

# 論文 接合部・梁一体型プレキャスト架構の力学性状に関する研究

増田 安彦<sup>\*1</sup>・杉本 訓祥<sup>\*1</sup>

**要旨：**高層集合住宅のプレキャスト化施工においては、主筋の継手位置やプレキャスト部材相互の接合位置に関して様々な制約が伴う場合がある。本研究は、本来応力の小さい位置に設けるべき梁主筋継手位置が梁端部に近い位置とならざるを得ない場合、および柱梁接合部と逆梁を一体プレキャストとしたときに直交する順梁の柱梁接合部内で柱プレキャストとの接合位置が生じる場合を対象として、これらが架構の力学性状に及ぼす影響を実験により調べたものである。継手位置に関しては、本実験の範囲では力学性状に及ぼす影響は明確でないが、プレキャスト接合面の位置は、柱梁接合部のせん断耐力に影響を及ぼす結果が得られた。  
**キーワード：**プレキャスト, 柱梁接合部, 機械式継手

## 1. はじめに

近年、高層 RC 集合住宅においては、建物外周柱梁フレームを居住空間の外側に出し、かつ梁を逆梁とする、所謂アウトフレーム架構が多く採用される傾向にある。筆者らはこの様な建物に対する施工性向上のために、柱梁接合部と梁を一体化した（以下一体型と言う）プレキャスト（以下 PCa と言う）を図-1 に示すような方法および手順の施工法を提案し、各種力学性状を検討してきた<sup>1),2),3)</sup>。しかしながら、実際の施工において、図-1A 部に示す PCa 部材の接合位置や、同図 B 部の直交梁の主筋継手の位置について次のような問題が発生する。

PCa 部材の寸法は、製造工場から建設現場への運搬条件により制約を受ける。特に図-1B 部に示したように、一体型 PCa と直交梁の主筋継手位置が運搬車両幅の制約を受け、本来応力の小さい位置に設けるべき梁主筋継手位置が梁端部に近い位置とならざるを得ない。

また、柱梁接合部と逆梁を一体型 PCa とする場合、打継ぎ目位置や揚重機能力などによる制限のため、図-1A 部に示したように、一体型 PCa と柱 PCa を逆梁直下で柱部材と接合する必要が生じる。すなわち、直交梁と柱の接合部内で PCa どうしを接合することとなる。

本研究は、上記に述べた主筋継手や部材の接合位置の違いが部分架構の力学性状に及ぼす影響を調べた実験的研究である。

## 2. 梁端部継手実験(シリーズ 1)

### 2.1 実験概要

#### (1) 実験目的と試験体概要

本シリーズでは、十字型柱梁部分架構を用いて、梁主筋の機械式継手位置が架構の力学性状に及ぼす影響を調べることを目的とする。試験体は 2 体で、パラメータは梁主筋の継手位置とし、いずれも梁曲げ降伏が先行するよう計画した。継手にはグラウト充填式機械式継手を

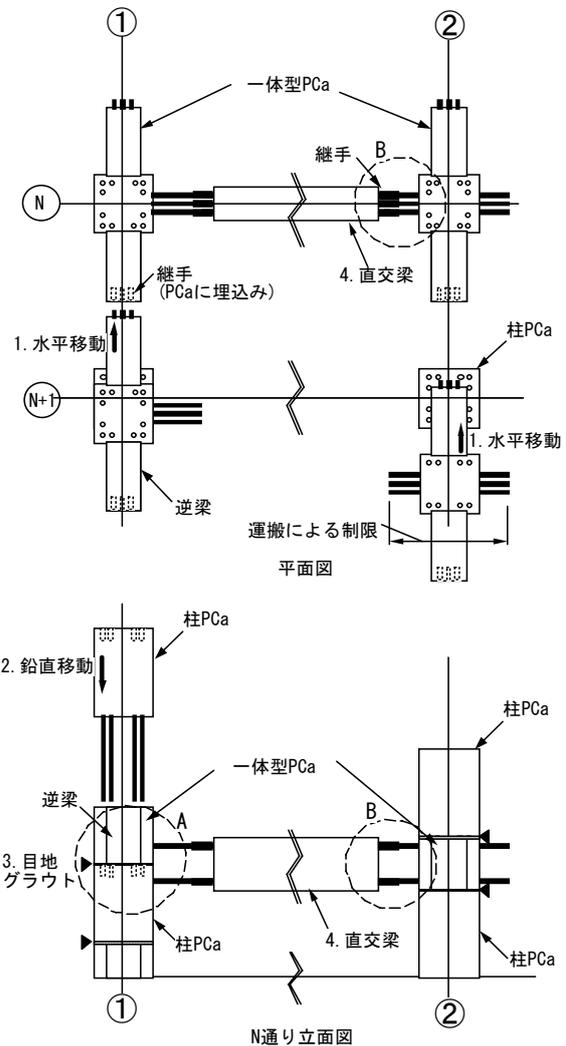


図-1 対象とする工法の概要

を用い、継手位置を梁端から継手端部までの内のりが  $D(N-10)$  試験体および  $D/2(N-05)$  試験体、ここで  $D$ : 梁せい) とした。その他の条件は同一とした。表-1 に試験体の概要を、表-2 に使用材料を、図-2 に試験体配筋図を示す。試験体製作にあたっては、梁主筋継手を先行施工

