

[2102] 柱脚に全数継手を有する高層プレキャスト柱の構造性能確認実験

正会員 別所佐登志 (鹿島建設技術研究所)
 正会員 福島 稔 (鹿島建設技術研究所)
 正会員 ○桜本 文敏 (鹿島建設技術研究所)
 島本 斉 (鹿島建設技術研究所)

1. はじめに

当社では、独自に開発した高層RC躯体建築技術(HiRC工法と呼称)により、既に最高30階建超高層集合住宅を建設している。従来のHiRC工法は、現場打ち工法を主体とした工業化工法であるが、今後より一層の工期短縮・省力化・精度向上を狙いとして、図-1に示すとおり柱のプレキャスト化を試みた。当工法では、柱部材の最も応力の厳しい柱脚部分にモルタルグラウト継手(NMBスプライススリーブ)による柱主筋の全数継手を設けている。しかし、太径鉄筋(D41)を用い、柱脚に全数の継手が集中する柱部材に関する既往の実験例は少なく、その靱性などに悪影響が懸念された。本報告は、その継手を有する柱部材の曲げせん断性状を実験的に明らかにし、その構造安全性を検証したものである。

2. 工法概要

図-1に示すとおり、柱ははり下端までをプレキャスト(PC)部材とし、その他はすべて現場打ちとした。PC柱の底部グラウトと、スリーブ内のグラウトは、柱底部とスラブのすき間(レベラーにより20mmを確保)より、セメント系無収縮性高強度グラウト材を同時に圧入することにより行った。当工法の採用により、1サイクルで2日程度の工期短縮が見込まれる。

3. 実験計画

(1) 試験体

試験体は、30階建超高層集合住宅の下層部3階を実物大で抽出したものであり、継手の有無による柱の力学性状の差異を検討する「柱試験体」4体と、設計骨組の構造安全性を検証する「柱はり骨組試験体」1体である。

柱試験体は表-1に示すとおり、中央に加力スタブを有し、その両側に柱の下半分が取り付け形であり、加力スタブ両端の柱脚部に継手を有するもの2体と、継手の無いもの2体である。実験要因は、「継手の有無」の

他は「圧縮軸力の大小」であり、柱曲げ耐力が最大となる釣り合い軸力近傍の832tf($\sigma_N=130\text{kgf/cm}^2$)と、長期設計荷重の1/2の314tf($\sigma_N=49\text{kgf/cm}^2$)である。

柱はり骨組試験体は、パネル両側に直交ばりを有する十字形骨組であり、直交ばりの長さは、はり丈の1/2である。また、柱軸力は314tfである。

試験体の配筋を図-2、3に示す。図-2は継手有りの柱試験体であり、

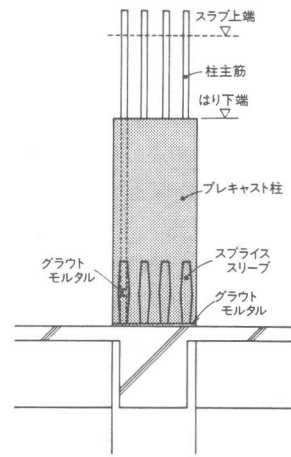


図-1 プレキャスト柱

表-1 試験体の形状及び実験要因

試験体種別	試験体記号	実験要因		柱軸力 (tf)
		試験体の形状	継手の有無	
柱試験体	CJ-1		有	314
	CJ-2			832
	CN-1		無	314
	CN-2			832
柱はり骨組試験体	BC-J		有	314

($F_c=390\text{kgf/cm}^2$)

■: プレキャスト部材

柱主筋(D41)をスリーブ内で接合している。継手の無い試験体は、その部分が通し筋となっている。柱主筋比Pgは2.5%、帯筋比Pwは1.0%である。図-3は柱はり骨組試験体であり、継手は上部柱の脚部にのみ設けてある。はり主筋は柱と同様D41であり、パネル内は通し筋である。はり主筋比Ptは1.7%、肋筋比Pwは1.1%である。

(2) 使用材料

鉄筋の機械的性質を表-2に示す。コンクリートの設計基準強度Fcは390kgf/cm²であるが、実際にPC部材を製造する際のことを考慮して460kgf/cm²を目標強度とした。水セメント比は40%、スランプは10.5cmである。コンクリートの圧縮強度は図-7、8中に記した。また、継手内のグラウトモルタルの圧縮強度は、820~898kgf/cm²の範囲にあり、これはメーカーの定める最低強度650kgf/cm²を満足していた。

