超高強度材料を用いたプレキャスト鉄筋コンクリート造 柱・梁接合部の部分架構に関する実験的研究

高森 直樹 林 和也

寺 岡 勝

概 要

高さ 200mクラスの鉄筋コンクリート造超高層住宅を実現するためには、材料の高強度化が必要である。また施工で は積層階が増えプレキャスト工法による利点が考えられる。しかしながら、その設計法は確立されておらず実験も少な い。そこで Fc120 級のコンクリート、主筋として USD685 級の鉄筋などの超高強度材料を用い、プレキャスト工法想定 した十字形およびト形試験体の柱・梁接合部部分架構の実験を行い、部材および架構の復元力特性の検討を行っ た。

実験の結果、内部柱・梁接合部実験ではRt 30×10⁻³rad.では、いずれも良好な履歴性状を示した。外部柱・梁接 合部は高変動軸力を受ける場合においても良好な力学性状を示した。超高強度材料を用いてプレキャスト工法を採 用した場合においても、各部材の各耐力点の実験値は、既往の評価式により概ね予測でき、架構の復元力特性は、 梁、柱、接合部の各部材の荷重 - 変形の足し合わせによって十分評価可能であった。

Experimental Study on Pre-cast RC Beam-Column Subassemblages using Ultra-High-Strength Materials

Abstract

For building 200m height high-rise building, using Ultra-High-Strength Materials is needed. And pre-cast construction method is probably applied. But the method of structural design using ultra-high-strength materials is not established yet. Pre-cast RC beam-column subassemblages using ultra-high-strength materials were tested, studies on mechanical properties of members and frame were done.

The following conclusions can be made from this study; 1) Rt 30×10⁻³rad., the seismic performances of the interior beam-column subassemblages were good, and the seismic performances of the exterior beam-column subassemblages were good under the high varing axial loading, 2) the test result of several strengths and deformations of the each members could be expected by the formulations already proposed. 3)the restoring force characteristic of the structural frame could be estimated by adding the relations between strength and deformation of each parts, that is, beam, column, and beam-column joint.

キーワード:鉄筋コンクリート、柱・梁接合部、高強度 材料、プレキャスト、復元力特性 §1.はじめに

高さ 200mクラスの鉄筋コンクリート造超高層住宅 を実現するために、使用する材料の高強度化が必要で、 Fc120 級コンクリートと主筋として SD685 級の鉄筋の 使用が予測される。近年、一部の材料は既に実用化され ているが、それを使用した柱・梁接合部の構造性能に関 して実験データは少なく、部材および架構の力学性状を 既往の評価法で評価できるか疑問である。

超高層住宅の施工は積層階が増えるため、在来工法よ リプレキャスト工法(以下 PCa 工法)による利点が多い。 施工安全性、品質確保、工期短縮などにも貢献できるた め、PCa 工法が採用される可能性が高い。PCa 工法は、 部材間に打継ぎが生じ、特に接合部に高強度コンクリー ト使用の場合は梁とのコンクリートの強度差が大きく なるので、構造性能に影響を及ぼすことが懸念される。 しかしながら、高強度材料を用いた PCa 工法想定の実 験はまだ少ない。

そこで、Fc120、USD685 級の超高強度材料を用いて PCaを想定した十字形およびト形試験体の柱・梁接合部 の部分架構実験を行い、部材および架構の力学性能の検 討を行った。

本報告では、実験の計画および結果の概要、部材およ び架構の力学性能について検討した結果について示す。

また、本報告は既報1)を加筆し、まとめたものであ る。

§2.実験の概要

2.1 試験体および使用材料

試験体は、実大に対し約 1/2 縮尺寸法の 3 体で、その諸元を表 1 に、試験体形状および断面詳細を図 1 に 示す。また、表 2,表 3 にコンクリートおよび鉄筋の 力学的性質をそれぞれ示す。断面は、60 階建て試設