\*1 大林組 技術研究所建築構造研究室 博士(工学) (正会員)

表-1 試験体概要(シリーズ1)

試験体記号	Fc	破壊形式	梁継手位置
N-10	60	梁曲げ破壊	開き 1D
N-05	N/mm <sup>2</sup>		0.5D
配筋・断面 (共通)	柱	断面：400×400mm 主筋 16-D19(p <sub>g</sub> =2%) 帯筋 4-D10@85(p <sub>w</sub> =0.83%)	
	梁	断面：b(幅)350×D(せい)400mm 主筋上下各 6-D19(p <sub>t</sub> =0.97%) あばら筋 4-D6@80(p <sub>w</sub> =0.46%)	
	接合部	帯筋 2-D10@65(p <sub>w</sub> =0.55%)	
軸力	1440kN	60N/mm <sup>2</sup> に対して軸力比 0.15	

表-2 使用材料(シリーズ1)

コンクリート(単位:N/mm<sup>2</sup>, σ<sub>B</sub>:圧縮強度, E<sub>c</sub>:1/3割線弾性係数, σ<sub>t</sub>:引張強度)

試験体	部位	σ <sub>B</sub>	E <sub>c</sub>	σ <sub>t</sub>
N-10	梁・下柱	67.2	3.97×10 <sup>4</sup>	4.12
	接合部・上柱	53.3	3.75×10 <sup>4</sup>	2.68
N-05	梁・下柱	62.1	3.85×10 <sup>4</sup>	2.92
	接合部・上柱	57.7	3.72×10 <sup>4</sup>	2.99

鉄筋(単位:N/mm<sup>2</sup>, σ<sub>y</sub>:降伏強度, E<sub>s</sub>:ヤング係数, σ<sub>u</sub>:引張強度)

径	鋼種	σ <sub>y</sub>	E <sub>s</sub>	σ <sub>u</sub>	
D19	SD490	507	1.92×10 <sup>5</sup>	680	柱・梁主筋
D10	SD295	348	1.84×10 <sup>5</sup>	518	帯筋
D6	SD295	368	1.96×10 <sup>5</sup>	538	あばら筋

して梁筋を先組みし、梁は一体としてコンクリートを打設した。コンクリート強度は柱梁とも Fc=60N/mm<sup>2</sup> で計画したが、表-2 に示す結果となった。

(2) 荷重方法

荷重は層間変形角 R で制御し、R=1/400, 1/200, 1/100, 1/50, 1/33, 1/25 の正負で各 2 回ずつ繰り返す正負交番繰り返し荷重とした。また、柱への軸力は 1440kN (η=0.15) の一定軸力とした。

2.2 実験結果

(1) 荷重-変形関係

表-3 に実験結果の一覧を、図-3 に各試験体の層せん断力 Q-層間変形 R 角関係を示す。いずれの試験体も、R=1/400 の加力ループで梁曲げひび割れが、R=1/200 の

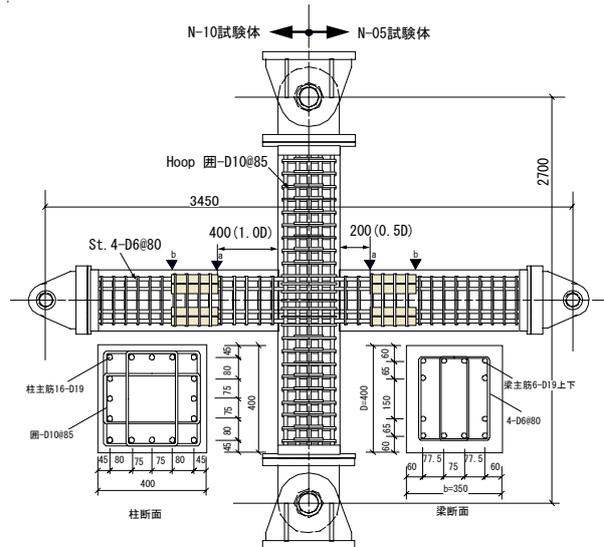


図-2 シリーズ1 試験体の配筋・形状・断面

表-3 実験結果一覧(シリーズ1)

