\sim 1.2\text{mm}$ 時に接合筋が降伏して剛性が低下した。それ以降、

耐力はゆるやかに上昇し、最終変形($\delta_s=20\text{mm}$)時の耐力が最大耐力となった。

(b) シヤキーがある場合 ずれが生じ始めるとともに、シヤキー隅角部よりせん断ひび割れが発生した後、せん断ひび割れが徐々に増加し、 $\delta_s=0.7\sim 0.9\text{mm}$ 時に接合筋が降伏して、剛性が低下した。また、シヤキー側面において支圧による圧壊が生じ、 $\delta_s=1.1\sim 3.7\text{mm}$ 時に最大耐力に達した。その後、シヤキー側面の圧壊の進展に伴い、打ち継ぎ面近傍のかぶりコンクリートが剥離し、耐力は低下した。

(2) 荷重 - 変形状

Q- δ_s 関係の包絡線を図-6に示す。

コンクリート強度が大きいと、初期剛性、耐力ともに大きくなるが、シヤキーがある場合の方が、ない場合に比べて、その影響が大きい。

接合筋に機械式継手がある試験体の耐力は、機械式継手がない場合に比べて、ずれ2mm時点で1割程度、最大耐力で2割程度大きい。しかし、機械式継手の有無は、初期剛性にほとんど影響を及ぼしていない。

シヤキーがある試験体の初期剛性および耐力は、シヤキーがない場合に比べて大きい。また、シヤキーがない試験体では、 $\delta_s=2\text{mm}$ 程度以降も耐力は緩やかに増加したのに対し、シヤキーがある試験体では、耐力低下後、 $\delta_s=10\text{mm}$ 程度

表-1 実験因子

試験体	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6
コンクリート計画強度	60 N/mm ²			42 N/mm ²		
シヤキー	無		有	無		有
接合筋の機械式継手	無		有	無		有

表-2 使用材料の強度試験結果

(a) 鉄筋

使用箇所	鉄筋径 (材質)	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	伸び ^a (%)
横補強筋	D13(SD390)	448	630	20
主筋	D25(SD345)	383	567	29
接合筋	D32(SD490)	499	661	26

σ_y : 降伏点, σ_u : 引張強度

(b) コンクリート

試験体	打設部位	σ_B (N/mm ²)	ε_{co} (%)	E_c (kN/mm ²)	σ_{ct} (N/mm ²)
P-1	PCa部	61.8	0.231	34.9	4.12
~P-3	現場打ち部	65.2	0.258	34.4	3.55
P-4	PCa部	42.4	0.231	28.4	3.32
~P-6	現場打ち部	50.6	0.242	30.9	3.38

σ_B : 圧縮強度, ε_{co} : σ_B 時ひずみ度

E_c : ヤング係数, σ_{ct} : 割裂強度

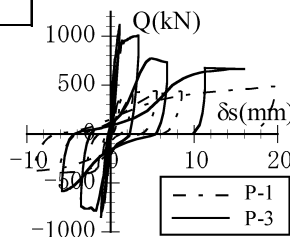


図-4 Q- δ_s 関係

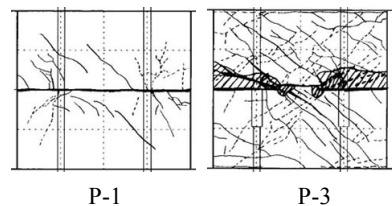


図-5 破壊状況

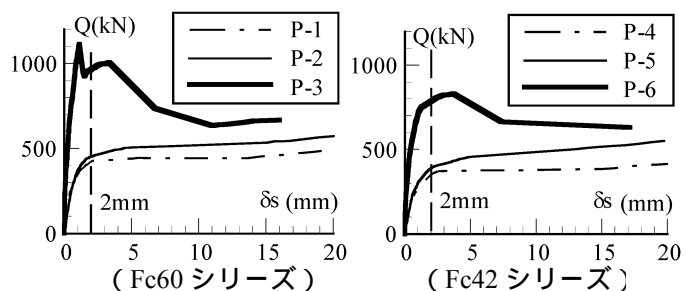


図-6 Q-s関係(包絡線)