図1 試験体形状・試験体断面

表1 試験体諸元

	÷				10				
	Ē.	い うみ つ う う う う う う う う う う う う う う う う う		111013					
		形状	十字型 卜型						
	スパ	ン×階高	3000mr	3000mm × 2000mm 1500 ×					
	梁幅:	×梁成×梁長	320)mm × 45	0mm × 1	275mm			
	床(厚	t=105mm,柱幅)		4 - D6	SD295	5A			
ংক্র	コンクリー	設計基準強度	Fc60						
梁	+*		4-D22	4-D22+	2-D32	4-D22*1			
	土月	方(USD685)	p _t =1.21%	p _t =1	. 90%	p _t =1.21%			
	肋角	疠(KSS785)	4-S8@70	4-S8	@ 5 0	4-S8070			
	柱幅	×柱成×柱高	450mm × 450mm × 775mm						
	コンクリー	設計基準強度	Fc120						
	主角	伤(USD685)	12-D22 p _t =0.76%						
柱	芯鉄	筋(USD685)	t,		4 - D22				
	帯筋	δ(KSS 785)	・-S8@50,NO3のみ芯筋用 -S8@100						
	最大軸	大軸 圧縮(B比) 5688kN(0.2		2)一定	711	l0kN(0.25)			
	圧	圧 引張(A _{g y} 比)			- 3599kN(- 0.75)				
接合部 コンクリート せん断補強筋		Fc120							
		せん断補強筋		-S8@40	pw=0.56%				
AIJ 梁曲げ耐力略算式に対する接合部せん断			1.43	1.08		1.50			
	余裕度(上;	フジタ式、下 ; 靭性式)	1.86	1	1.22 1.9				

*¹N03の梁主筋の定着;上端;鋼板PL - 12×55×55(SM490A),水平投影 長L_{ah}=340mm(0.76D_c),下端;折り曲げ定着,L_{ah}=380mm(0.84D_c)



	圧縮強	同左歪	弾性係	ポアソン	割裂強				
1700-1	度 _B	度 _B	数E [*]	比	度t				
梁	75.5	3276	3.34	0.200	5.02				
床	66.7	2622	3.96	0.199	4.82				
柱	146.3	4251	4.09	0.213	6.50				
接合部	138.2	3795	4.35	0.182	6.62				
継手モルタル	118.0	-	-	-	-				
注: [N/mm ²],E[×10 ⁴ N/mm ²], [µ],*1/3 _B 時									

D22(USD685) 主筋,芯筋 775.8 4432 1.906 972.4 11.1 S8(KSS785) 補強筋 986.4 6968 1.986 1152.6 12.8	鉄筋	適用 箇所	降伏点 y	同左歪 度 y	ヤング 係数 E	引張強 さ u	破断 伸び	
S8(KSS785) 補強筋 986.4 6968 1.986 1152.6 12.8	D22(USD685)	685) 主筋,芯筋	775.8	4432	1.906	972.4	11.1	
, , , , , , , , , , , , , , , , , , , ,	S8(KSS785)	85) 補強筋	986.4	6968	1.986	1152.6	12.8	
D6(SD295A) 床筋 319.2 [*] 4113 1.513 487.9 19.8	D6(SD295A)	5A) 床筋	319.2*	4113	1.513	487.9	19.8	

注: [N/mm²]、E[×10⁵ N/mm²], [µ]、*は0.2%オフセット値





図2 軸力の変動方法



図3 柱せん断力(Q_c) - 層間変形角(R_t)関係と接合部周りの最終ひび割れ状況

計断面を参考に決定し、超高強度材料(柱および梁の主 筋:USD685、せん断補強筋:785級、柱コンクリート: Fc120、梁および床コンクリート:Fc60)を用いた。内部 柱·梁接合部を対象とした2体の内、HNO12はHNO11 に対し梁主筋量を1.57倍とし接合部への入力せん断力 量を増した試験体である。また、HNO13は、外部柱・梁 接合部の特に引張軸力の影響を検討する為の試験体で、 図3に柱せん断力と柱軸力の関係を示す。柱軸力は-0.75Agy-0.25BcDcBの範囲で変動させた。HNO13 の梁主筋の接合部内定着は、上端筋はプレート定着、 下端筋は折り曲げ定着とした。