試験体		N-10	N-05	
梁	層せん断力(kN)			
	曲げひび割れ	実験値(実/計)	29.5 (0.67)	32.6 (0.77)
		計算値	43.8	42.3
	曲げ降伏	実験値(実/計)	188.6 (0.98)	205.5 (1.07)
	計算値	193.1	192.2	
終局耐力	実験値(実/計)	241.9 (0.99)	243.4 (1.01)	
	計算値	243.6	241.7	
柱	層せん断力(kN)			
	曲げひび割れ	実験値(実/計)	175.4 (1.19)	156.0 (1.04)
		計算値	147.4	149.6
	柱梁接合部			
せん断耐力	接合部せん断力(kN)			
	実験値(実/計)	1504 (0.75)	1503 (0.73)	
	計算値	1940	2051	

曲げひび割れ耐力:  $M_{cr} = Z_e (0.56 \sqrt{\sigma_B + \sigma_D})$  による。

(Z<sub>e</sub>:鉄筋考慮断面係数, σ<sub>D</sub>:軸応力度)

曲げ降伏, 終局耐力: 断面解析(σ-ε: NewRC モデル)

接合部せん断耐力計算値: 靱性指針式<sup>3)</sup> (κ=φ=1.0)

接合部せん断耐力実験値: 2T-Vc (T=Σa<sub>i</sub>・σ<sub>y</sub>, Vc=最大層せん断力)<sup>3)</sup>

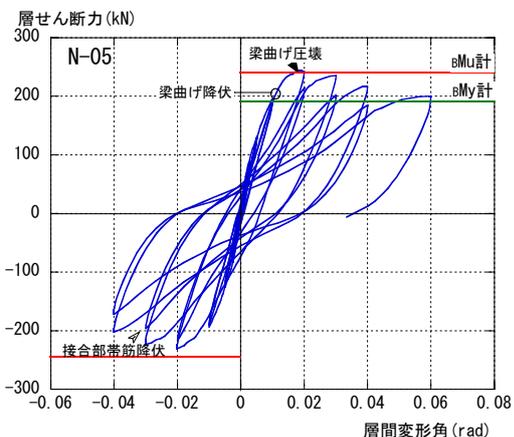
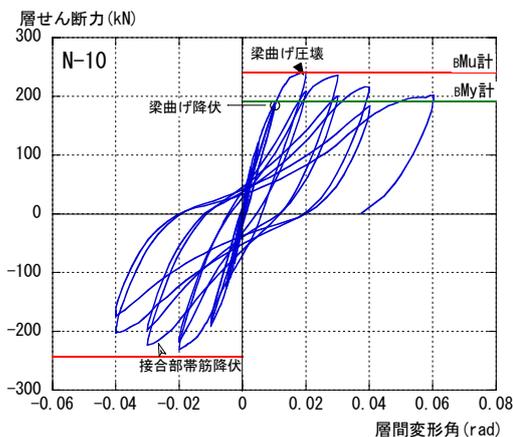


図-3 層せん断力-層間変形角関係

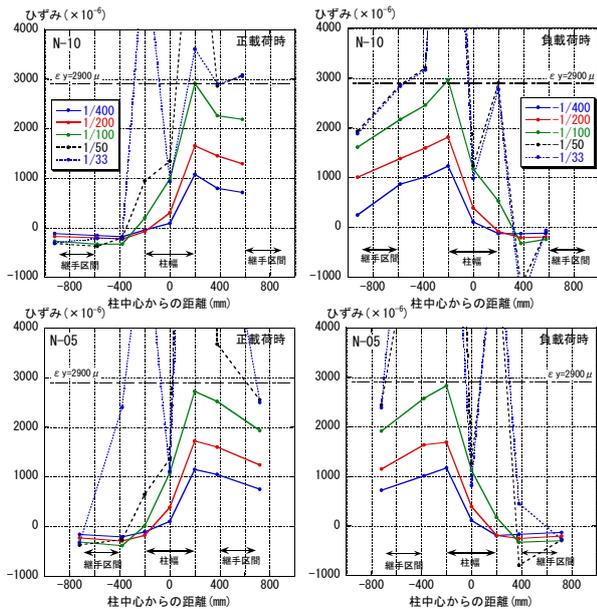


図-4 梁主筋ひずみ分布  
(上:N-10 試験体, 下:N-05 試験体)

加力ループで接合部せん断ひび割れが、 $R=1/100$  の加力ループで柱曲げひび割れがそれぞれ発生し、 $R=1/50$  の加力ループで梁曲げ圧壊が開始し、 $\delta = 54\text{mm}$ ( $R=1/50$ )で最大荷重に達した。その後徐々に耐力は低下したが、 $R=1/33$  で柱梁接合部帯筋が降伏し、接合部ひび割れが徐々に拡大して破壊に至ったため、破壊モードは梁曲げ降伏後接合部せん断破壊とした。両試験体の Q-R 関係はスケルトン、履歴性状ともに良く一致しており、試験体の耐力性状、各種ひび割れ荷重におよぼす継手位置の影響は明確でない。

