

# 論文 アンボンド・プレキャスト・プレストレストコンクリート十字形架構の柱梁接合部における曲げ終局モーメントの評価法

李 夢丹\*1・北山 和宏\*2

**要旨:** 鉄筋コンクリート造柱梁接合部降伏破壊に関する 9 自由度モデル<sup>1)</sup>に基づいて、柱梁接合部における応力分布が点対称ではない一般的な場合を想定し、アンボンド PCaPC 架構における柱梁接合部の曲げ終局モーメントの算定式を導いた。アンボンド PCaPC 平面十字形試験体 2 体、スラブ付き十字形試験体 1 体合計 3 体の試験体の加力実験の結果と前述した算定法による計算結果とを比較し、提案した算定法の妥当性を検討した。また、柱梁接合部曲げ終局モーメントに大きく影響を与える因子を変数とした解析を行って、アンボンド PCaPC 造における柱梁接合部降伏破壊の発生有無の可能性を理論的に検討した。

**キーワード:** アンボンド PC 鋼材, PCaPC 圧着工法, 柱梁接合部, 接合部降伏破壊, 力学モデル

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート (RC) 柱梁接合部の耐震設計においては、接合部に損傷が集中しないこと、梁部材が曲げ理論による剛性と耐力を確実に発揮することが求められる。従来の設計法<sup>例えば 2)</sup>では、柱梁接合部の入力せん断力をせん断終局耐力以下とすることで柱梁接合部の損傷を制御する。しかし、柱梁接合部のせん断抵抗機構が健全に保持されても、柱梁接合部内で梁および柱主筋の引張降伏が発生し、柱梁接合部内の斜めひび割れが拡幅して柱梁接合部の変形が増大し、損傷の集中が起こることが実験<sup>3)</sup>で観測された。柱・梁端部から曲げモーメントが作用する柱梁接合部では、柱・梁主筋、柱中段筋および接合部横補強筋すべてが降伏した後、コンクリート圧壊が発生する接合部降伏破壊という変形機構の存在が塩原<sup>1)</sup>により確認された。その変形機構に適合するために、柱および梁端と接する接合部の 4 つの辺が並進と回転の自由度を持って変形する 9 自由度モデル<sup>1)</sup>が塩原によって提案された (基本的な形状は図 1 を参照)。また、接合部降伏破壊時の最大耐力は梁曲げ終局耐力の計算値より低い場合が多いため、RC 造では十字形柱梁接合部を対象とした終局モーメントの算定法<sup>4)</sup>が提案された。

以上の RC 構造では各部材が一体となっており部材交換は不可能である。一方、付着の無いアンボンド PC 鋼材をプレキャスト RC 柱および梁部材に貫通して配筋し、その PC 鋼材を緊張して両者を一体化する圧着工法 (アンボンド・プレキャスト・プレストレストコンクリート圧着工法) では、地震で損傷した部材を比較的簡易に交換でき、部材損傷をその端部に集中させることで損傷制御が可能である。アンボンドの PC 鋼材を梁部材に通し

て圧着接合したプレキャスト・プレストレストコンクリート (PCaPC) 骨組の柱梁接合部降伏破壊についてはわずかに実験研究<sup>例えば 5)</sup>があるものの、アンボンド PCaPC 骨組の設計に必要な柱梁接合部の曲げ終局耐力の評価法は明確に示されていない。そこで、本研究では RC 骨組における柱梁接合部の 9 自由度モデル<sup>1)</sup>を参考に、柱梁接合部における応力分布が点対称でない一般的な場合を想定して、アンボンド PCaPC 骨組における柱梁接合部の曲げ終局モーメントの算定式を導き、既往実験<sup>5)</sup>結果と比較して、その妥当性を検証した。また接合部曲げ終局モーメントに影響を与える因子を変数とした解析を行い、接合部降伏破壊の発生有無の可能性を検討した。

## 2. 柱梁接合部曲げ終局モーメントの算定法

### 2.1 前提事項

アンボンド PCaPC 柱梁接合部の降伏破壊時の変形機構を、楠原・塩原によって提案された RC 接合部の変形モデル<sup>3,4)</sup>と同様に設定する (図 1)。すなわち、柱梁接合部パネルの対角線を仮想断面とし、仮想断面で分割された 4 つのフリーボディ (右梁, 左梁, 上柱および下柱) がそれぞれ剛体回転する。

アンボンド PCaPC 十字形架構の既往実験<sup>5)</sup>では、柱梁接合部内で柱主筋、接合部横補強筋および柱中段筋はすべて降伏し、PC 鋼材は弾性限界に達して接合部はほぼ終局状態に至った。そこでこの状況に到達する時の柱梁接合部の抵抗モーメントを曲げ終局モーメント  $M_{ju}$  とする。この際、柱梁接合部のコンクリートは圧壊するとして、抵抗モーメントの算出では、コンクリートの圧縮応力度分布として簡便な ACI のストレスブロック<sup>6)</sup>を使用する。

\*1 首都大学東京 都市環境科学研究科建築学域 博士前期課程 (学生会員)