製作は柱・梁 PCa 工法の実施工を模擬し、柱主筋は 上柱脚部で USD685 ネジスリープ継手を用いてモルタルを 注入し連結した。梁コンクリートはコッタ を設けスラプ下 までを先打ちしスラプと打ち継ぎ、また接合部と上下の柱、 左右の梁にはコンクリート打ち継ぎ面を設けた。

1.0 柱 柱 柱 0.8 \$⊡ 0.6 涩 形割 梁 梁 ₩ 10.4 02 接合部 接合部 接合部 接合部 0.0 60 0 20 40 60 40 60 80 0 20 60 20 40 0 40 20 Rt Rt Rt Rt(×10⁻³) 正負平均 正負平均 īF

HNO.11HNO.12HNO13 正HNO13 負図4層間変形角に占める各部材変形割合の推移

表3に主な実験結果を示す。図3に、柱せん断力(Qc) と層間変形角(Rt)の関係とRt=30×10⁻³rad.時と実験終 了時のひび割れ状況を、図4に部材変形割合の推移を、 図5に梁主筋の平均付着応力度 boと接合部Dc/2 位 置での示す。

§3.実験結果の概要

表 3.a 実験結果一覧(梁)

	梁	加		曲げひ	いで割れ		梁主筋初降伏								苛重時	限界変形角
試験体	位	一方	実駒	検値	<u>Qbfcr</u>	<u>Qbfcr</u>	一段的	筋降伏	二段創	二段筋降伏 Qby Rby		<u>Rby</u>	<u>Rby</u>	実験値		実験値
	置	向	Qbfcr	Rbfc	c1Qbfr	c2Qbfr	Qb1y	Rb1y	Qb2y	Rb2y	cQby	c1Rb	c2Rb	Qbnty∕	Rbnty∕	Rbu
HNO11	左	+	37	0.38	0.75	1.19	378	12.17			1.17	1.37	1.19	421	25.00	43.50
		-	55	0.26	0.84	1.08	347	6.25	二段筋なし		1.08	1.08	0.61	412	28.11	39.25
	右	+	50	0.57	0.77	1.08	367	11.16			1.14	1.25	1.09	408	28.89	50.05
		-	52	0.38	0.89	1.19	339	8.84			1.05	0.99	0.86	403	28.31	41.5
HNO12	左	+	50	0.45	0.97	1.19	521	13.42	545	15.28	1.18	1.17	1.15	579	24.93	25以上
		-	62	0.42	0.92	1.08	466	11.39	518	14.54	1.12	0.99	0.97	536	21.63	22以上
	右	+	76	0.73	0.89	1.08	486	12.57	532	15.82	1.15	1.09	1.07	555	23.86	24以上
		-	52	0.41	1.00	1.19	473	11.07	527	13.81	1.14	0.96	0.95	557	22.38	23以上
HNO13	右	+	70	0.85	0.92	1.08	359	11.30	二段筋なし		1.11	1.27	1.10	439	78.10	80以上
		-	49	0.24	0.94	1.19	327	3.43			1.01	····/		382	20.77	36.21

単位:Q(k N)、、R(×10³rad.)、実験値: R_{bu}:Qb-Rb包絡線でAIJ梁曲げ耐力略算式による耐力を維持し得る変形角)、計算値: c1Qbfr = $0.56\sqrt{\sigma_B}Z_e/\ell_b$ (AIJRC規準)、c2Qbfr = k₀·0.564 $\sqrt{_B}$ (1.61 - 0.0102 _B)·Z_e/ ℓ_b l_b(フジタ式)、Q_{by} = 09at _yd / ℓ_b (AIJ梁曲げ略算式)、 cR_{by} = cM_{by}/(_y·K_e· ℓ_b L_b)として、ctR_{by} clt _y = (0.043+1.64n·bPt + 0.043a / D+0.33)(d_b/D_b)² (RC規準式)を使用、 c2R_{by} clt _y = (-0.177+2.46n·bPt + 0.087M / Q/D_b)(d_b/D_b)² (フジタ提案修正式)を使用