### (2) ひずみ計測結果

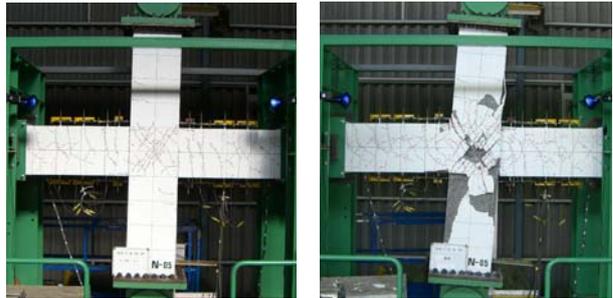
図-4に梁主筋のひずみ分布の一例を示す。ひずみ計測による主筋降伏区間は、最大耐力時の  $R=1/50$  において N-10 で梁端から約 400mm, N-05 で梁端から約 200mm であり、いずれも梁端から継手端部(図-2 a 部)まで降伏していた。一方、スパン中央側の継手端部位置(同 b 部)の梁主筋ひずみは終始弾性であり、継手小口面の支圧定着能力は高く、継手位置によって主筋降伏区間が異なる結果となった。主筋が弾性である  $R=1/100$  以下の変位では、両試験体のひずみ分布にあまり差は生じていない。

### (3) ひび割れおよび破壊状況

写真-1 に各試験体のひび割れおよび破壊状況を示す。いずれの試験体においても、梁の曲げひび割れは梁端部と梁端から約 0.5D(D:梁せい)離れた位置にほぼ同時に発生した。その後の曲げひび割れは、継手区間に生じにくい傾向が観察された。写真より、最大耐力時の  $R=1/50$  における両試験体のひび割れ発生状況は、上記継手区間のひび割れ本数に若干差があるものの、その他の部分ではほぼ同様であることが分かる。



N-10 試験体 最大耐力時( $R=1/50$ ) 最大変形時( $R=1/17$ )



N-05 試験体 最大耐力時( $R=1/50$ ) 最大変形時( $R=1/17$ )

写真-1 ひび割れおよび破壊状況

表-4 試験体概要(シリーズ2)

試験体	RC-N	LRV1-N	LRV2-N	RC-G	LRV1-G
PCa 接合位置	—	A	B	—	A
直交梁	なし			有( $b \times D=350 \times 400$ )	
共通事項	柱: $b \times D=400 \times 400$ Fc48 $pg=2.5\%$ (14-D19 SD490), $pw=0.43\%$ (目-D6@75) 梁: $b \times D=350 \times 400$ Fc48 $pt=1.41\%$ (上下 6-D19 SD490), $pw=0.32\%$ (2-D6@50) 上端下端筋ともプレート定着 接合部: $pw=0.32\%$ (口-D6@50) PCa 試験体は、柱梁接合部の柱主筋区間にシース(#1000)を配置し、柱 PCa 頭部に機械式継手を設ける 柱軸力 1152kN Fc48 に対して軸力比 0.15				

A: 逆梁上下で接合部 PCa と柱 PCa を接合

B: 逆梁上、順梁下で接合部 PCa と柱 PCa を接合

## 3. PCa 部材接合位置の影響確認実験(シリーズ2)

### 3.1 実験概要

#### (1) 実験目的と試験体概要

シリーズ2ではト型外柱梁接合部試験体を用いて、逆梁・接合部一体 PCa と柱 PCa の接合位置が架構の力学性状に及ぼす影響を調べるものである。表-4に試験体概要を示す。試験体は5体で、いずれも柱梁の配筋は同様とし、梁曲げ降伏先行型とした。パラメータは PCa 接合位置、および直交梁(逆梁)の有無である。また、在来工法による比較用試験体を直交梁有無の各ケースで用意した。直交梁(逆梁)は順梁と同断面で鉄筋量も同しくし、柱表面から両面とも 200mm の長さとしている。図-5に RC-G 試験体を例に、形状と寸法、および柱と梁の断面を示す。図-6に PCa 試験体の配筋図を、表-5に使用材料を示す。

