

# 接合部降伏による強度低下率に着目した 高強度RC造柱梁接合部の実験的研究

古谷祐希<sup>\*1</sup>・田畑 卓<sup>\*1</sup>

鉄筋コンクリート造建物の柱梁接合部の設計では、せん断破壊に加え、新たに接合部降伏に対する検討が求められている。接合部降伏が生じると梁の曲げ終局耐力が発揮されないといった問題がある。これに対し、接合部降伏による強度低下率 $\beta_j$ が提案され、 $\beta_j$ を1.0以上とすれば梁の曲げ終局耐力が発揮されることが報告されている。しかしながら、コンクリート設計基準強度が $60\text{N/mm}^2$ を超える高強度コンクリートを用いた場合については、 $\beta_j$ の妥当性が十分に検証されていない。そこで、高強度コンクリートを用いた柱梁接合部について、 $\beta_j$ に着目した構造実験を行った。その結果、 $\beta_j=1.1$ 程度の条件下で、梁曲げ終局耐力が発揮され、安定した履歴性状を示すことを確認できた。

キーワード：鉄筋コンクリート、柱梁接合部、高強度コンクリート、接合部降伏、強度低下率 $\beta_j$

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート造建物の柱梁接合部の設計では、柱や梁が曲げ終局耐力を発揮する前に、柱梁接合部にせん断破壊を生じさせないこととしており、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<sup>1)</sup>（以下、靱性指針）等により柱梁接合部の終局せん断耐力を算定している。

一方で、塩原らの研究<sup>2)~5)</sup>によると、柱梁接合部のせん断破壊に対する設計を満足していても、柱と梁の曲げ耐力比が1.0に近く、接合部横補強筋が少ない場合には、柱や梁の曲げ終局耐力が発揮されないことが報告されている。この破壊モードは、接合部降伏破壊と呼ばれ、曲げ耐力が発現されないだけでなく、履歴性状がスリップ化し、エネルギー吸収能力が低下する。この場合、

接合部降伏破壊を生じた特定層に層間変形が集中し、最大層間変形角が著しく大きくなるといった問題がある。

鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説<sup>6)</sup>（以下、保有水平耐力規準）では、塩原らの考え方を取り込み、接合部降伏の発生や良好な梁曲げ降伏ヒンジが形成されるかを、後述する接合部降伏による強度低下率 $\beta_j$ によって判定している。しかし、保有水平耐力規準はコンクリート設計基準強度（以下、 $F_c$ ） $60\text{N/mm}^2$ 以下の範囲を対象としており、柱梁接合部の $F_c$ が $60\text{N/mm}^2$ を超える範囲においては、 $\beta_j$ を適用できることが十分に検証されていない。本報では、柱梁接合部に $F_c60 \sim 120\text{N/mm}^2$ の高強度コンクリートを用いた構造実験を行い、 $F_c$ が $60\text{N/mm}^2$ を超える範囲における $\beta_j$ の妥当性を検証した。

表-1 試験体一覧

試験体		No.1	No.2	No.3	No.4
柱	Fc	60N/mm <sup>2</sup>		120N/mm <sup>2</sup>	60N/mm <sup>2</sup>
	幅×せい	325mm×325mm			
	主筋	12-D16 SD490	12-D19 SD685	12-D16 SD490	
	帯筋	4-D6@50 785N/mm <sup>2</sup> 級			
梁	Fc	48N/mm <sup>2</sup>			
	幅×せい	270mm×325mm			
	主筋	8-D16 SD490	7-D19 SD685	7-D16 SD490	
	あばら筋	4-D6@65 785N/mm <sup>2</sup> 級	4-D6@35 1275N/mm <sup>2</sup> 級	4-D6@65 785N/mm <sup>2</sup> 級	
接合部横補強筋		4-D6 5組 785N/mm <sup>2</sup> 級			
せん断余裕度*1		1.01	1.01	1.07	1.13
柱梁曲げ耐力比*2		1.23	1.23	1.39	1.26
付着余裕度*3		1.05	1.05	1.00	1.03
強度低下率 $\beta_j$		1.09	1.09	1.15	1.12
備考		在来工法	PCa	PCa $F_c120\text{N/mm}^2$	PCa せん断余裕度大