\*2 首都大学東京 都市環境科学研究科建築学域 教授 工博 (フェロー会員)

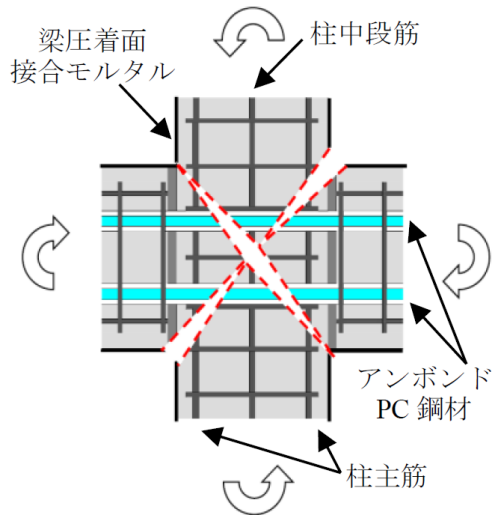


図1 十字形柱梁接合部変形機構

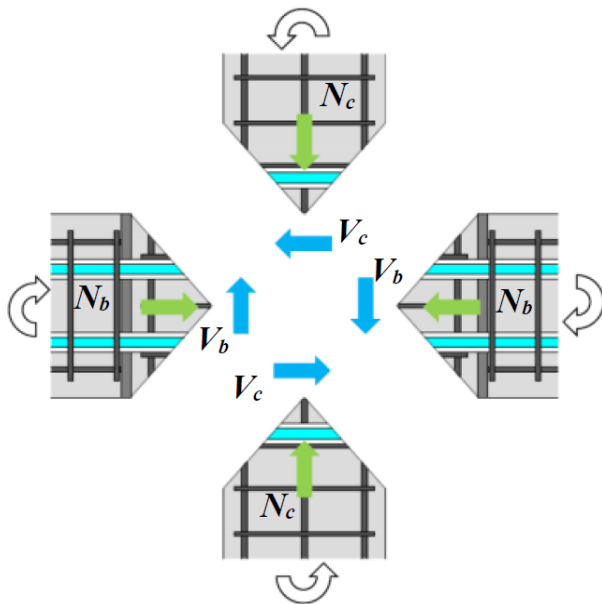


図2 柱梁接合部に働く外力

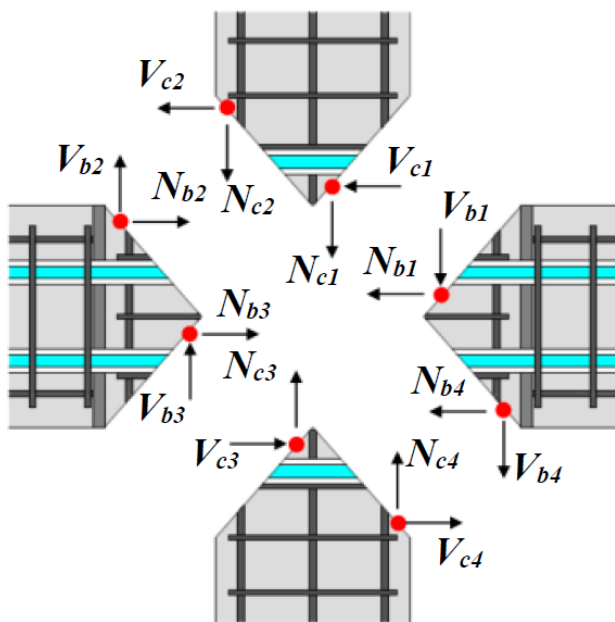


図3 仮想断面に分配した外力

ストレスブロックの幅は圧縮域深さの  $k_1$  倍、高さ（圧縮応力）はコンクリート圧縮強度の  $k_3$  倍とした。RC造と異なり、アンボンドPC鋼材には付着がないため、その応力は通し配筋される十字形架構内で均一である。鉄筋はダボ作用を無視し軸応力のみが生じるとする。

以下にアンボンド PCaPC 柱梁接合部の曲げ終局モーメントの算定法を説明するが、付着のない PC 鋼材が梁に通し配筋されること、および梁断面にはスラブ筋を含めて上下非対称に主筋・PC 鋼材が配置されること、を定量的に扱う点が本研究の新規性である。なお上記以外は基本的に楠原・塩原<sup>4)</sup>の算定法を踏襲する。

## 2.2 仮想断面における応力分布

上下の柱および左右の梁に作用する応力分布は材軸の交点（接合部中心）に対して点対称ではない一般的な場合を考える。図2は柱梁接合部に働く梁軸力  $N_b$ 、柱軸力  $N_c$  およびせん断力（梁： $V_b$ 、柱： $V_c$ ）を示す。図3は仮想断面に分配して作用する軸力およびせん断力を示す。 $N_{b1}, N_{b2}, N_{b3}, N_{b4}$  および  $N_{c1}, N_{c2}, N_{c3}, N_{c4}$  は梁軸力および柱軸力をそれぞれの仮想断面に分配した力である。 $V_{b1}, V_{b2}, V_{b3}, V_{b4}$  および  $V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}, V_{c4}$  は梁および柱せん断力をそれぞれの仮想断面に分配した力である。これらの分配した軸力およびせん断力は、仮想断面上のコンクリート応力と同じ位置に作用するものとする。