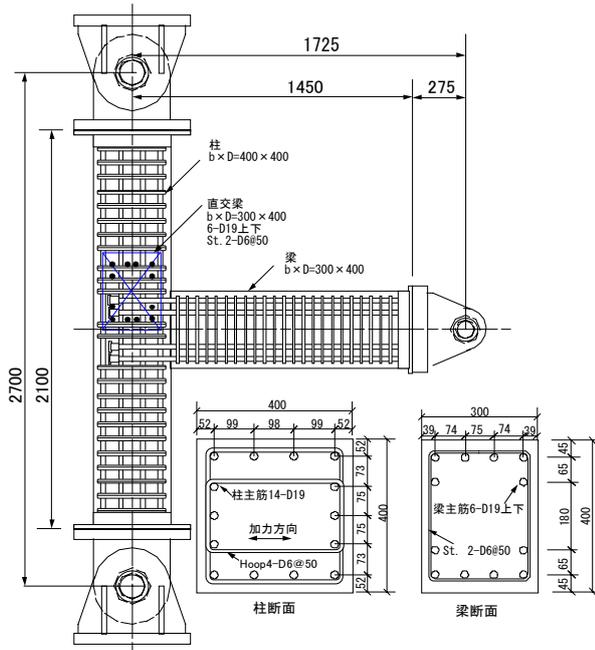


図-5 シリーズ2試験体の配筋・形状・断面

(2) 試験体の製作

在来工法による試験体(RC-NおよびRC-G試験体)を除き,PCa試験体は次の手順により製作した。1)柱主筋を機械式継手の先行施工により組立て,下柱の高さまでコンクリートを打設する。2)一体型PCaを別途打設する。柱との接合面には,実施工ではコッターを設けるが,本実験では接合面の有無の影響を調べるため,コッターを設けていない。3)一体型PCaを下柱の上にセットし,シーブと柱主筋,およびPCa相互の接合面(目地厚10mm)にグラウトを充填する。4)梁,上柱を配筋し,コンクリートを打設する。

在来工法試験体は梁上部(逆梁がある場合は逆梁の上部)まで下柱,梁,接合部を一体に打設し,その後上柱を打ち継ぐ方法とした。

(3) 荷重方法

荷重方法はシリーズ1と同様とした。柱軸力は1152kN ( $\eta=0.15$ )で一定軸力としている。

3.2 実験結果

(1) 荷重-変形関係

図-7に各試験体の層せん断力Q-層間変形角R関係を,表-6に実験結果一覧を示す。直交梁の無い3体の試験体の破壊モードは,ひずみ計測や最終ひび割れ状況などから,RC-N試験体とLRV1-N試験体が梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊,LRV2-N試験体が梁曲げ降伏後の梁せん断破壊とした。いずれの試験体も梁の曲げで最大耐力が決まっているため,表-6に示すように,各試験体の最大耐力に大きな差はない。しかしながら,図-7でQ-R関係を比較すると,RC-N試験体およびLRV2-N

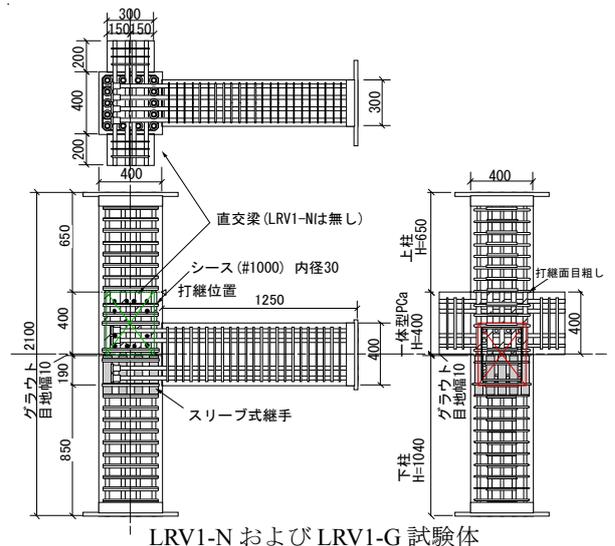
表-5 使用材料(シリーズ2)

コンクリート(単位:N/mm<sup>2</sup>,  $\sigma_B$ :圧縮強度,  $E_c$ :1/3割線弾性係数,  $\sigma_t$ :引張強度)

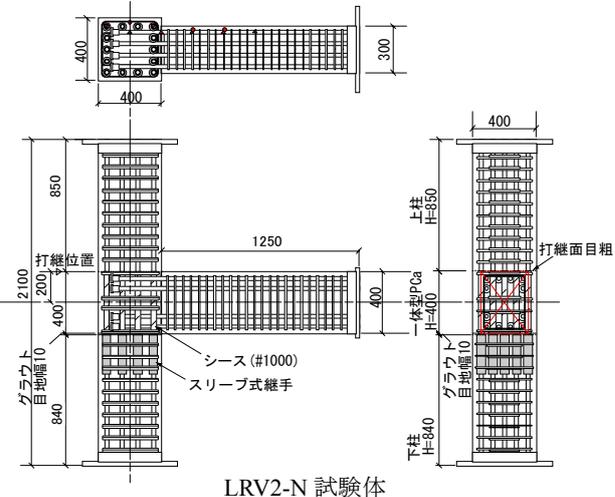
試験体	部位	$\sigma_B$	$E_c$	$\sigma_t$
RC-N	下柱, 接合部, 梁	50.3	$2.99 \times 10^4$	3.82
	上柱	45.7	$2.61 \times 10^4$	3.22
LRV1-N	下柱, 接合部	52.9	—	3.82
	上柱, 梁	44.6	$2.61 \times 10^4$	3.12
LRV2-N	下柱, 接合部	54.3	$3.01 \times 10^4$	3.73
	上柱, 梁	45.4	$2.67 \times 10^4$	2.87
RC-G	下柱, 接合部, 梁, 直交梁	53.9	$3.04 \times 10^4$	3.80
	上柱	45.4	$2.64 \times 10^4$	3.21
LRV1-G	下柱, 接合部, 直交梁	53.8	$3.01 \times 10^4$	3.37
	上柱, 梁	45.2	$2.67 \times 10^4$	2.87
グラウト	実験開始時・終了時の平均	111.8	—	—