(3) 加力方法

加力概念を図-4に示す。試験体は、鋼製ボールベアリングを敷きつめた台座の上に水平に設置し、加力を水平面内で行った。

柱試験体は、所定の一定軸力を導入した後、柱両外端部を支持し、中央加力スタブに集中荷重を加えた。載荷は、柱相対変形角Rc(図-4参照)で制御し、Rc=1/400radで1回、1/200rad及び1/100radで各2回、1/50radで1回の正負繰返し加力を行い、その後正方向にのみ1/25radまで加力した。

柱はり骨組試験体では、柱部分に一定軸力を導入した後、左右のはり端を加力点とし、逆対称荷重を作用させた。載荷は層間変形角R(図-4参照)で制御し、R=1/400rad、1/200radで各1回、1/100radで3回、1/50radで2回の正負繰返し加力を行い、その後正方向にのみ、1/20radまで加力した。

4. 実験結果

(1) 荷重変形曲線

図-5、6に軸力の低いCN-1、CJ-1試験体の荷重変形曲線(柱せん断力Qc-柱相対変形角Rc関係)を示す。変形角Rcが1/400radまでに曲げびびわれ、せん断びびわれが発生し、1/100radに向う途中で主筋が引張降伏し、その直後に柱脚部のコンクリートが曲げ圧壊するなど両者は非常によく似た性状を示した。ただ、継手の無いCN-1はRcが1/50rad以降で若干の耐力低下を示したのに対し、CJ-1では1/25radまで耐力が低下せず、継手の有る方がか

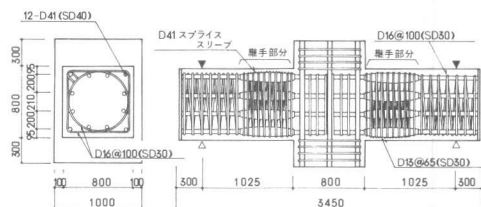


図-2 試験体形状、配筋(柱試験体)

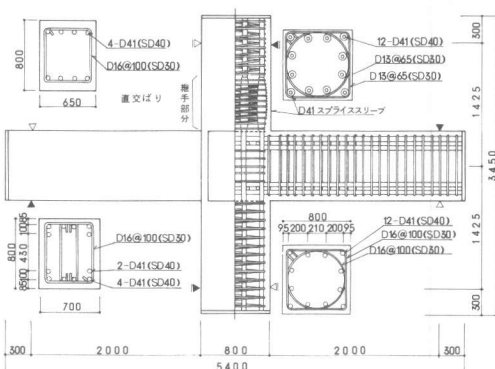


図-3 試験体形状、配筋(柱はり骨組試験体)

表-2 鉄筋の機械的性質

鉄筋種類	使用箇所	降伏点又は耐力 s _{0y} (kgf/mm ²)	降伏ひずみ s _{0y} (×10 ⁻⁶)	引張強さ (kgf/mm ²)	伸び (%)
D41 (斜めふし)	柱主筋	43.6	2360	64.7	24.4
D41 (横めふし)	はり主筋	42.0	(2500) ¹⁾	62.5	20.8
D16	角フープ筋 スターラップ筋	36.4	1980	54.4	-
D16	スパイラル筋	34.2	1760	53.7	-
D13	角フープ筋・2 スパイラル筋	37.0	2100	52.3	24.7

¹⁾ 参考値(再生練鋼のため降伏点不明瞭)。²⁾ スプライススリーブまわりのみ

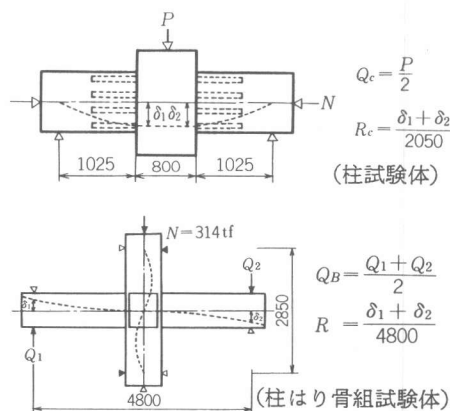


図-4 加力方法概念図

えて粘り強い性状を示した。また曲線の形状からは、継手の有る方に、若干逆S字型のスリップ傾向がうかがえるが、継手無しとの差はわずかである。

図-7に柱試験体4体の荷重変形曲線の包絡線を示す。4体の内CN-2のみが $R_c = -18 \times 10^{-3}$ radでせん断破壊を起こしたが、継手の有るCJ-2は $1/25$ radまでほとんど耐力低下せず、軸力が高い場合でも継手の有る方が粘り強かった。しかし破壊までの性状は継手の有無にかかわらずほとんど差はなく、曲げ破壊型の性状を示している。