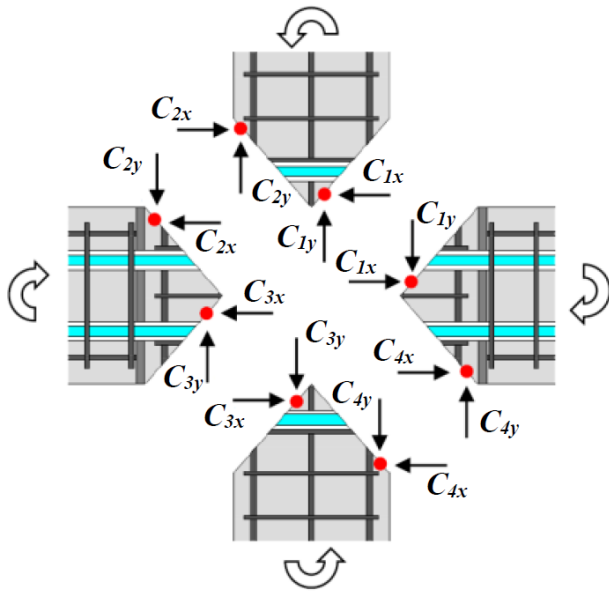
図4は柱梁接合部の仮想断面上の応力分布を示す。 $C_{1x}, C_{1y}, C_{3x}, C_{3y}$  は接合部パネル中央のコンクリート圧縮応力、 $C_{2x}, C_{2y}, C_{4x}, C_{4y}$  は接合部パネル入隅部のコンクリート圧縮応力である。 $T_{b1}, T_{b2}$  は梁断面内の上下 PC 鋼材の各引張応力である。 $T_{c1}, T_{c3}$  は柱の引張主筋の応力、 $T_{c2}, T_{c4}$  は柱の圧縮側主筋の応力である。柱の圧縮側主筋の応力 ( $T_{c2}, T_{c4}$ ) は、楠原ら<sup>4)</sup>と同様に接合部抵抗モーメント（後述の式(6)）が極大値をとるように定めた。

$T_h, T_m$  は材軸に作用する接合部横補強筋、柱中段筋の合力である。 $T_h, T_m$  は簡単のために各仮想断面の材軸に対称な位置に 1/2 ずつ作用すると仮定した。

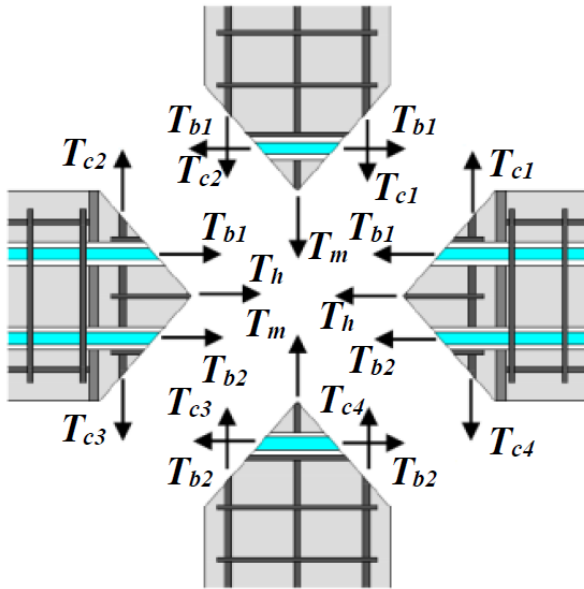
右梁フリーボディの仮想断面での力の釣り合いから、コンクリート圧縮応力  $C_{1x}, C_{1y}, C_{4x}$  および  $C_{4y}$  は式(1-1)～(1-4)となる。ほかのフリーボディでも同様な方法でコンクリート圧縮応力を求める。

スラブ付き十字形接合部では、スラブ筋の圧縮力はコンクリート応力と比べて非常に小さいので無視し、スラブ筋の引張力  $T_{sl}$  のみが働くとして仮定した。スラブ付き十字形接合部パネル中央のコンクリート圧縮応力  $C_{1x}$  を式(2)により求める。ほかのコンクリート圧縮応力は平面十字形接合部と同様に求める。