\*1 『せん断余裕度』=『柱梁接合部終局せん断耐力(靱性指針)』/『梁曲げ終局耐力』

\*2 『柱梁曲げ耐力比』=『柱曲げ終局耐力』/『梁曲げ終局耐力』

\*3 梁通し配筋が接合部両端で引張および圧縮降伏したときに生じる付着応力に対する付着強度(靱性指針)の比  
『柱曲げ終局耐力』、『梁曲げ終局耐力』は、ACIストレスブロックを用いて平面保持を仮定

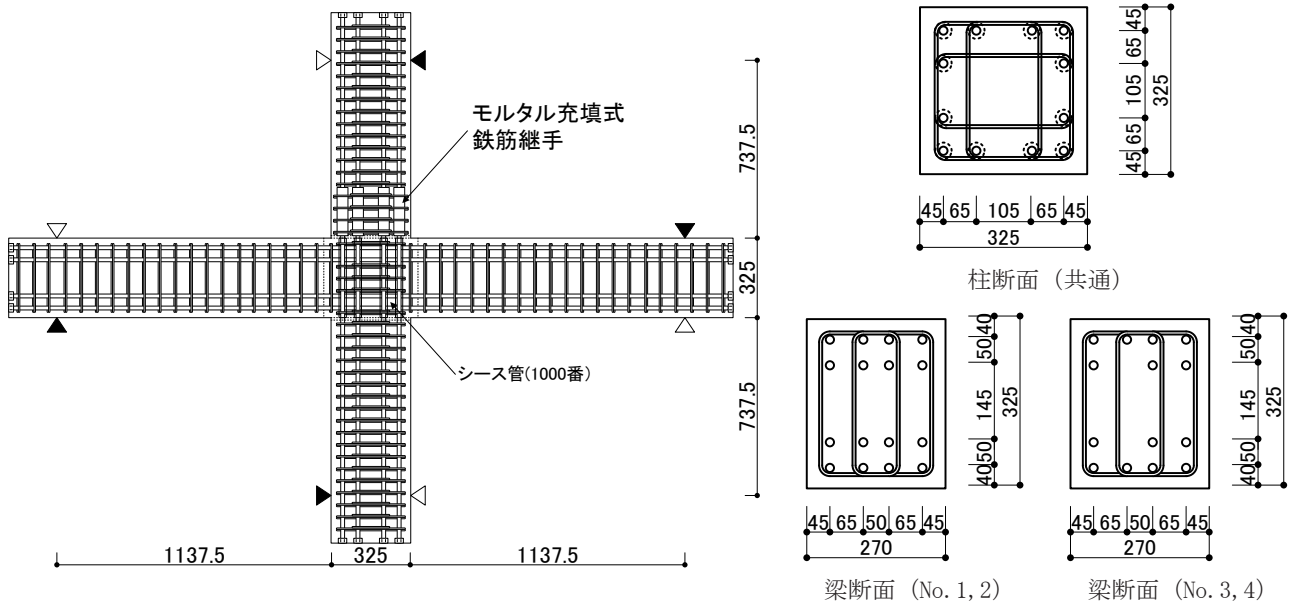


図-1 試験体形状および断面

表-2 材料試験結果 (コンクリート)

試験体	部位	圧縮強度 N/mm <sup>2</sup>	引張強度 N/mm <sup>2</sup>	弾性係数 ×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>
共通	梁	62.0	2.74	3.73
No.1,2,4	柱・柱梁接合部	78.3	3.20	3.90
No.3	柱・柱梁接合部	152.4	4.71	5.18

表-3 材料試験結果 (鉄筋)

材料名	降伏強度 N/mm <sup>2</sup>	引張強度 N/mm <sup>2</sup>	破断伸び %
D16 (SD490)	531	708	19.5
D19 (SD685)	710	900	12.2
D6 (785N/mm <sup>2</sup> 級)	935	1153	11.2
D6 (1275N/mm <sup>2</sup> 級)	1430	1480	11.3