図-8に柱はり骨組試験体の荷重変形曲線(はりせん断力 Q_B -層間変形角 R 関係)を示す。 R が 9×10^{-3} radではりの1段筋が、 10×10^{-3} radで2段筋が引張降伏した。その後剛性は急激に低下するが、荷重は徐々に上昇し続け、 R が $1/20$ radまで耐力低下のない、粘り強い典型的なはり曲げ降伏性状を示した。

(2) 諸耐力

表-3に諸耐力を一覧にして示す。表には実強度より求めた曲げ耐力とせん断耐力の計算値も示してある。これによると柱試験体の実験最大耐力は両計算値を上回っており、曲げ耐力に対しては1.07~1.11倍、せん断耐力に対しては1.20~1.23倍となっている。

柱はり骨組試験体の最大耐力は、はり曲げ耐力計算値の1.15倍であり、当骨組は十分な曲げ耐力を有していた。またパネルに作用した最大せん断応力度は 130.1 kgf/cm^2 となり、これはパネルのせん断耐力計算値 177.5 kgf/cm^2 の73%に相当し、パネルの破壊までにはまだ余裕があったものと推察される。

(3) ひびわれ性状

図-9にCN-1、CJ-1試験体の最終ひびわれ状況を示す。これによると、ひびわれは継手の有る方が分散している。これは帯筋のピッチがスリーブ回りでは65mmと一般部の100mmより小さくなっていることがひとつの原因と考えられる。

同じく図-9に柱はり骨組試験体の最終ひびわれ状況を示す。はり部分にはほぼ全面にひびわれが発生しているが、柱部分のひびわれは少なく、これを柱試験体のひびわれと比較する

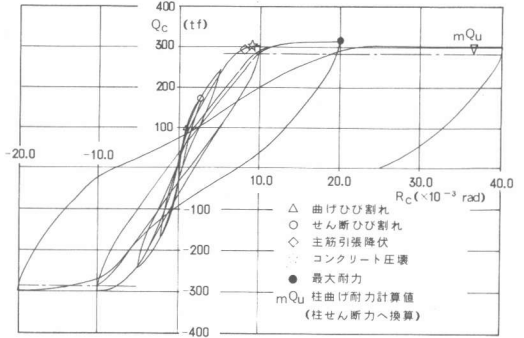


図-5 荷重変形曲線 (CN-1)

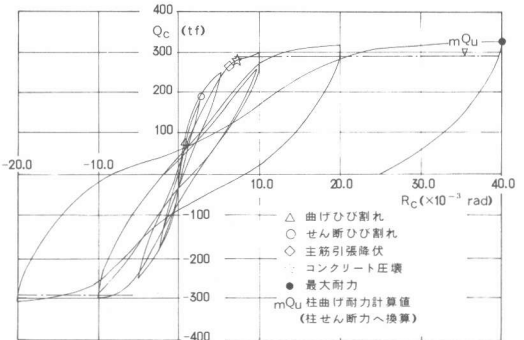


図-6 荷重変形曲線 (CJ-1)

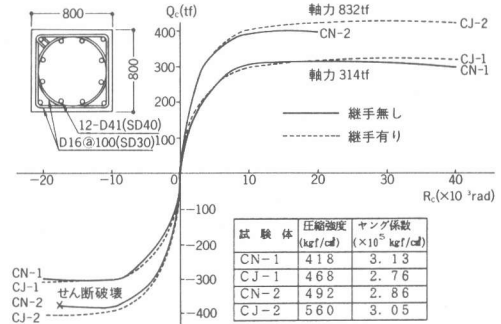


図-7 荷重変形曲線の包絡線(柱試験体)

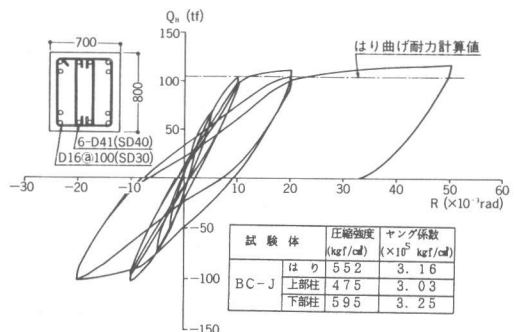


図-8 荷重変形曲線(柱はり骨組試験体)