で耐力がほぼ下げ止まり、最終変形時の耐力は、最大耐力の 61～76%程度となった。

2.4 接合部の設計耐力の検討

ずれ量が 2mm 以内であれば、PCa 部材が一体打ち部材と同等の構造性能を示すと考えられる¹⁾ことから、ずれ量 δ_s が 2mm 時の耐力実験値 Q_{Lm} と既往の評価式による耐力 Q_{u1} ²⁾、 Q_{u2} ³⁾を比較した結果を表 - 3、図 - 7 に示す。ただし、 Q_{u2} は、支圧破壊型シヤキーの耐力が $\delta_s=3\text{mm}$ 程度まで維持できる²⁾こと、ならびに、弾性支承梁理論に基づいて算定²⁾した接合筋全塑性時の δ_s が 2mm 程度であることから、シヤキー耐力とダボ抵抗耐力を累加して算定した。

接合筋に機械式継手を用いた場合、 Q_{Lm}/Q_{u1} はやや高いものの、 Q_{u1} は Q_{Lm} と良い対応を示した。すなわち、式(1)は、コンクリート強度が 30N/mm^2 程度の場合について実験で検証されたものである²⁾が、 60N/mm^2 程度までの PCa 接合部の耐力評価に適用できると考えられる。

一方、 Q_{u2} はシヤキーがある場合、 Q_{Lm} より 3 割程度大きくなり、シヤキーがない場合、 Q_{Lm} よりもやや小さくなる。

表 - 3 実験値と計算値の比較

	Q_{Lm} (kN)	Q_{u1} (kN)	Q_{u2} (kN)	$\frac{Q_{Lm}}{Q_{u1}}$	$\frac{Q_{Lm}}{Q_{u2}}$
P-1	423			1.11	0.91
P-2	452	380	466	1.19	0.97
P-3	966	859	717	1.13	1.35
P-4	352			1.03	0.91
P-5	390	342	386	1.14	1.01
P-6	773	685	595	1.13	1.30

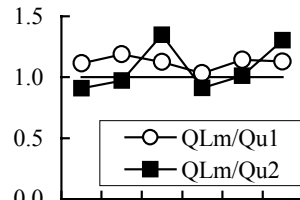


図 - 7 実験値と計算値の比較

$$\text{注) } Q_{u1} = A_p \cdot \sigma_B \left(1 + 3.55 \sqrt{\frac{\sigma_N}{\sigma_B}} \right) + n_j \frac{d_j^3 \cdot \sigma_{jy} \cdot (1 - \alpha^2) \cdot i \beta}{1.934} + \mu \cdot N \quad (1)$$

$$Q_{u2} = \min \left(A_p \cdot \sigma_B, 0.5 A_{sk} \sqrt{\sigma_B} \right) + 1.65 \Sigma a_j \sqrt{\sigma_B \cdot \sigma_{jy} (1 - \alpha^2)} \quad (2)$$

$$\text{ここに、} \beta = i \beta_j \cdot i_y, \quad i \beta_j = \sqrt{\frac{i k_c \times d_j}{4 E_j \times I_j}}, \quad i k_c = 55 \left(\frac{i E_c \cdot i \sigma_B}{E_j \cdot i \delta_s} \right)^{0.75}$$

A_{sk} , A_p : シヤキー断面積の和、支圧面積の和
 N , σ_N : 接合面に作用する圧縮軸力および圧縮応力度
 $i \sigma_B$, $i E_c$, $i \delta_s$: 現場打ち部と PCa 部のコンクリートのうち強度が低い方の圧縮強度、ヤング係数、接合面位置の接合筋のずれ量 ($= \delta_s/2$, ここでは 1mm と仮定¹⁾)
 σ_{jy} , σ_j , d_j , a_j , n_j , E_j , I_j : 接合筋の降伏強度、作用する引張応力度 (ここでは、0)、呼び径、断面積の和、本数、ヤング係数、断面 2 次モーメント
 μ : 打ち継ぎ面の摩擦係数 (グリース塗布で 0.08¹⁾)