鉄筋(単位:N/mm<sup>2</sup>,  $\sigma_y$ :降伏強度,  $E_s$ :ヤング係数,  $\sigma_u$ :引張強度)

径	鋼種	$\sigma_y$	$E_s$	$\sigma_u$	部位等
D19	SD490	517	$1.95 \times 10^5$	687	梁主筋・ネジ鉄筋
D19	SD490	507	$1.92 \times 10^5$	680	柱主筋・竹フシ
D6	SD295A	300	$1.88 \times 10^5$	432	せん断補強筋・



LRV1-N および LRV1-G 試験体 (ただし, LRV1-N 試験体は直交梁はなし)



LRV2-N 試験体

図-6 PCa試験体の配筋図

試験体は最大耐力後も R=1/25 程度まで大きな耐力低下

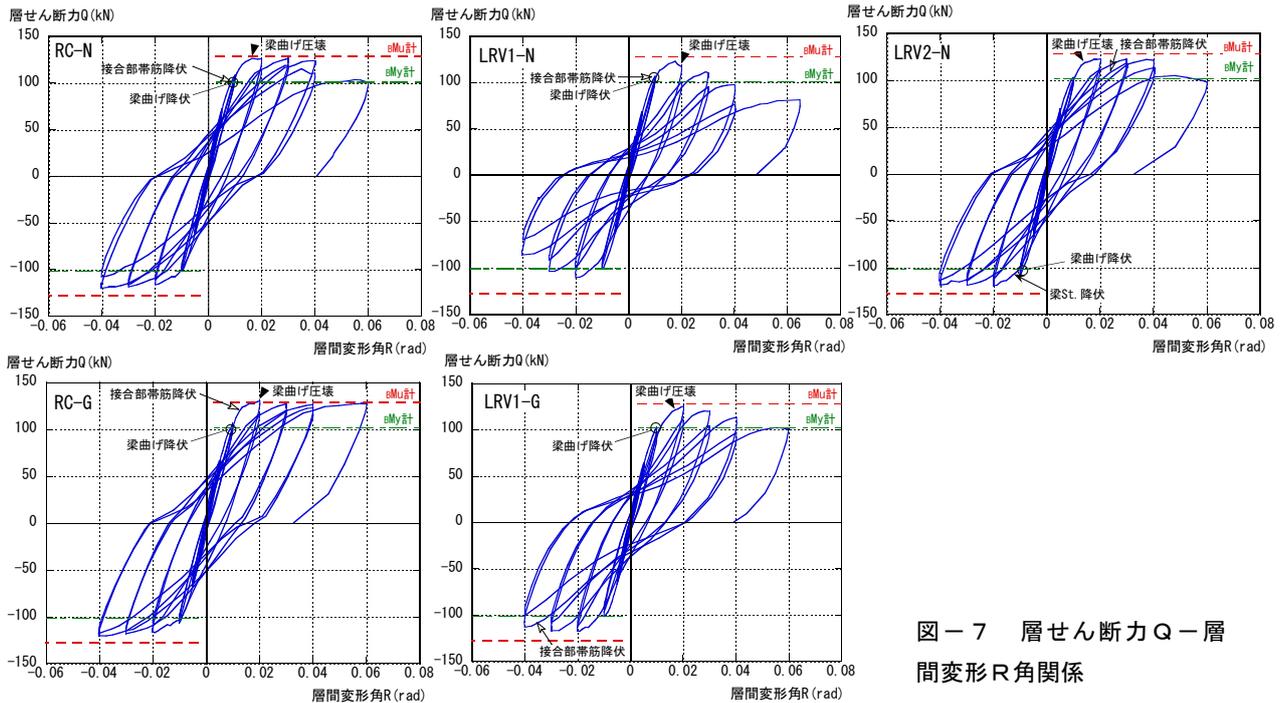


図-7 層せん断力Q-層間変形R角関係

が無く、靱性的な破壊を示しているが、PCa 接合面が柱梁接合部の中央にある LRV1-N 試験体は  $R=1/50$  をピークに耐力が低下している。同様の傾向が図-7および表-6から分かるように、直交梁を有する試験体についても観察された。破壊モードは、RC-G 試験体が梁曲げ破壊、LRV1-G 試験体が梁曲げ降伏後接合部せん断破壊であった。