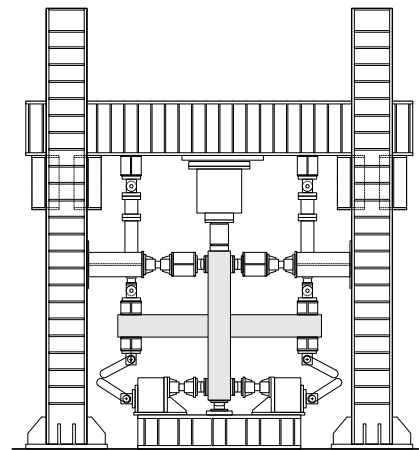


図-2 加力装置

## 2. 実験計画

### 2.1 試験体概要

表-1に試験体一覧、図-1に試験体形状および断面を示す。試験体は実建物の1/3程度の縮尺で設計された十字形試験体が4体であり、いずれも梁曲げ降伏先行型として計画された。主な実験変数は、柱および柱梁接合部のFc、梁曲げ終局耐力に対する柱梁接合部の終局せん断耐力の比（以下、せん断余裕度）とした。基準試験体であるNo.2は、柱梁接合部に梁を一体化したプレキャスト部材とプレキャスト柱で構成される架構を想定し、柱および柱梁接合部のFcを60N/mm<sup>2</sup>、梁のFcを48N/mm<sup>2</sup>、せん断余裕度を1.0程度とした。基準試験体に対し、No.3は柱および柱梁接合部のFcを120N/mm<sup>2</sup>、No.4はせん断余裕度を1.1程度に変え、No.1は在来工法を想定した試験体とした。

接合部降伏による強度低下率 $\beta_j$ は式(1)によって算定され、梁曲げ終局耐力に対する柱曲げ終局耐力の比（以下、柱梁曲げ耐力比）や柱梁接合部の横補強筋量によりその大きさが左右される。また、 $\beta_j$ が1.0を超えれば梁曲げ終局耐力が発揮されるものの、ただちに履歴性状のスリップ形が改善されるわけではなく、梁端に良好な梁曲げ降伏ヒンジを形成させるには $\beta_j$ が1.5程度必要とされている<sup>6)</sup>。

本実験では、柱梁曲げ耐力比を実際の建物の設計を鑑みて1.3程度、 $\beta_j$ は1.1程度とした。

$$\beta_j = \left[ 1 - \frac{\sum A_t \cdot f_y}{b_j \cdot D_b \cdot F_c} + \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{\tilde{M}_{cu} + \tilde{M}'_{cu}}{\tilde{M}_{bu} + \tilde{M}'_{bu}} - 1 \right) + \frac{1}{4} \cdot \left( \frac{\sum A_{jw} \cdot f_{ly}}{\sum A_t \cdot f_y} \right) \right] \cdot \xi \quad (1)$$

ここで、 $\sum A_t$ : 梁の有効な引張鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)、 $f_y$ : 有効な引張鉄筋の降伏点 (N/mm<sup>2</sup>)、 $b_j$ : 柱梁接合部の有効幅 (mm)、 $D_b$ : 梁せい (mm)、 $\tilde{M}_{cu}, \tilde{M}'_{cu}$ : 上柱 (下柱)

の梁フェースでの曲げ終局時の節点モーメント (Nmm),  $\tilde{M}_{bu}, \tilde{M}'_{bu}$ : 左梁 (右梁) の柱フェースでの曲げ終局時の節点モーメント (Nmm),  $\Sigma A_{jw}$ : 柱梁接合部内の梁の上端筋と下端筋の間に配置された横補強筋の断面積の総和 (mm<sup>2</sup>),  $f_{jy}$ : 柱梁接合部の横補強筋の降伏点 (N/mm<sup>2</sup>),  $\xi_r$ : 柱梁接合部の有効アスペクト比による補正係数である。

表-2, 表-3にコンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を示す。

### 2.2 実験方法

図-2に加力装置を示す。柱に一定軸力を載荷した状態で、柱先端をピン・ローラー支持し、梁に取り付けた

油圧ジャッキで左右の梁自由端位置の変位が逆対称になるように制御した。加力は、層間変形角  $R$  による変位制御とし、正負交番繰返し载荷を行った。加力履歴は、 $R=2.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ ,  $5.0 \times 10^{-3} \text{rad}$  で各1回,  $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ ,  $15 \times 10^{-3} \text{rad}$ ,  $20 \times 10^{-3} \text{rad}$ ,  $30 \times 10^{-3} \text{rad}$  で各2回,  $R=40 \times 10^{-3} \text{rad}$ ,  $50 \times 10^{-3} \text{rad}$  で各1回繰返した。载荷軸力  $N$  は, No.1 および No.2 が 580kN (軸力比 0.07), No.3 が 700kN (軸力比 0.04), No.4 が 414kN (軸力比 0.05) とした。なお、軸力比は材料試験によるコンクリート圧縮強度に対する値である。