3. 壁柱実験

3.1 実験計画

試験体の形状、寸法、配筋および PCa 接合部の概要を図 - 8 に示す。想定する実部材に対する縮尺率は約 1/5、試験体数は計 7 体である。主筋量および横補強筋量が多く配置された端部を柱部、残りの中央部を壁部と称する。試験体には、一体打ち試験体と PCa 試験体があり、後者は、柱部を PCa 部材、壁部および試験体の上部 400mm (梁部に相当) の断面全面を現場打ちとして施工している。これらをそれぞれ、PCa 部、現場打ち部、上部現場打ち部と称する。使用材料の強度試験結果を表 - 4 に示す。

実験因子を表 - 5 に示す。シヤスパン比 $M/QD=2.5$ (2 層分の壁柱に相当) の試験体は曲げ破壊型、 $M/QD=1.25$ (1 層分の壁柱に相当) の試験体はせん断破壊型となるよう設計されている。

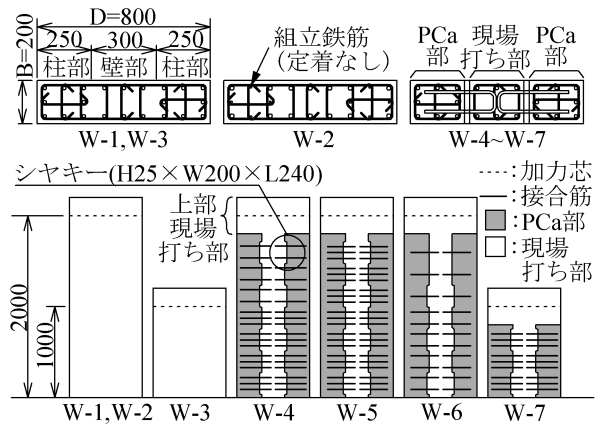


図 - 8 試験体の概要 (寸法単位: mm)

表 - 4 使用材料の強度試験結果 (a) 鉄筋

鉄筋径 (材質)	使用箇所	σ_y (N/mm^2)	σ_u (N/mm^2)	伸び (%)
D6(SD295A)	横補強筋	349	505	32
S6(KSS785)	横補強筋	990	1203	12
D10(SD295A)	組立鉄筋	353	487	29
D13(SD390)	接合筋	448	630	20
D16(SD490)	主筋・接合筋	535	690	19
D19(SD685)	主筋	729	916	13

(b) コンクリート

試験体	打設部位	σ_B (N/mm^2)	ϵ_{co} (%)	E_c (kN/mm^2)	σ_{ct} (N/mm^2)
W-1, W-2	PCa部	70.1	0.249	36.9	3.7
W-4, W-6	現場打ち部	67.1	0.240	36.5	4.3
W-3, W-7	PCa部	70.1	0.248	36.9	3.7
	現場打ち部	69.8	0.244	36.3	5.0

M/QD=2.5 の試験体 W-1 と試験体 W-2 の違いは、主筋の材質 (SD490 と SD685) および配筋量である。ただし、試験体 W-2 の横補強筋量は、試験体 W-1 の場合よりも多くしている。

試験体 W-4 ~ W-6 の主筋量および横補強筋量は、試験体 W-1 と同程度であり、PCa 接合部耐力は、W-4, W-5, W-6 の順に小さくしている。

M/QD=1.25 の試験体 W-7 の主筋量および横補強筋量は、試験体 W-3 と同程度にしている。

PCa 試験体のシャキーは、前章同様、支圧破壊型となるようにしている。PCa 接合部のコンクリート打ち継ぎ面は、特に表面処理を行わないこととした。接合筋の定着長さも、前章同様、鉄筋の直径の約 15 倍としている。