表 3.b 実験結果一覧 (接合部・層間変形)

	加力					接	合部					層	間変形	角	破堙
試験体	方	せん圏	「ひび割	れ発生	<u>pcr</u>		最大	荷重時		pm	pm	降伏	最大	限界	₩¢ ₹−ŀ
	向	Qpcr	pcr	Rpcr	c pcr	Qpm	pm	pm/B	pm	c1 pm	c2 pm	Rty	Rtm	Rtu	- I
HNO11	+	2053	16.6	0.70	1.04	2519	20.4	0.15	3.82	0.68	0.89	11.9	39.3	54.2	ED
	-	2023	16.4	1.64	1.02	2510	20.3	0.15	4.46	0.68	0.88	8.5	29.6	46.1	ГD
HNO12	+	2481	20.1	0.77	1.16	3994	32.3	0.23	4.95	1.08	1.22	17.4	29.4	45.6	ES
	-	2482	20.1	0.81	1.16	3850	31.1	0.23	10.81	1.04	1.18	16.6	30.0	42.6	гэ
HNO13	+	-	-	-	-	1351	12.7	0.09	1.86	0.69	0.91	10.0	68.2	70以上	F
	-	504	4.8	1.74		1174	11.1	0.08	9.35	0.6	0.79	17.5	39.4	55.1	FS

単位:Q(k N)、 (N/mm²)、R、 (×10³rad.)、実験値: Qp= Mb/jb - Qb·L/(2H)、 pcr = Qpc / (bc·j_b)、 pm = Q_pm / (t_p·j_b)、 tp = (b_b + b_c) / 2、 R_{tu}(Qc-R_T包絡線でAIJ梁曲げ耐力略算式による耐力を維持し得る変形角)、計算値: pcr = $\sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_t \cdot \sigma_0}$ (主応力度 式)、 t=0.5 $\sqrt{\sigma_B}$ 、cl pu = $\kappa\phi \cdot 0.8\sigma_B^{0.7}b_jD_j$ (靭性指針式)、c2 pu = (0.133_bPte^{0.32}·cPt^{0.19}·(0.261· B+58.3)·(j_b+j_c) / $\sqrt{j_b^2 + j_c^2}$ +0.25Pw·w y) (90< B<120 時)(フジタ式HNO.11.12)、c2 pu (0.376b B^{0.46}·bPt^{0.666}·(l_{dh}/d_{bd})^{0.28}·(j_b+l_{dh}) / $\sqrt{j_b^2 + l_{dh0}^2}$ +0.4Pw·w y)(フジタ式、HNO.13)

3.1 内部柱·梁接合部部分架構試験体

HNO11とHNO12の両試験体共、梁曲げひび割れ、 梁せん断ひび割れ、接合部せん断ひび割れの順に発生 した。ただし、接合部の初せん断ひび割れは、接合部 せん断応力度い、Iの高いHNO12ではR_t=10×10⁻³rad. で生じたのに対しHNO11ではR_t= - 20×10⁻³rad.の荷 重階で生じた。また、梁主筋降伏は、

HNO11 で R_t 12×10³rad.、HNO12 の一段目および 二段目は R_t =15~18×10³rad.と層間変形では異なる が、この時の梁変形角はHNO11 が R_b 12×10⁻³rad.、 HNO12 では R_b =12~15×10⁻³rad.と両試験体ともほぼ 同じであった。

梁主筋降伏後、層間変形の増大とともに梁端部の曲 げひび割れ幅が拡大し、梁の破壊は端部の既発生のひ び割れに集中し、梁変形はほとんど梁端の回転が占め た。

最大荷重は、HNO11 がR_t= - 30×10⁻³rad., + 40×10⁻³rad.で、HNO12ではR_t=±30×10⁻³rad.で生じ、 最大荷重の実験値は、両試験体での大きな差はなかっ た。しかし、層間変形に占める梁部材の変形割合は、 HNO11で88~84%、HNO12では67~55%(Rt=±30 ~40×10⁻³rad.)と差が見られた。また、接合部のせん 断ひび割れは、HNO11に比べHNO12の方が多く、 HNO12 では最大荷重時には接合部の被りコンクリ ートのはく離が見られた。