表-3 諸耐力一覧

試験体		諸耐力	曲げ ひびわれ	せん断 ひびわれ	主筋降伏 (引張)	主筋降伏 (圧縮)	コンクリート 圧壊	最大耐力 eQu	曲げ耐力*1 計算値mQu	eQu mQu	せん断耐力*2 計算値sQu	eQu sQu
試験体	C N - 1	100 (0.75)	178 (2.49)	295 (8.03)	-	301 (9.01)	316 (20.02)	287	1.10	257	1.23	
		75 (0.43)	192 (2.50)	265 (6.00)	-	282 (7.01)	325 (39.95)	292	1.11	271	1.20	
	C J - 1	175 (1.26)	150 (1.05)	385 (8.01)	394 (10.01)	352 (6.02)	400 (20.02)	374	1.07	325	1.23	
		150 (1.00)	150 (1.00)	359 (8.99)	423 (25.01)	354 (6.01)	431 (30.04)	389	1.11	352	1.22	
柱はり骨組	B C - J	柱	401 (2.02)	1047 (1.00)	-	-	-	-	-	-	-	-
		はり	100 (0.33)	511 (3.01)	999 (9.01)	-	1090 (16.0)	1189 (50.0)	1036	1.15	153.1	-

柱試験体の数値は、柱せん断力 Q_c (tf)と柱相対変形角 R_c ($\times 10^{-3}$ rad)を、柱はり骨組試験体の数値は、はりせん断力 Q_b (tf)と層間変形角 R ($\times 10^{-3}$ rad)を示す。

*1 柱試験体においてはACIの仮定に基づく計算値、柱はり骨組試験体においては、 $mQu = 0.9at \cdot s\sigma_y \cdot d / 2.00$

*2 $sQu = c\alpha_s(0.9 + \frac{\sigma_N}{250}) \left\{ \frac{0.12K_u \cdot K_p(180 + F_c)}{M/Qd + 0.12} + 2.7 \sqrt{F_w \cdot s\sigma_y} \right\} b_j$ (c α_s : 鹿島建設技術研究所年報 第27号P86参照)

と、柱相対変形角 R_c で1/200rad 付近の性状に相当しており、層間変形角1/20radの大変形時においても柱の損傷は軽微であったといえる。またこのことは柱主筋が降伏していないことから裏づけられる。

(4) 復元力特性の評価

HiRC の実設計で用いている解析法により柱はり骨組試験体の復元力特性を求め、実験結果と比較して示したのが図-10である。解析値は実験値とよい対応を示しており、設計で用いている解析法は妥当なものであることが確認された。なお解析の基本仮定は以下のとおりである。¹⁾

- i) 柱及びはり曲げせん断変形するものとし、その復元力特性は、それぞれ曲げひびわれ、曲げ降伏を折点とするTri-linear型で表現する。
- ii) パネルはせん断変形するものとし、弾性とする。
- iii) 層間変位は i), ii) を加え合せたものとする。

5. まとめ

HiRC 工法による30階建超高層集合住宅を対象として、その柱をプレキャスト化し、柱主筋をスプライススリーブで接合する工法について構造確認実験を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

① 継手を有するプレキャスト柱の力学性能は、継手の無いものに比べ、強度、剛性ともほとんど差がなく、また靱性に関しても同等以上の性能を有していた。

② プレキャスト柱を用いた設計骨組は、設計で仮定しているはり曲げ降伏機構を確保でき、十分な靱性を有していた。またその復元力特性は実設計で用いている解析法による結果とよい対応を示した。

謝辞：試験体製作には日本スプライススリーブ(株)の協力を得た。ここに感謝の意を表します。

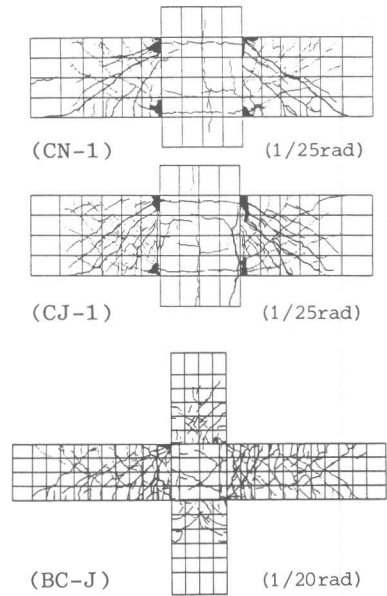


図-9 最終ひびわれ図

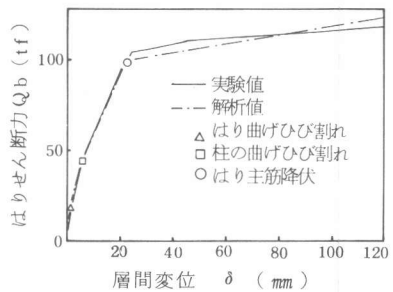


図-10 復元力特性の比較

<参考文献>

- 1) 別所他：30階建高層鉄筋コンクリート造建物の柱及びはり接合部に関する実験的研究、鹿島建設技術研究所年報、第34号、昭和61年