3.2 実験方法

本実験では、図 - 9 に示すように、油圧ジャッキを用いて試験体上面に一定軸力 N (=

$2260\text{kN} = 0.21B \cdot D \cdot \sigma_B$) を加えた状態で、押し引き型油圧ジャッキを用いて試験体頂部に水平力 Q を加力した。なお、水平力の加力载荷前に予め PC 鋼棒を用いて、試験体頂部の両側より圧縮力 600kN を加えた。この値は、 $M/QD=1.25$ の試験体の最大耐力の約 1/2 に相当する。载荷履歴は、 $R = \pm(2.5, 5, 10, 15, 20, 30, 40 \times 10^{-3}\text{rad.})$ となる 2 サイクルずつの正負繰り返し载荷とした。なお、 $R = \delta_h/H_a$ (δ_h, H_a : 壁脚部から加力点までの水平変形量および高さ) として算定した。

3.3 実験結果および考察

(1) 破壊性状

Q - R 関係を図 - 10 に示す。図中の限界部材角 R_u は、包絡線上の耐力が最大耐力の 80% に低下した時点の部材角 R と定義した。

(a) M/QD=2.5 の試験体 (W-1, W-2, W-4 ~ W-6)

各試験体とも、ほぼ同様の破壊性状を示した。

表 - 5 実験因子

試験体	施工方法	シラスパン比 M/QD	主筋			横補強筋			PCa接合部		
			配筋		材質	配筋		材質	接合筋		シャキー
			柱部	壁部		柱部	壁部		配筋	材質	
W-1	一体打ち	2.5	8-D16	6-D16	SD490	3-S6@80	2-S6@80	KSS785			
W-2			4-D19	6-D19	SD685	3-S6@60	2-S6@60				
W-3		1.25				3-D6@80	2-D6@80				
W-4	PCa	2.5	8-D16	6-D16	SD490	3-S6@80	2-S6@80	KSS785	2-コD16×18段	SD490	4個
W-5									2-コD13×21段	SD390	
W-6		2-コD13×11段									
W-7		1.25				3-D6@80	2-D6@80	SD295A	2-コD16×9段	SD490	2個

共通因子：断面寸法(200mm×800mm)、コンクリート計画強度(60N/mm²)、上部現場打ち部の横補強筋の配筋(一体打ち試験体と同様の配置で@60, 材質は柱部・壁部と同様)