最大荷重以降、HNO11では、接合部や柱の変形は やや進むものの梁変形が主で、最終的に接合部内の梁 主筋の付着破壊を伴い、Rt=40×10⁻³rad.以降、逆S型 のループ形状を示した(F(B)破壊モト・)。これに対し、 HNO12では接合部のせん断変形が急激に増加し、接 合部と柱端の破壊が伸展し、梁変形は全く進まず、急 激に荷重低下した(FS破壊モート・)。図5で示す通り、 HNO.11は最大荷重前のRt=30×10⁻³rad.のループで 付着力の低下とともに梁主筋のすべりが生じ最終で 8mm以上であったが、HNO.11 は、最大耐力時に付 着力が最大でRt 40×10⁻³radまで安定していた。Rt 30×10⁻³rad.では、いずれもすべりは 2mm以下で梁 主筋の付着劣化は観測されなかった。

3.2 外部柱·梁接合部部分架構試験体

HNO13 試験体は、軸力が圧縮となる正荷重時では、 Rt=10×10⁻³rad.で梁主筋が降伏し、その後も最終時 (Rt = 70×10⁻³rad.)まで荷重が増加し、安定した履歴 性状を示した。梁の変形が層間変形のほとんどを占め、 最後まで接合部にはひび割れを生じなかった。

引張軸力となる負荷重時では、柱に輪切り状のひび 割れが生じ、最大引張軸力を与えた後に柱主筋が降伏 した。その後やや荷重増加した後梁主筋が降伏し、柱 と梁部材の両方の変形が進んだ。Rt = -50×10⁻³rad. において上端主筋の定着部の押し抜きによる試験体 側面のひび割れが発生し、ゆっくりと荷重低下した。 外部柱・梁接合部は高変動軸力を受ける場合において も良好な力学性状を示した。

どの試験体においても柱や梁の PCa 化による打ち 継部の目開き等による破壊の集中や、大きな性能低下 は、観察されなかった。



§4.実験結果の検討

表3に各耐力点での実験値と計算値を示した。本実 験結果において、既往の評価式で実験値を概ね評価で きた。接合部せん断強度、梁初期剛性、梁曲げひび割 れ耐力、梁の降伏時変形角は、高強度材料およびPCa 工法の影響をうける可能性が有ると考えた。十字型試 験体に関して、文献6)の一体打設のFc90~Fc120 の柱・梁接合部の部分架構実験のデータ(破壊 FS)と PCa 工法の本実験結果と比較し評価した。

4.1 接合部パネルのせん断強度

接合部の終局せん断強度 μ について、図6に靭性指針 式⁴⁾、表3注に示すフジタ提案式²⁾の計算値と実験値を 比をコンクリート強度との関係を示した。柱・梁接合部 のパネルゾーンの大きさの設定は、応力中心間距離 (jb・jc)を採用した。パネルの有効厚さtpは柱幅と梁 幅の平均値($t_p = (b_c+b_b)/2$)を用いた。本検討範囲にお いて、靭性指針式はばらつき、下限値式にも関わらず1 を下回る場合がある。フジタ式は本検討範囲において実 験値を概ね評価できた。

4.2 梁の初期剛性

図 7 にQb-Rb関係の初期剛性(Kbi)と以下の式に示 す弾性剛性(Kbe)の関係と、Kbi/Kbeと梁のコンク リート強度_p Bとの関係をそれぞれ示す。

Kbe=1/{(ℓ_b^3 /($3_bE_c \cdot bI_e$)+ · ℓ_b /($bG_c \cdot bA_c$)) Kbi/Kbeの実験結果はばらつくが、計算値を下回る傾向がある。これは、図 11 の左上の Qb - Rb 関係で見られるように、載荷初期からカーブを示し弾性状態ではないことからも、梁端部のPCa接合面での挙動の影響か、硬化や乾燥により内部にひび割れが生じているものと推察される。