柱梁接合部内に PCa 接合面を設けることで、接合部の破壊モードが変わる現象が生じたが、柱頭部に接合面を設けた LRV2-N 試験体は、在来工法の試験体と同等の性状を示している。さらに写真-2は LRV1-N 試験体の最大耐力時と、その変位における繰返し後の接合部ひび割れ状況を比較したものであるが、繰返しにより PCa 接合面において、柱芯周辺でひび割れが発生していることが分かる。同様の現象が LRV1-G 試験体でも生じており、このひび割れ発生後、接合部せん断ひび割れが拡大して接合部破壊に至っている。これらのことから、PCa 接合面に作用するせん断力が、柱頭部では接合面せん断強度を下回り、柱梁接合部では接合面せん断強度と同程度か上回ったものと推定される。文献<sup>4)</sup>を参考に、接合面の摩擦係数を  $\mu=0.6$  と仮定して、LRV2-N 試験体の柱頭部接合面のせん断伝達強度  $Q_u$  を求めると以下ようになる。

$$Q_u = \mu C = \mu (M_{max}/jt + N/2) \quad (\text{kN}) \quad (1)$$

$$= 0.6(478 + 576) = 632 > Q_{max} = 123 (\text{kN})$$

ここに、C:接合面に作用する曲げ圧縮力

表-6 実験結果一覧(シリーズ2)

試験体		RC-N	LRV1-N	LRV2-N	RC-G	LRV1-G
梁		層せん断力(kN)				
曲げ ひび割れ	実験値	18.2	15.0	21.3	20.7	17.2
	(実/計)	(1.02)	(0.86)	(1.22)	(1.12)	(1.03)
曲げ降伏	計算値	17.8	17.4	17.5	18.4	16.7
	実験値 (実/計)	106 (1.06)	107 (1.07)	107 (1.06)	102 (1.02)	103 (1.01)
終局 耐力	計算値	100	100	101	100	101
	実験値 (実/計 2)	127 (0.98)	123 (0.96)	123 (0.96)	131 (1.02)	125 (0.98)
柱	せん断	計算値 1	183	180	180	184
	曲げ	計算値 2	129	128	128	128
柱梁接合部		層せん断力(kN)				
せん断耐力	実験値 (実/計)	118 (0.91)	121 (0.94)	113 (0.88)	120 (0.94)	125 (0.98)
	計算値	129	128	128	128	128
柱梁接合部		接合部せん断力(kN)				
せん断耐力	実験値 (実/計)	764 (0.84)	767 (0.81)	767 (0.79)	759 (0.79)	765 (0.80)
	計算値	914	948	966	961	960

曲げひび割れ耐力、曲げ降伏、終局耐力：表-3に同じ。

接合部せん断耐力計算値：靱性指針式<sup>3)</sup> ( $\kappa=0.7, \phi=1.0$ )

$\tau_{ju}$  はト型接合部用として  $\tau_{ju}=0.56 \times \sigma_B^{0.718}$  を用いた。

接合部せん断耐力実験値： $T-V_c$  ( $T=\sum a_i \cdot \sigma_i, V_c=\text{最大層せん断力}$ )<sup>3)</sup>

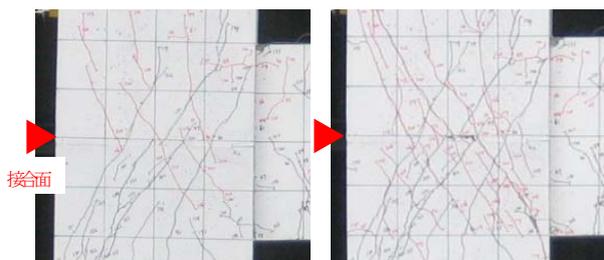


写真-2 LRV1-N 試験体の接合部ひび割れ状況  
(左:最大耐力時  $R=1/50$ , 右:  $R=1/50$  繰返し後)