$$C_{1x} = T_{b1} + N_{b1} + T_h/2 - V_{c1} \quad (1-1)$$



(a) コンクリート応力



(b) 鉄筋およびPC鋼材の応力

図4 仮想断面に生じる応力

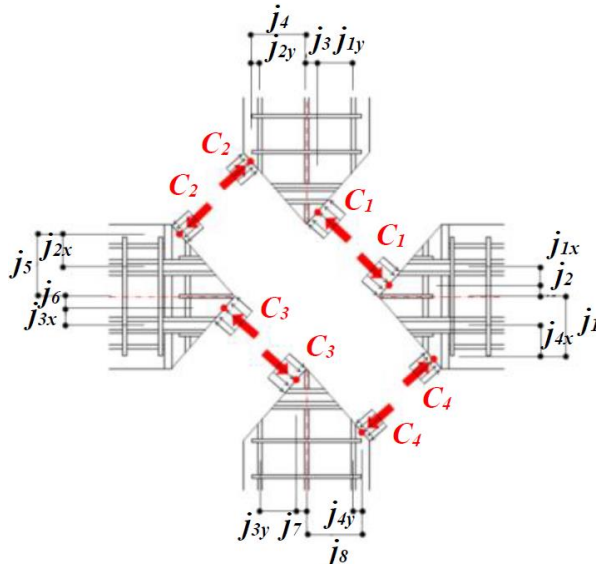


図5 応力中心間距離

$$C_{1y} = T_{c1} + N_{c1} + T_m/2 - V_{b1} \quad (1-2)$$

$$C_{4x} = T_{b2} + N_{b2} + T_h/2 + V_{c4} \quad (1-3)$$

$$C_{4y} = T_{c4} + N_{c4} + T_m/2 + V_{b2} \quad (1-4)$$

$$C_{1x}' = T_{b1} + T_{s1} + N_{b1} + T_h/2 - V_{c1} \quad (2)$$

### 2.3 仮想断面における応力中心間距離

柱の引張側主筋と接合部パネル中央部のコンクリート圧縮応力、圧縮側主筋と接合部パネル入隅部のコンクリート圧縮応力の各々の応力中心間距離( $j_{1y}$ ,  $j_{3y}$ ,  $j_{2y}$ ,  $j_{4y}$ ), および梁のPC鋼材と接合部パネル中央部のコンクリート応力, PC鋼材と接合部パネル入隅部のコンクリート応力の各々の応力中心間距離( $j_{1x}$ ,  $j_{3x}$ ,  $j_{2x}$ ,  $j_{4x}$ )を図5に示す。

右梁および上柱のフリーボディにおける  $j_{1x}$ ,  $j_{4x}$  および  $j_{1y}$ ,  $j_{2y}$  は式(3-1)~(3-4)により得る。ほかのフリーボディにおける応力中心間距離も同様な方法で求める。

スラブ付き十字形接合部の場合、スラブ筋の全引張力は梁断面内のスラブ筋位置に集約して作用するとした

(図6)。梁の上端側のPC鋼材とスラブ筋の引張合力  $T_{b1}'$  が作用する位置は、スラブ筋引張力とPC鋼材応力の大きさによって決定される。図6にスラブ付き梁断面の鉄筋およびPC鋼材の応力分布を示す。上記の引張合力  $T_{b1}'$  と接合部パネル中央部のコンクリート応力の応力中心間距離  $j_{1x}'$  は式(4)によって求める。スラブ付き十字形接合部における応力中心間距離 ( $j_{1x}'$  を除く) の求め方は平面十字形接合部と同じである。

$$j_{1x} = D_b/2 - C_{1x}/(2b_j k_3 \sigma_B) - dt_1 \quad (3-1)$$

$$j_{4x} = dt_2 - C_{4x}/(2b_j k_3 \sigma_B) \quad (3-2)$$

$$j_{1y} = g_c D_c/2 - C_{1y}/(2b_j k_3 \sigma_B) \quad (3-3)$$

$$j_{2y} = D_c/2 - g_c D_c/2 - C_{2y}/(2b_j k_3 \sigma_B) \quad (3-4)$$

$$j_{1x}' = D_b/2 - C_{1x}'/(2b_j k_3 \sigma_B) - dt_1 + T_{s1}/T_{b1}' \times (dt_1 - ds_1) \quad (4)$$

ここで、 $b_j$ : 柱梁接合部の有効幅、 $D_b$ : 梁せい、 $D_c$ : 柱せい、 $g_c$ : 柱主筋間距離比、 $\sigma_B$ : コンクリート圧縮強度、 $ds_1$ : スラブ筋から梁引張縁までの距離、 $dt_1$ ,  $dt_2$ : 梁のPC鋼材から梁のコンクリート縁までの距離である。