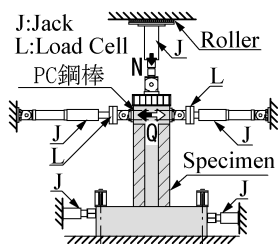


図 - 9 载荷装置

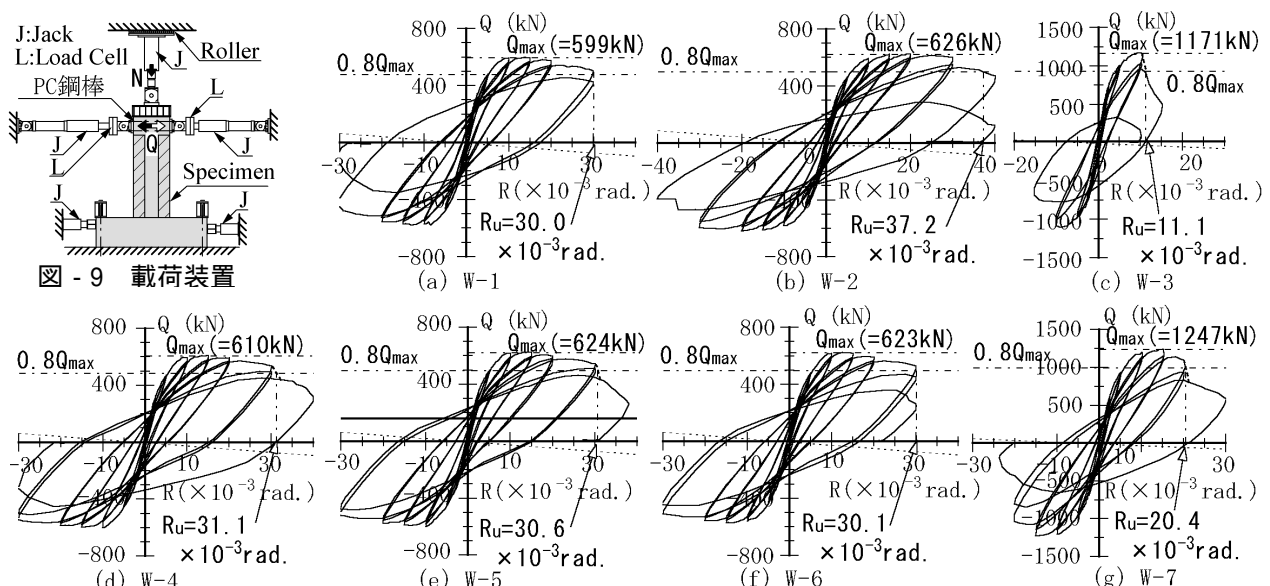


図 - 10 Q - R 関係

..... : $\Delta Q = -N \cdot R$

$R=2 \sim 9 \times 10^{-3}$ rad.時に圧縮側および引張側の主筋が降伏するとともに剛性が低下し、脚部圧縮側コンクリートが圧壊し始め、 $R=13 \sim 19 \times 10^{-3}$ rad.時に最大耐力に達した。それ以降、同圧壊域の拡大と主筋の座屈が生じて、耐力が徐々に低下した。以下に、試験体ごとの破壊性状の特記すべき事項を示す。

〔W-2〕 R_u 以降 ($R=40 \times 10^{-3}$ rad.時)に脚部で主筋の顕著な座屈が確認された後、同サイクルの負加力時に2本の主筋が破断した。しかし、横補強筋量が他の試験体の場合よりも多いことに起因し、 R_u は最も大きくなった。

〔W-4~W-6〕 図-11に示すように、曲げせん断ひび割れおよびせん断ひび割れが打ち継ぎ面にまで伸びた際に、同面に沿ってひび割れが生じた。このひび割れは、断続的に発生した後、正負両方向の変形が進むにつれて繋がっていったが、PCa接合部の高さ方向全面に渡ってのずれ破壊は生じなかった。その結果、各PCa試験体とも、一体打ち試験体と同等の耐力および変形性能を有した。

(b) $M/QD=1.25$ の試験体(W-3,W-7)

〔W-3〕 せん断ひび割れが発生後、 $R=5 \times 10^{-3}$ rad.時に横補強筋、 $R=5 \sim 7 \times 10^{-3}$ rad.時に圧縮側および引張側の主筋が降伏して最大耐力に達した。その後、せん断ひび割れに沿って圧壊が生じるとともに、耐力が急激に低下した。

〔W-7〕 $R=2 \sim 5 \times 10^{-3}$ rad.時に圧縮側および引張側の主筋が降伏するとともに剛性が低下した。その後、脚部圧縮側コンクリートが圧壊し始め、 $R=15 \times 10^{-3}$ rad.時に最大耐力に達し、同圧壊域の拡大と主筋の座屈が生じて、耐力が徐々に低下した。また、横補強筋が降伏した後、断面中央位置でせん断ひび割れに沿って圧壊が生じた。

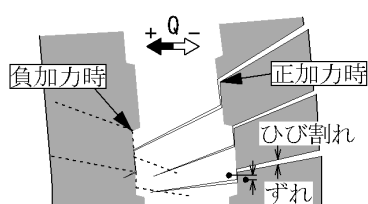


図-11 打ち継ぎ面に沿うひび割れ

以上より、試験体 W-3 はせん断破壊型、試験体 W-7 は曲げ破壊型の様相を呈したと言える。後者の破壊性状は、接合筋がせん断補強効果および横補強効果に寄与したことに起因して現れたと考えられる。