また、柱、梁主筋および横補強筋の主要な位置でのひずみを計測した。

表-4 実験結果一覧

試験体		接合部せん断ひび割れ発生		梁主筋降伏		柱主筋降伏		接合部補強筋降伏		最大耐力		限界変形角*1	破壊形式	計算耐力		
		$cQ_{jsc}$ kN	$R$ $\times 10^{-3} \text{rad}$	$cQ_{by}$ kN	$R$ $\times 10^{-3} \text{rad}$	$cQ_{cy}$ kN	$R$ $\times 10^{-3} \text{rad}$	$cQ_{jwy}$ kN	$R$ $\times 10^{-3} \text{rad}$	$cQ_{max}$ kN	$R$ $\times 10^{-3} \text{rad}$			$R$ $\times 10^{-3} \text{rad}$	梁曲げ	柱梁接合部
															終局耐力*2	終局せん断耐力*3
No.1	正	94.8	3.9	229.1	16.8	250.2	22.0	-218.8	-39.1	267.6	30.0	50.0 以上	BJ 破壊	254.1 (1.05)	256.7	
	負	-81.3	-2.9	-232.8	-17.7	-244.7	-25.3			-254.1	-29.6					
No.2	正	73.7	2.7	229.6	17.5	238.9	33.6	-221.9	-33.0	265.6	28.7	50.0 以上	BJ 破壊	254.1 (1.05)	256.7	
	負	-70.0	-2.6	-222.9	-17.4	-227.0	-34.4			-252.0	-29.5					
No.3	正	112.7	3.5	388.4	29.2	350.0	47.2	-306.0	-23.8	392.1	30.2	50.0 以上	BJ 破壊	387.2 (1.01)	415.7	
	負	-129.7	-4.5	-203.4	-27.8	-326.9	-47.5			-383.3	-29.9					
No.4	正	71.1	2.6	199.7	15.7	237.8	30.1	207.8	31.9	239.6	28.1	50.0 以上	BJ 破壊	229.8 (1.04)	260.8	
	負	-75.3	-3.1	-378.7	-16.9	-227.9	-29.9			-227.9	-29.9					