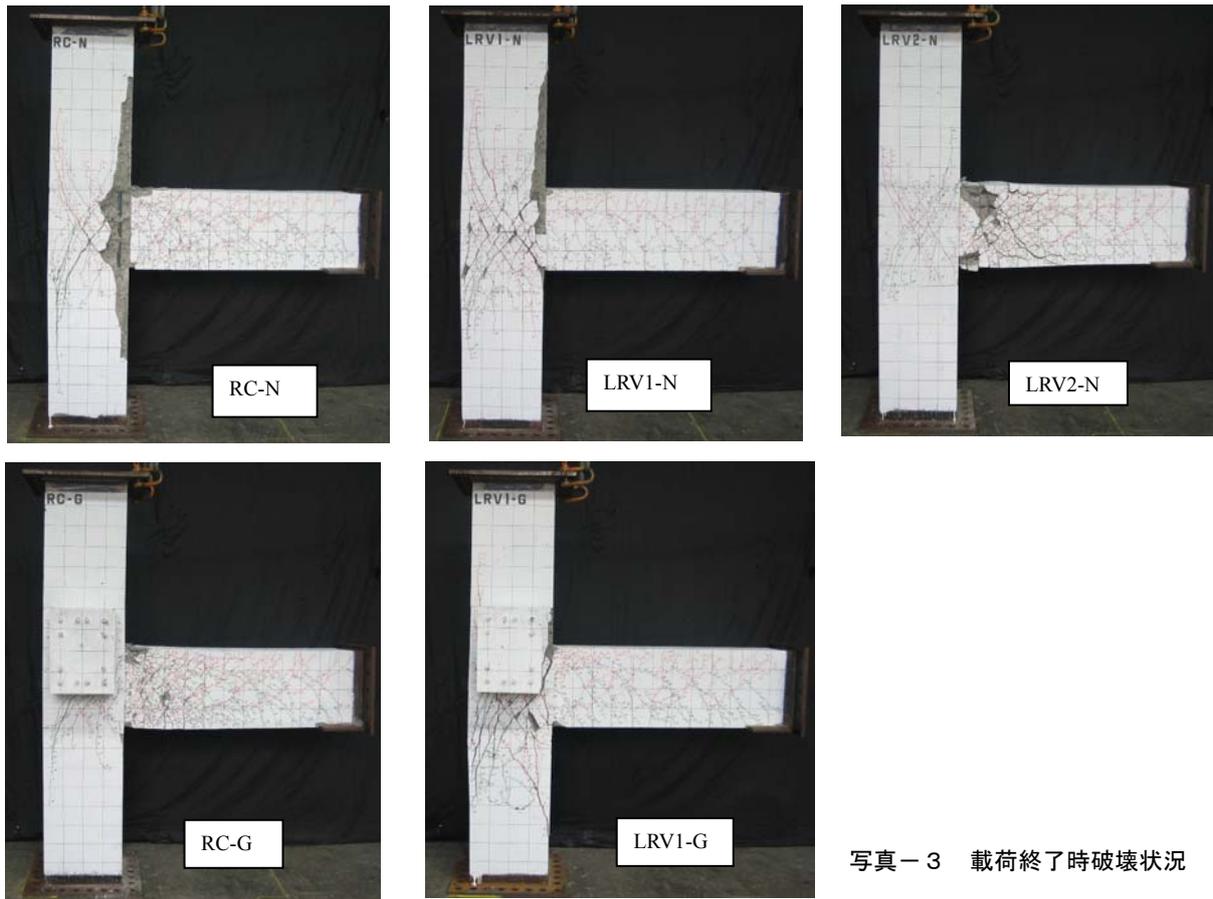


写真-3 載荷終了時破壊状況

$M_{max}$ :最大耐力時柱頭曲げモーメント,  $N$ :軸力,  
 $j_t$ :最外縁の柱主筋間距離,  $Q_{max}$ :最大耐力

一方, 柱梁接合部の中央の PCa 接合面においては, 曲げモーメントが 0 となり, 軸力のみ作用すると考え, 梁による側面の拘束を無視すると仮定して, (2)式で LRV1-N 試験体の  $Q_u$  を求める。

$$Q_u = \mu N = 0.6 \cdot 1152 = 691(\text{kN}) \quad (2)$$

この値は, 最大耐力時接合部せん断力 767(kN)を僅かに下回るが, 前述したように梁の拘束を考慮すると若干の強度上昇が見込まれ, 本実験で得られた破壊モードが発生し得ると考えられる。

#### (2) ひび割れおよび破壊性状

写真-3 に各試験体の載荷終了時ひび割れ発生状況を示す。

#### 4. まとめ

本研究により以下に示す知見が得られた。

- (1) 本来応力の小さい位置に設けるべき梁主筋継手位置が梁端部に近い位置とならざるを得ない場合を想定した梁端部継手実験の結果, 柱表面から継手端部までの開きが梁せい の 1/2 程度であれば, 十字型柱梁部分架構の力学性状に及ぼす影響は少ない。
- (2) 柱梁接合部と逆梁を一体 PCa とし, 直交する順梁の

柱梁接合部内で柱 PCa と接合する場合を想定した PCa 部材接合位置の影響確認実験によれば, 柱梁接合部内で PCa 部材を接合する場合と, 在来工法や柱頭で接合する場合とでは, ト型柱梁部分架構の破壊モードが異なる結果となった。

- (3) 破壊モードが異なる原因は, 柱梁接合部に作用するせん断力と, 接合面のせん断伝達強度が同程度であったことによると推定された。

#### 参考文献

- 1) 叶 健祐, 藤生直人, 増田安彦, 石川郁男: オールプレキャスト化を目指した高層集合住宅の施工—LRV 工法実施事例, コンクリート工学, Vol.44, No.8, pp.48-53, 2006.8
- 2) 太田俊也ほか: 柱梁接合部のプレキャスト化に関する実験研究 (その 1 柱梁接合部実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 分冊, pp.849-850, 2004.8
- 3) 江村 勝ほか: 柱梁接合部のプレキャスト化に関する実験研究 (その 2 附着性能試験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 分冊, pp.851-852, 2004.8
- 4) 日本建築学会: 現場打ち同等型プレキャストコンクリート構造設計指針(案)・同解説, pp.59-93, 2002