(2) PCa接合部の挙動

PCa接合部のずれ量は、図-11に示すように、主に打ち継ぎ面のひび割れによって増加すると考えられる。このような打ち継ぎ面のひび割れを跨ぐ位置の接合筋は、ずれによるダボ抵抗と引張応力によるせん断摩擦抵抗の両方が、せん断抵抗に寄与したと考えられる。

3.4 PCa接合部終局耐力の検討

各PCa試験体とも曲げ破壊型となったので、PCa接合部位置の加力直交面に作用するせん断力は、曲げ終局耐力時の断面応力に基づいて算定した。つまり、図-12に示すように、圧縮側PCa接合部については、圧縮側PCa部コンクリートの圧縮合力、引張側PCa接合部については、引張側PCa部主筋の引張合力に、PCa部の軸力 N_c を加えたものをそれぞれ終局時作用せん断力 Q_c, Q_T とした。

上部現場打ち部の耐力 Q_{uu} は、文献(4)による直接せん断耐力式により与える。なお、PC鋼棒により同部に導入された圧縮力は、油圧ジャッキの引張力($=Q/2$ と仮定)により低減されると考え、残りの圧縮応力の影響は、直接せん断耐力式の鉄筋降伏応力の項に累加することによって評価することとした。 Q_{uu} に式(1)によるPCa接合部耐力 Q_{u1} を累加した耐力 ΣQ と Q_c, Q_T の算定結果を表-6に示す。これによると、曲げ終局時に作用する Q_c は、試験体 W-6の耐力 ΣQ を僅かに上回るが、残りの試験体の ΣQ を下回り、ずれ破壊が生じなかったという実験結果に概ね

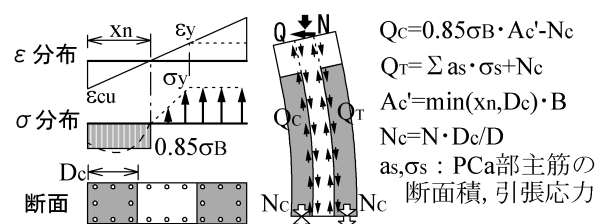


図-12 終局時の加力直交面の作用せん断力

符合する。より精度良くこの耐力を評価するには、接合筋によるせん断摩擦抵抗などの影響を考慮することなどが考えられるが、これについては、今後の課題としたい。

3.5 壁柱終局耐力の検討

壁柱を一体打ちと見なした場合の終局耐力について検討する。最大耐力実験値 Q_{max} と終局耐力計算値の比較を表 - 7, 図 - 13 に示す。ここに、 Q_{mu} は平面保持仮定 (コンクリートの - 関係: 引張強度を無視した e 関数法⁵⁾, 鉄筋の - 関係: 完全弾塑性) に基づく曲げ終局耐力時のせん断力, Q_{su} は NewRC 式⁶⁾によるせん断終局耐力とする。

$M/QD=2.5$ の試験体の Q_{mu} は、いずれの試験体も、 Q_{max} と良い対応を示し、 $M/QD=1.25$ の試験体の Q_{su} および Q_{mu} は、試験体 W-3, W-7 とともに、 Q_{max} とほぼ一致している。

4. まとめ

・PCa 接合部要素実験

(1) 接合筋の PCa 部接合面際に機械式継手を設けた場合の耐力は、設けなかった場合と比べて大きくなった。ただし、両者の初期剛性には、有意な差が見られなかった。

(2) 文献(2)による耐力評価式は、コンクリート強度 $60N/mm^2$ 程度の場合についても適用でき、ずれ量 2mm 時の耐力を精度良く評価できる。

・壁柱実験

(1) 曲げ終局時の断面応力に基づいて算定された PCa 接合部の作用せん断力よりも、シヤキーと接合筋によるせん断耐力を累加したものが上回れば、PCa 壁柱の構造性能は、一体打ち壁柱と同等となることを明らかにした。