\*1 最大耐力  $cQ_{max}$  の80%まで耐力低下した時点

\*2 ACIストレスブロック ( )内は最大耐力との比 \*3 靱性指針

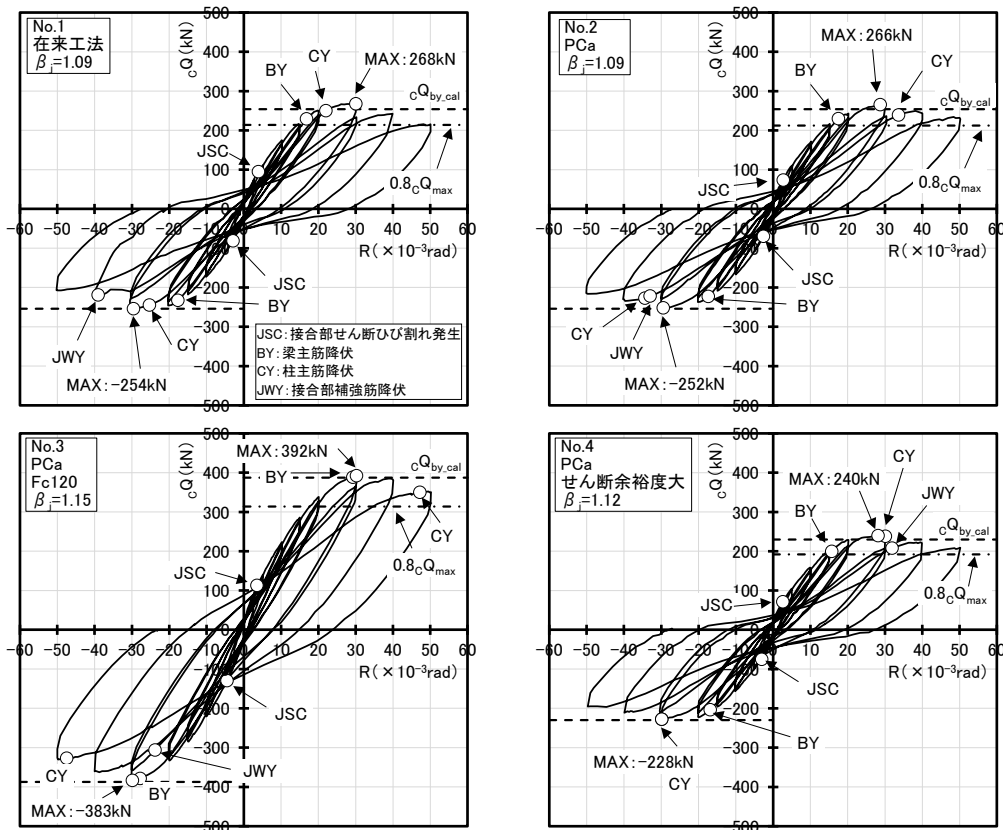


図-3 層せん断力-層間変形角関係

### 3. 実験結果

#### 3.1 破壊経過

表-4に実験結果一覧, 図-3に層せん断力 $Q$ -層間変形角 $R$ 関係, 写真-1に $R=30 \times 10^{-3}$ rad時と加力終了時における柱梁接合部の損傷状況を示す. 図-3中には, ACIのストレスブロック<sup>7)</sup>を用いて平面保持を仮定して求めた梁曲げ終局耐力 $cQ_{by\_cal}$ を破線で併記した.

各試験体ともに $R=2.5 \times 10^{-3}$ radまでに梁に曲げひび割れ,  $R=5.0 \times 10^{-3}$ radまでに柱梁接合部にせん断ひび割れが生じた.  $R=20 \times 10^{-3}$ radのサイクルでNo.1, 2, 4の梁主筋,

$R=30 \times 10^{-3}$ radのサイクルでNo.3の梁主筋とNo.1, 4の柱主筋が降伏した. いずれの試験体も $R=30 \times 10^{-3}$ radで最大耐力に達し,  $R=50 \times 10^{-3}$ radまで安定した履歴性状を示した. また, 最大耐力後の繰返し载荷によりNo.2, 3の柱主筋, 各試験体の接合部補強筋が降伏した. No.1とNo.2では, 同様の履歴性状を示しており, 在来工法の場合と柱梁接合部をプレキャスト化した場合には, 履歴性状に大きな差異が生じないことがわかる.

梁曲げ終局耐力 $cQ_{by\_cal}$ に対する最大耐力 $cQ_{max}$ の比は, 1.01~1.05であった. 後述する梁主筋のひずみ, 耐力低下の状況や柱梁接合部の損傷状況から, 各試験体とも