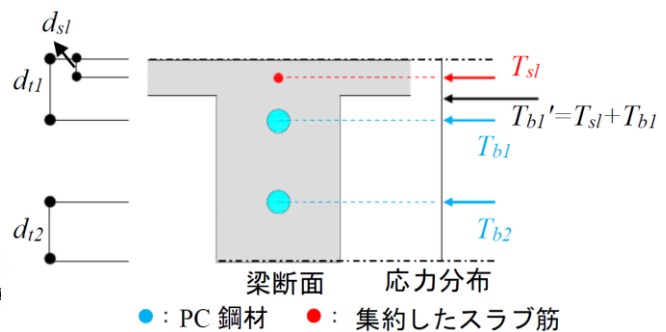


図6 スラブ付き梁断面の応力分布

### 2.4 柱梁接合部の抵抗モーメント

まず基本として、接合部横補強筋および柱中段筋がなく、軸力およびせん断力は作用せず、外力として曲げモ

ーメントのみが作用する場合を考える。柱梁接合部では  $C_{1x}$  と  $T_{b1}$ ,  $C_{1y}$  と  $T_{c1}$ ,  $C_{2x}$  と  $T_{b1}$ ,  $C_{2y}$  と  $T_{c2}$ ,  $C_{3x}$  と  $T_{b2}$ ,  $C_{3y}$  と  $T_{c3}$ ,  $C_{4x}$  と  $T_{b2}$ , および  $C_{4y}$  と  $T_{c4}$  がそれぞれ偶力となり、柱梁接合部の基本となる抵抗モーメント  $M_{j0}$  は上記 8 組の偶力によるモーメントの和となる (式(5-1))。

次に、材軸上に作用する梁・柱の軸力とその反力、柱中段筋および接合部横補強筋の引張力による抵抗モーメントの増分  $\Delta M_{j1}$  は式(5-2)となる。柱梁接合部中心に作用するせん断力による抵抗モーメントの増分  $\Delta M_{j2}$  は式(5-3)となる。よって、接合部横補強筋および柱中段筋のある柱梁接合部に軸力およびせん断力が作用する一般的な場合には、接合部抵抗モーメント  $M_{ju}$  は式(6)のように  $M_{j0}$ , 増分  $\Delta M_{j1}$  および増分  $\Delta M_{j2}$  の和として求められる。

$$M_{j0} = T_{b1} j_{1x} + T_{c1} j_{1y} + T_{b1} j_{2x} + T_{c2} j_{2y} + T_{b2} j_{3x} + T_{c3} j_{3y} + T_{b2} j_{4x} + T_{c4} j_{4y} \quad (5-1)$$

$$\Delta M_{j1} = -(N_{b1} + T_{b1}/2) j_2 - (N_{c1} + T_{m1}/2) j_3 + (N_{b2} + T_{b2}/2) j_1 + (N_{c2} + T_{m2}/2) j_4 - (N_{b3} + T_{b3}/2) j_6 - (N_{c3} + T_{m3}/2) j_7 + (N_{b4} + T_{b4}/2) j_5 + (N_{c4} + T_{m4}/2) j_8 \quad (5-2)$$

$$\Delta M_{j2} = V_{c1} j_2 + V_{c2} j_5 + V_{c3} j_6 + V_{c4} j_1 + V_{b1} j_3 + V_{b2} j_8 + V_{b3} j_7 + V_{b4} j_4 \quad (5-3)$$

$$M_{ju} = M_{j0} + \Delta M_{j1} + \Delta M_{j2} \quad (6)$$

### 3. 既往の実験結果を用いた算定法の妥当性の検討

#### 3.1 既往実験の概要

前述した算定法の妥当性を検証するための試験体<sup>5)</sup>は、柱梁曲げ耐力比(節点での梁曲げ終局耐力に対する柱曲げ終局耐力の比)がアンボンド PCaPC 柱梁接合部の耐震性能に与える影響を検討したものである。試験体の主要諸元を表 1 に示す。試験体は平面十字形 2 体 (PCJ07 および PCJ08) とスラブのみ取り付けられた立体十字形 1 体 (PCJ09) の計 3 体で、梁幅 250mm, 梁せい 400mm, および柱断面 350mm×350mm である。柱芯から左右の梁端支持点までの距離は各 1600mm, 梁芯から柱上下の加力点あるいは支持点までの距離は各 1415mm である。柱梁曲げ耐力比は 1.2 から 2.1 であり、梁曲げ降伏が先行するように、また柱梁接合部のせん断破壊を防止するように設計した。柱に 800kN の圧縮軸力を導入後、水平力を正負交番繰り返し繰り返し載荷した。PC 鋼材の弾性限界ひずみは 0.47%, 降伏強度は 1013MPa, 柱主筋 D13 と D22 の降伏強度は各々 368MPa と 449MPa であった。

実験では、全試験体ともに梁、柱、柱梁接合部に曲げおよび斜めひび割れが発生した後、PC 鋼材が弾性限界に達し、層間変形角  $R=4\%$  まで PC 鋼材の降伏は見られなかった。平面試験体では梁付け根コンクリートの圧壊による梁曲げ破壊 (写真 1(a)) を生じた。スラブ付き試験体では同様の梁曲げ破壊によって最大耐力に達したが、同時に写真 1(b) のように接合部パネル中央部のコンクリ