4.3 曲げひび割れ耐力

図 8 に曲げひび割れ耐力の実験値/計算値とコンクリ ート強度との関係を示す。RC 規準式は B 70 での適合 性が悪い。一体打ちとして計算したフジタ式はかなりば らつくが平均値で見ると広い範囲で適合した。フジタ式 は PCa は低減係数 0.8 を乗じるとしているが、本試験体 は一体打ちと仮定して計算した方が適合性が良く、PCa の影響は見られなかった。

R_{by}の計算は、曲げ降伏耐力 M_{by}はAIJ略算式で求め、

降伏時の剛性低下率 _yにRC規準式⁴⁾とを用いた場合と フジタ提案の修正式²⁾を用いて比較した。図9にコンク リート強度と実験値/計算値の関係を示す。本試験体は 別にしてRC規準式は適用範囲を超えるため高強度コン クリートでは実験値/計算値で1を下回り、フジタ式の 方が広い範囲で適合性が良く概ね評価できた。



4.5. 復元力特性の検討

柱せん断力Q_c - 層間変形角R_tから等価粘性減衰常数 H_{eq}を算出し、計算値と併せ推移を図13に示す。H_{eq}は、 4%をほぼすべて上回り、計算値と良い対応を示した。

架構の復元力特性を求めるために、梁、接合部、柱の 各部材の復元力特性を、前節の検討結果を踏まえ、文献 2)の簡略な方法でモデル化曲線を定め、概ね評価でき た。例として図11に梁を示す。

図 14 に、Qc - Rt 関係履歴曲線の実験値と計算値を 示す。最大荷重時までの計算値は、梁、柱、接合部各部 材のモデル化曲線の足し合わせにより求めた。

最大荷重時以降の変形は、部材毎の評価が困難³³なた め、限界層間変形角Rtuを直接求めた。繰り返しの復元 力特性は、文献3)の方法によった。

計算の結果、破壊モードと復元力特性ともに実験結果 と対応した。計算値と実験値の対応は、Rt 40×10⁻³rad. まで、両試験体とも概ね良い対応を示し、超高強度材料 を用いてPCa工法の場合においても評価可能であった。

§5.まとめ

超高強度材料を用いた柱・梁接合部部分架構の実験を 行い、次の知見が得られた。

(1) 各部材の復元特性点は、超高強度材料を用いた場合 においても、既往の評価式により概ね予測できた。また 本実験においてはプレキャストも一体打ちと同時とし た評価式で予測できた。

(2) 架構の復元力特性は、超高強度材料を用いた PCa 工法の場合においても、梁、柱、接合部の各部材の荷重 - 変形の足し合わせによって十分評価可能であった。

参考文献

- 林和也、高森、寺岡、他:超高強度材料を用いた鉄筋コンク リート造柱・梁接合部部分架構に関する実験的研究、ALJ 大会 梗概集、C-、{その1、その2)2003年9月(その3)2004 年九月
- 2) 寺岡勝:高層骨組における柱・梁接合部の耐震設計法に関す る研究、広島大学学位論文、1997年1月
- (3) 寺岡勝、狩野、林、佐々木聡: RC 内柱・梁接合部の復元力特 性に及ぼす通し梁主筋の付着特性の影響、JCI 年次論文報告集、 Vol.14、NO2、1992
- 4) 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、 日本建築学会、1999 年 8 月
- 5) 鉄筋コンクリート造構造計算・同解説、日本建築学会、1999 年 版
- 6) 寺岡勝、狩野芳一、田中清、林和也、高強度コンクリートを 用いた RC 内柱梁接合部の強度と変形性状、コンクリート工学 協会、1990、



図10 等価粘性減衰常数Heqの実験値と計算値



図11 梁の復元力特性



図 12 架構の復元力特性



200MクラスのRC 造超高層住宅の 実現は目前に迫り、更なる技術開 発が求められています。実現に向 けてフジタ独自の技術を確立した いと思います。

高森 直樹