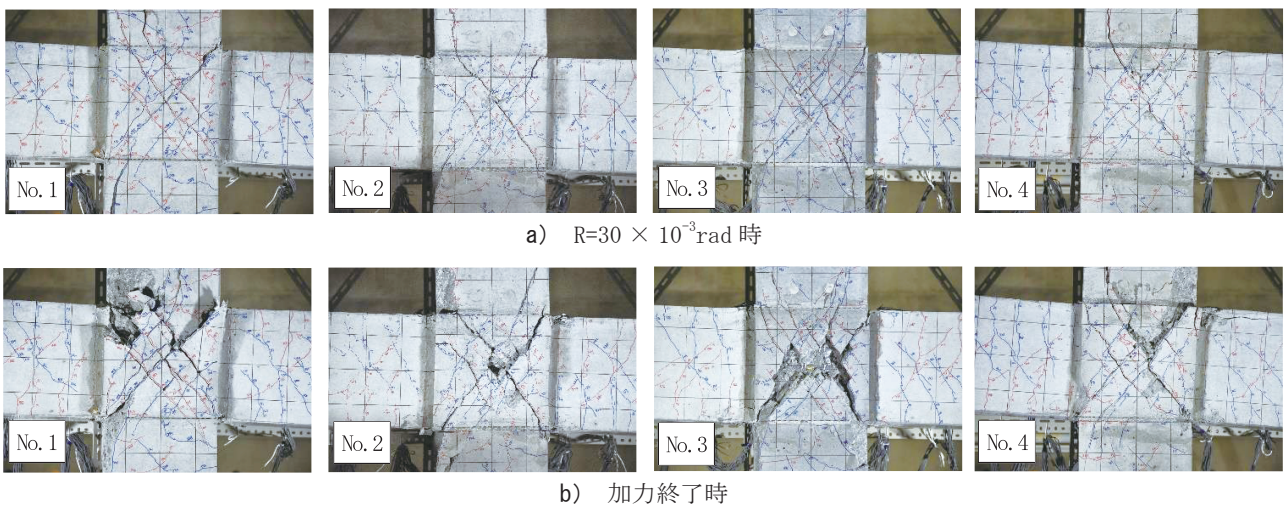


写真-1 柱梁接合部の損傷状況

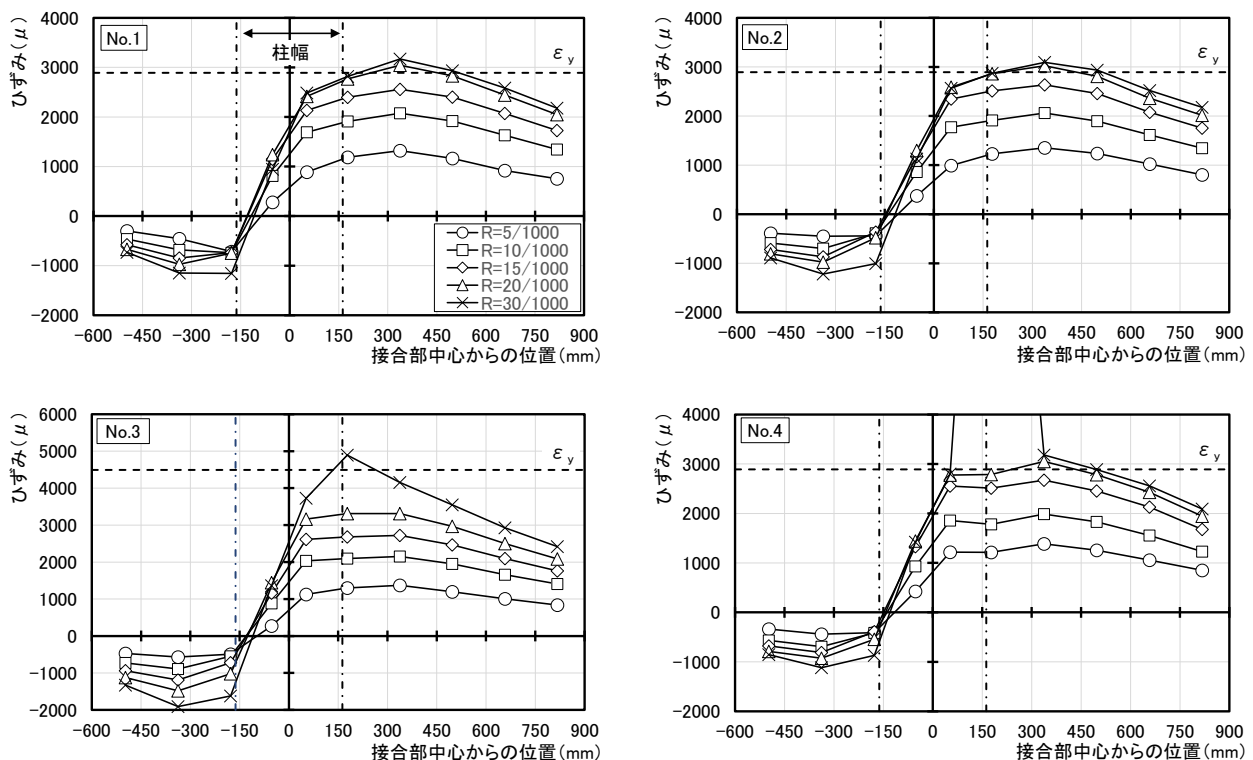


図-4 梁主筋のひずみ分布

に梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊 (BJ 破壊) と判断した。

### 3. 2 梁主筋のひずみ分布

図-4に梁主筋1段筋のひずみ分布を示す。各試験体ともに梁通し配筋の付着余裕度が1.0~1.1程度であるものの、柱梁接合部内において付着劣化は生じていなかった。

### 4. 接合部降伏による強度低下率 $\beta_j$ の検討

本実験結果に加えて、既往文献で報告された柱梁接合部の実験データの中から、 $\sigma_B=60\text{N/mm}^2$ 以上のコンクリートを用いた十字形柱梁接合部で、かつ梁曲げ破壊、梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊を生じた実験結果を選び出し、接合部降伏による強度低下率 $\beta_j$ との適合性を検討する。抽出した試験体は76体で、柱梁接合部のコンクリート圧縮強度の範囲は60.3~174 $\text{N/mm}^2$ である。なお、破壊モードは文献の記述に従うことを基本とし、記述がない試験体は破壊状況や鉄筋のひずみなどから判断した。柱および梁の曲げ終局耐力はACIのストレスブロック<sup>7)</sup>を用いて平面保持を仮定して求め、柱梁接合部終局せん断耐力は靱性指針<sup>1)</sup>より算定した。