ートが圧壊して接合部降伏破壊を生じた。

#### 3.2 算定値と実験結果との比較

各試験体の梁および柱梁接合部の曲げ終局耐力の計算結果および実験での最大層せん断力 (正負載荷の平均) を表 2 に示す。 $M_{ju}$  は本算定法により計算した柱梁接合部曲げ終局モーメント,  $V_{ju}$  は柱梁接合部曲げ終局時の層せん断力 ( $M_{ju}$  を階高 2.83 m で除したもの) である。 $M_{ju}$  を算定する際、梁軸力  $N_b$  は実験での境界条件から 0 とし、梁 PC 鋼材の引張力 ( $T_{b1}$ ,  $T_{b2}$ ) は既往実験<sup>5)</sup>に基づきその弾性限界時の張力とした。仮想断面に分配される柱の軸力 ( $N_{c1} \sim N_{c4}$ ) は所与の柱軸力  $N_c$  の 1/2 ずつ、梁・柱の分配せん断力 ( $V_{b1} \sim V_{b4}$  および  $V_{c1} \sim V_{c4}$ ) も梁・柱のせん断力の 1/2 ずつとした。柱梁接合部の有効幅  $b_j$  は梁幅と柱幅との平均値とした<sup>2)</sup>。スラブ筋は実験より全幅降

表 1 試験体の諸元

試験体名		PCJ07 <sup>5)</sup>	PCJ08 <sup>5)</sup>	PCJ09 <sup>5)</sup>
形状		平面十字形		立体十字形
柱	コンクリート圧縮強度	42.8MPa	43.3MPa	45.0MPa
	主筋	8-D22 (SD390)		10-D13 (SD295A)
	断面			
梁	コンクリート圧縮強度	79.2 MPa	78.2 MPa	82.3 MPa
	PC 鋼材	上下共 1-φ23 (B 種 1 号)		
	シース管径	# 1045 (外径 48mm)		
	プレストレス率 λ	1.0		0.87
断面				
スラブ	コンクリート圧縮強度			44.7MPa
	幅×せい(mm)			1530×70
接合部内横補強筋		2-D10@100 3組 (KSS785,降伏強度 941 MPa)		
圧縮軸力(kN)		800 (軸力比 0.15)		
接合部せん断余裕度		1.34	1.35	1.29
柱梁曲げ耐力比		2.09	1.36	1.19

表 2 梁曲げ終局耐力および接合部曲げ終局耐力計算値

試験体名	梁曲げ終局			接合部降伏		実験値 (kN)
	$M_{bu}$ (kNm)	$M_{bu}'$ (kNm)	$V_{bu}$ (kN)	$M_{ju}$ (kNm)	$V_{ju}$ (kN)	
PCJ07	137.0	153.8	108.7	354.0	125.1	109.9
PCJ08	136.3	153.0	108.2	312.7	110.5	107.6
PCJ09	153.7	172.6	122.0	322.9	114.4	124.6



(a) 試験体 PCJ08 (b) 試験体 PCJ09  
写真 1 実験終了後試験体の破壊性状

伏時（スラブ筋引張力 63.1kN）の引張力  $T_{bl}$  を用いた。

$M_{bu}$ ,  $M_{bu}'$ ,  $V_{bu}$  は梁危険断面での曲げ終局モーメント、その時の節点モーメントおよびその時の層せん断力である。梁曲げ終局モーメント  $M_{bu}$  は平面保持を仮定した断面解析<sup>7)</sup>によって算出した。その際、PC 鋼材とコンクリートとのあいだのひずみ適合係数 ( $F$  値) は 0.1 とし、PC 鋼材およびコンクリートの応力度-ひずみ関係には材料試験結果を用いた。表 2 より、試験体 PCJ07 と PCJ08 では接合部曲げ終局耐力  $V_{ju}$  よりも梁曲げ終局耐力  $V_{bu}$  が小さいため計算上は梁曲げ破壊する。一方、スラブ付き試験体 PCJ09 の  $V_{ju}$  は  $V_{bu}$  より小さいので、接合部降伏破壊が生じると考える。図 7 に柱梁接合部曲げ終局時および梁曲げ終局時の層せん断力の計算値（上述）と実験による最大耐力を比較して示す。全試験体の実験による最大耐力は梁曲げ終局耐力の 0.99~1.03 倍となり、梁の曲げ性能が試験体の挙動を支配したと考える。

柱梁接合部の計算による曲げ終局耐力  $V_{ju}$  は、試験体 PCJ07 と PCJ08 では実験値より 3~14% 大きく、梁曲げ破壊した結果と符合した。一方、スラブ付き試験体 PCJ09 の接合部曲げ終局耐力（計算値） $V_{ju}$  は実験値より 8% 小さかったが、この試験体は梁曲げ破壊後に柱梁接合部の降伏破壊を生じたので、計算結果は実験事実とほぼ適合したと考える。これより本研究の提案手法によって柱梁接合部の降伏破壊の有無を判別できると考える。

ただし、実験では接合部降伏破壊が先行しなかったことから、本手法の定量的な精度のさらなる検証を要する。また、柱梁曲げ耐力比が 1.36 と小さい試験体 PCJ08 では、計算による接合部終局耐力  $V_{ju}$  と実験値とがほぼ等しく、柱梁接合部の損傷が軽微だった事実と整合しない。これは実験検証上の課題と考えるが、今後の検討を要する。