(2) 高強度材料を用いた壁柱の最大耐力は、平面保持仮定に基づく曲げ終局耐力および NewRC 式によるせん断終局耐力のいずれか小さい方で精度良く評価できる。

(3) $M/QD=2.5$ のいずれの試験体も、曲げ圧縮側におけるコンクリートの圧壊および主筋の座屈によって変形性能が決まった。

謝辞

本研究の実施にあたり、東京理科大学松崎育弘教授、同中野克彦助手から貴重な助言を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 大淵英夫, 鈴木基晴, 南尚吾, 中野克彦, 松崎育弘: ずれ変形を考慮したプレキャスト部材接合面におけるせん断伝達に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 491 号, pp.97-104, 1997.1
- 2) 中野克彦, 松崎育弘: プレキャスト RC 部材接合面におけるせん断抵抗要素の耐力累加方法, 日本建築学会構造系論文集, 第 550 号, pp.151-158, 2001.12
- 3) 日本建築学会: 現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針・同解説, 2002
- 4) Lawrence F.Kahn, et al.: Shear Friction Tests with High-Strength Concrete, ACI Structural Journal, pp98-103, January-February 2002
- 5) 梅村魁: 鉄筋コンクリート梁の塑性変形及び終局強度, 日本建築学会論文集, 第 42 号, pp.59-70, 1951.2
- 6) 国土交通省建築研究所: 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, 建築研究報告, 第 139 号, 2001.2

表 - 6 加力直交面の耐力および作用力の計算値

試験体	加力直交面耐力			作用せん断力	
	Q_{ul}	Q_{uu}	ΣQ	Q_c	Q_r
W-4	2687	1074	3760	2147	1557
W-5	1958	1074	3031	2147	1557
W-6	1007	1074	2080	2147	1557
W-7	1472	1116	2588	2262	1557

(単位:kN)

注) Q_{ul} 算定時, $\sigma_j = \sigma_{wy} \cdot p_w / p_j$ と仮定。 p_j : 接合筋比, p_w, σ_{wy} : 横補強筋比および降伏強度

表 - 7 実験値と計算値の比較

試験体	実験値		計算値		Q_{su} / Q_{mu}	Q_{max} / Q_{mu}
	Q_{max} (kN)	Q_{mu} (kN)	Q_{su} (kN)	Q_{mu} (kN)		
W-1	599	614	950	1.55	0.98	
W-2	626	607	1062	1.75	1.03	
W-3	1171	1246	1234	0.99	0.94	
W-4	610	623	969	1.55	0.98	
W-5	624	623	969	1.55	1.00	
W-6	623	623	969	1.55	1.00	
W-7	1247	1247	1236	0.99	1.00	

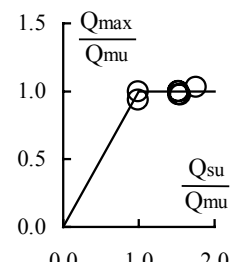


図 - 13 実験値と計算値の比較

注) $Q_{su} = \cot \phi \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot B \cdot j_t + (1 - \beta) \cdot B \cdot D \cdot v \cdot \sigma_B$ (3)

ここに、 $p_w \cdot \sigma_{wy} > \sigma_B / 2$ $p_w \cdot \sigma_{wy} = \sigma_B / 2$ 。

$\sigma_{wy} = 125 (\sigma_B)$, $n = N / (B \cdot D \cdot \sigma_B)$, $R_p = 0$

$= 1.7(1 + 2n) \cdot \sigma_B^{-1/3}$ 1.0 , $\cot \phi = \min(A, B, C)$

$A = 2.0 - 3n - 50R_p$, $B = j_t / (2\alpha \cdot D)$, $C = \{ \sigma_B / (p_w \cdot \sigma_{wy}) \} - 1$

$\alpha = [\{ 1 + (L/D)^2 \} - L/D] / 2$, $\beta = (1 + \cot^2 \phi) \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} / (\sigma_B)$

j_t : 柱部主筋重心間距離(mm), L : アーチ機構を形成する長さ(mm)。 Q_{mu}, Q_{su} 算定時, PCa 試験体の σ_B は, PCa 部のものを用いた。