図-5に柱梁接合部せん断余裕度(柱梁接合部終局せん断耐力/梁曲げ終局耐力)と最大耐力(実験値)/梁曲げ終局耐力(計算値)の関係を示す。プロットした試

験体はせん断余裕度が1.00~2.24の範囲で実験が行われており、いずれも梁曲げ終局耐力が発揮されている。本実験を含めた最大耐力(実験値)/梁曲げ終局耐力(計算値)の平均値は1.08であった。

図-6に接合部降伏による強度低下率 $\beta_j$ と最大耐力(実験値)/梁曲げ終局耐力(計算値)の関係を示す。既往実験を含め $\beta_j$ は1.0以上であった。最大耐力(実験値)/梁曲げ終局耐力(計算値)の値は、 $\beta_j$ が1.4より小さい範囲では1.0~1.1であったが、 $\beta_j$ が1.4以上の範囲では1.0~1.2程度であった。このことから、梁の曲げ耐力を十分発揮させるためには、 $\beta_j$ を1.4以上確保することが望ましいと考えられる。

次に、 $\beta_j$ の計算に関連する柱梁曲げ耐力比、柱梁接合部の横補強筋量と梁主筋量について検討する。図-7に柱梁曲げ耐力比と最大耐力(実験値)/梁曲げ終局耐力(計算値)の関係、図-8に $(\Sigma A_{jw} \cdot \sigma_{jw}) / (\Sigma A_t \cdot \sigma_t)$ と最大耐力(実験値)/梁曲げ終局耐力(計算値)の関係、図-9に $(\Sigma A_t \cdot \sigma_t) / (b_j \cdot D_b \cdot \sigma_B)$ と最大耐力(実験値)/梁曲げ終局耐力(計算値)の関係を示す。ここで、 $\sigma_{jw}$ :柱梁接合部の横補強筋の降伏点( $\text{N/mm}^2$ )、 $\sigma_t$ :有効な引張鉄筋の降伏点( $\text{N/mm}^2$ )、 $\sigma_B$ :柱梁接合部のコンクリート圧縮強度( $\text{N/mm}^2$ )である。各図は強度低下率( $\beta_j$ )で層別しており、その閾値は梁端に良好な梁曲げ降伏ヒンジを形成させるために必要とされる $\beta_j=1.5$ とした。