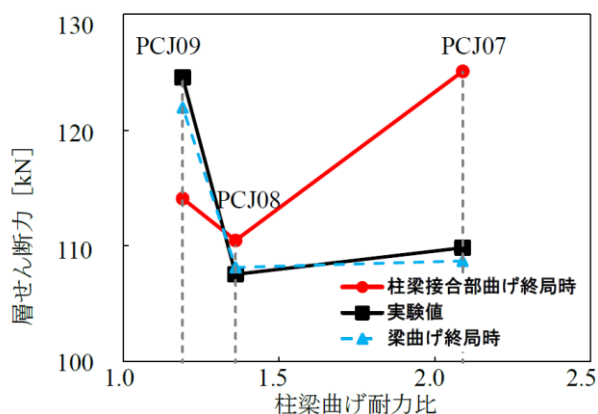


図 7 計算値と実験値の比較

#### 4. 柱梁接合部曲げ終局モーメントの多変数解析

##### 4.1 解析の概要

柱梁接合部の曲げ終局モーメント  $M_{ju}$  に影響を与える因子（梁の PC 鋼材量、柱主筋量および柱軸力）を変数

として  $M_{ju}$  を計算し、柱・梁部材の曲げ終局耐力の計算値と比較することで、柱梁接合部降伏破壊の発生有無の可能性を理論的に検討した。検討対象は平面試験体 PCJ07 と PCJ08 とした。柱曲げ終局耐力  $M_{cu}$  はコンクリートの圧縮応力度-ひずみ関係として Popovics<sup>8)</sup> のモデルを、主筋の応力度-ひずみ関係には降伏強度以降に応力一定となるバイリニア・モデルを各々用いた平面保持仮定の断面解析により、梁曲げ終局耐力  $M_{bu}$  は 3.2 節で述べたようにアンボンド PC 鋼材を考慮できる平面保持解析<sup>7)</sup>により、それぞれ算定した最大モーメントである。

具体的な解析は以下のように行った。

梁の PC 鋼材量を変数とする場合： 両試験体と同じ柱配筋を有した状態で、PC 鋼材径を 23mm, 26mm, 29mm, 32mm および 36mm とした。各 PC 鋼材の弾性限界時の応力度は、 $\phi 23$  の実験結果と同一の 948MPa とした。

柱主筋量を変数とする場合： 両試験体の梁配筋は同一なのでこの場合は、柱の全主筋比を 0.83% から 3.16% の 7 水準に変化させた。具体的には、主筋を D13 として全主筋本数を 8 本、10 本および 14 本、主筋を D22 として全主筋本数を 4 本、6 本、8 本および 10 本とした。柱配筋を 4-D22 とした場合を除いて柱中段筋はそれぞれ 2 本に設定し、引張側および圧縮側の主筋本数は同一とした。柱軸力を変数とする場合： 柱・梁を両試験体と同配筋とし、柱軸力比を 0, 0.05, 0.1 および 0.15 と変化させた。

##### 4.2 解析の結果

三変数のうち梁 PC 鋼材量を変数とした解析結果を表 3 に示す。後述のように柱主筋量および柱軸力が接合部降伏破壊に与える影響は小さかったので、ここでは省略する。柱・梁の曲げ終局耐力は節点モーメント  $M'_{cu}$ ,  $M'_{bu}$  に直し、それぞれの和の小さい方の数値に対する柱梁接合部曲げ終局モーメント  $M_{ju}$  の比（以降、接合部耐力比と呼ぶ）を記した。この比が 1 未満のときに接合部降伏破壊が発生する。柱梁曲げ耐力比が 1 以上のときに梁曲げ破壊が、1 以下では柱曲げ破壊が発生する。

梁の PC 鋼材量が 2.5 倍増大すると、柱梁接合部曲げ終局モーメント  $M_{ju}$  は両試験体とも 12% 増加した。しかし梁の PC 鋼材量が増えて柱梁曲げ耐力比が減少すると、接合部降伏破壊を生じた。梁曲げ終局耐力の増加率に比して接合部曲げ終局耐力のそれが小さいためである。

三変数による解析結果をまとめて図 8 に示す。横軸は柱梁曲げ耐力比、縦軸は接合部耐力比である。RC 柱梁接合部と同様に柱梁曲げ耐力比が 1 以上では同比の増大とともに接合部耐力比が増加し、梁曲げ破壊が先行する。ただし同図の△印のように梁の PC 鋼材量を増して柱梁曲げ耐力比が減少すると、接合部耐力比が 1 未満となって接合部降伏破壊が発生する。そのときの柱梁曲げ耐力比は柱主筋量が多い場合（試験体 PCJ07）には 1.7 程度、

表 3 梁 PC 鋼材量を変数とした解析結果

	φ 23		φ 26		φ 29		φ 32		φ 36	
	PCJ07	PCJ08	PCJ07	PCJ08	PCJ07	PCJ08	PCJ07	PCJ08	PCJ07	PCJ08
$\Sigma M_{cu}'$ [kNm]	642	415	642	415	642	415	642	415	642	415
$\Sigma M_{bu}'$ [kNm]	307	306	378	378	443	443	518	518	589	589
$\min(\Sigma M_{cu}', \Sigma M_{bu}')$ [kNm]	307	306	378	378	443	415	518	415	589	415
柱梁曲げ耐力比	2.09	1.36	1.70	1.10	1.45	0.94	1.24	0.80	1.09	0.70
$M_{ju}$ [kNm]	354	313	372	331	386	346	396	356	398	359
$M_{ju}/\min(\Sigma M_{cu}', \Sigma M_{bu}')$	1.15	1.02	0.98	0.87	0.87	0.83	0.76	0.86	0.68	0.86
破壊モード	梁	接合部と梁同時	接合部	接合部	接合部	接合部	接合部	接合部	接合部	接合部