図-7によると、プロットの分布状況が図-6と概ね

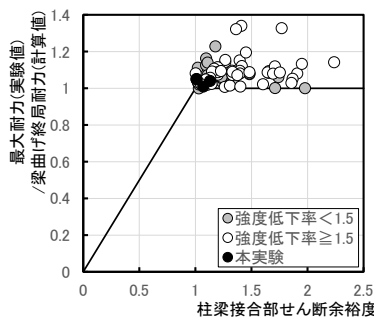


図-5 せん断余裕度 - 最大耐力 / 梁曲げ終局耐力関係

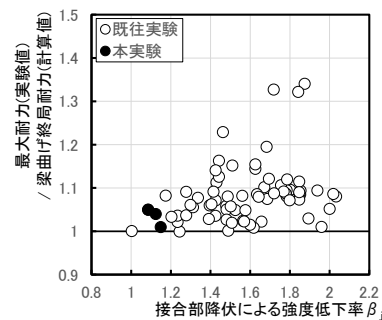


図-6 強度低下率 - 最大耐力 / 梁曲げ終局耐力関係

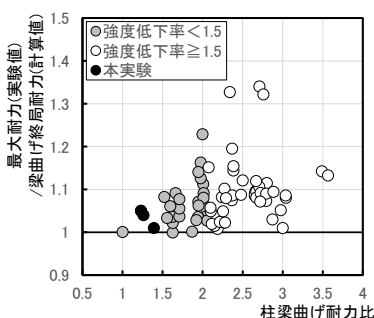


図-7 柱梁曲げ耐力比による影響

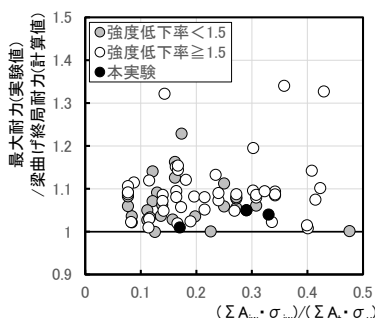


図-8 横補強筋量による影響

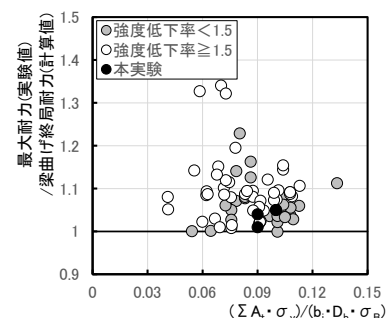


図-9 梁主筋量による影響

一致している。このことから、 $\beta_j$ は柱梁曲げ耐力比に強く依存していることがわかる。また、柱梁曲げ耐力比を2.0以上とすれば、 $\beta_j$ は1.5以上となっている。図-8および図-9より、横補強筋量や梁主筋量と最大耐力(実験値)/梁曲げ終局耐力(計算値)の値には明確な相関性がみられず、最大耐力(実験値)/梁曲げ終局耐力(計算値)に対する横補強筋量や梁主筋量の影響は小さいと考えられる。

一方で冒頭でも述べた通り、 $\beta_j$ は履歴性状やエネルギー吸収能力にも関係する。本実験では $\beta_j=1.1$ 程度の条件下で、梁曲げ終局耐力が発揮され、 $R=50\times 10^{-3}$ radまで安定した履歴性状を示すことを確認している。しかしながら、本実験範囲は限られていること、また履歴性状やエネルギー吸収能力と $\beta_j$ との関係を定量的に検討した既往の研究が皆無なことから、今後更なる検討が必要である。

## 5. まとめ

$F_c60 \sim 120\text{N/mm}^2$ のコンクリートを用いた柱梁接合部について、接合部降伏による強度低下率 $\beta_j$ に着目した構造実験を行い、以下の知見を得た。

(1)  $\beta_j=1.1$ 程度の条件下で実験を行い、いずれの試験体も層間変形角 $R=30\times 10^{-3}$ radで、ACIのストレスブロックを用いて平面保持を仮定して求めた梁曲げ終局耐力を発揮した。また、各試験体ともに $R=50\times 10^{-3}$ radまで安定した履歴性状を示した。在来工法を想定したNo.1と

柱梁接合部をプレキャスト化したNo.2では、履歴性状に大きな差異はみられなかった。

(2) 既往の実験データを含めた検討を行い、コンクリート圧縮強度が $60\text{N/mm}^2$ を超える範囲でも、 $\beta_j$ が1.0以上であれば最大耐力(実験値)/梁曲げ終局耐力(計算値)の値が1.0を超えることを確認できたが、梁の曲げ耐力を十分発揮させるためには、 $\beta_j$ を1.4以上確保することが望ましいと考えられる。

## 参 考 文 献

- 1) 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・同解説，1999.8
- 2) 塩原等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：見逃された破壊機構，日本建築学会構造系論文集，Vol.73，No.631，pp.1641～1648，2008.9
- 3) 塩原等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：終局強度と部材端力の相互作用，日本建築学会構造系論文集，Vol.74，No.635，pp.121～128，2009.1
- 4) 塩原等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：梁曲げ降伏型接合部の耐震設計，日本建築学会構造系論文集，Vol.74，No.640，pp.1145～1154，2009.6
- 5) 楠原文雄ほか：柱と梁の曲げ強度の比が小さい鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の耐震性能，日本建築学会構造系論文集，Vol.75，No.656，pp.1873～1882，2010.10
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規程・同解説，2021.2
- 7) ACI Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-14) and Commentary, American Concrete Institute, 2014

---

### Experimental study on high-strength RC column-beam joints with a focus on reduction in strength decrease rate due to joint yielding

Yuuki KOYA, Taku TABATA

In the design of column-beam joints in reinforced concrete buildings, consideration of joint yielding is required in addition to shear failure. When joint yielding occurs, the ultimate bending strength of the beam is not exhibited. To address this issue, a strength decrease rate  $\beta_j$  due to joint yielding was proposed, and it has been reported that if  $\beta_j$  is 1.0 or higher, the ultimate bending strength of the beam is exhibited. However, the validity of  $\beta_j$  has not been sufficiently verified for the case of using high-strength concrete with a concrete design standard strength exceeding  $60\text{N/mm}^2$ . Therefore, structural experiments focusing on  $\beta_j$  were conducted for column-beam joints using high-strength concrete. As a result, it was confirmed that the ultimate bending strength was exhibited under the condition of  $\beta_j = 1.1$ , and stable hysteretic behavior was shown.

---