架構の既往実験<sup>5)</sup>の結果と比較して検証した。計算結果は実験と定性的に符合し、本研究の提案手法によって柱梁接合部の降伏破壊の有無を判別できることを確認した。ただし、実験

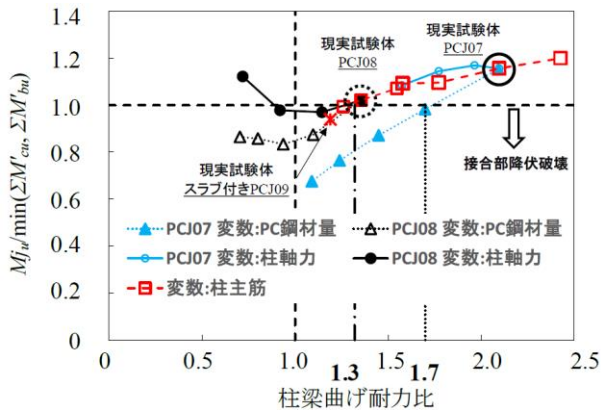


図 8 三変数による解析結果

少ない場合（試験体 PCJ08）には 1.3 程度であった。

図 8 の□印および●印の分布がほぼ重なることから、柱主筋量および柱軸力が接合部耐力比に与える影響はほぼ同等であると言える。柱主筋量および柱軸力にかかわらず接合部耐力比が 1 を下回することは少なく、この両者が接合部降伏破壊に与える影響は小さい。

三つの変数による傾向を比較すると、梁の PC 鋼材量による分布曲線（図 8 の△印）の傾きが最も大きく、接合部降伏破壊に与える影響が大きいことが分かる。

## 5. まとめ

本研究ではアンボンド PCaPC 架構における十字形柱梁接合部の曲げ終局モーメントの算定式を、楠原ら<sup>4)</sup>の変形モデルを参照して導いた。その結果と既往の実験<sup>5)</sup>とを比較して、算定法の妥当性を検討した。柱梁接合部の曲げ終局耐力に影響を与える因子を変数として解析を行い、それらの因子が接合部降伏破壊発生の可能性に与える影響を検討した。得られた知見を以下に示す。

- 1) アンボンド PCaPC 架構の十字形柱梁接合部における力の釣り合いおよびコンクリートや鉄筋の塑性条件を考慮して、接合部降伏破壊発生時の曲げ終局モーメントを算定する手法を示した。なお PC 鋼材の応力はその弾性限界に到達したときとした。
- 2) 提案した柱梁接合部の曲げ終局モーメントの算定法の妥当性を、平面十字形およびスラブ付き十字形

では接合部降伏破壊が先行しなかったため、本手法の定量的な精度のさらなる検証を要する。

- 3) 既往実験の試験体を基準に設定し、梁の PC 鋼材量、柱主筋量および柱軸力を変数として柱梁接合部の曲げ終局モーメントを計算した。この解析の範囲では、梁の PC 鋼材量が接合部降伏破壊に与える影響が最も大きく、柱梁曲げ耐力比が 1.3 から 1.7 以下のときに接合部降伏破壊が発生した。柱主筋量および柱軸力が接合部降伏破壊に与える影響は小さい。

## 謝辞

本研究は JSPS 科学研究費補助金・基盤研究 C（研究代表者：北山和宏）により行った。感謝申し上げる。

## 参考文献

- 1) 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，第 73 巻，第 531 号，pp.1641-1648，2008.9.
- 2) 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
- 3) 楠原文雄，塩原等：多軸複合応力を受ける鉄筋コンクリート造柱梁接合部の復元力特性と損傷特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，2007 年 7 月，pp.235-239.
- 4) 楠原文雄，塩原等：鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の終局モーメント算定法，日本建築学会構造系論文集，第 75 巻，第 657 号，pp.2027-2035，2010.11.
- 5) 鈴木大貴，宋性勲，晉沂雄，北山和宏：アンボンド PC 鋼材で圧着接合したプレストレストコンクリート十字形部分架構の力学特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.2，2016 年 7 月，pp.511-516.
- 6) American Concrete Institute. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (Metric). ACI318 M-14. 2014
- 7) 嶋田洋介，北山和宏：プレストレスト鉄筋コンクリート柱梁十字形部分架構における梁部材の各種限界状態，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.2，2011 年 7 月，pp.523-528.
- 8) Popovics, S. : A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curve of Concrete, Cement and Concrete Research, Vol. 3, No. 5, pp. 583-599, 1973