

論文 梁主筋に機械式定着を用いた PCa ト形接合部に関する実験的研究

中川 晴日*1・富田 耕基*1・芥 捷*2・石川 裕次*3

要旨: 本研究は実施設計を想定した配筋条件において、梁主筋定着に機械式定着具を使用した接合部一体型 PCa ト形接合部と一体打ちト形接合部の実験及び構造性能の比較検討を行った。現行の設計法に基づき接合部せん断強度を確保した上で、接合部降伏破壊の指標である接合部降伏強度低減係数 $\beta_j=1.09$ から 1.60 (柱梁曲げ強度比 2.04 から 2.89) の 5 体のト形接合部試験体により実験を行った。その結果、いずれも梁曲げ降伏後、大変形領域(実施設計変形レベルの 4 から 5 倍)まで安定した復元力特性を示した。但し、大変形領域において、曲げ降伏後の接合部降伏破壊に伴う接合部背面かぶりの破壊などの現象が確認された。

キーワード: プレキャスト, ト形接合部, 機械式定着具, 接合部降伏破壊, 等価粘性減衰定数

1. はじめに

現在の日本では、建設労働者人口が減少している。そのため、一般的な建築現場においても労働力の確保が厳しい時代となっている。その結果、現場での作業が少ないプレキャスト工法の適用範囲が拡大している。その事例として写真-1 を示す。これは、これまでの超高層 RC 造建物に適用されてきた接合部一体型 PCa 工法^(例えば 2) 3)を地上 5 階建ての集合住宅のプロジェクトに適用した事例である。本研究では、実施設計を想定した配筋条件において、梁主筋に機械式定着を用いた接合部一体型(串刺し型)PCa ト形接合部と一体打ちト形接合部 5 体(現行の設計指針⁴⁾による接合部せん断設計された試験体)の接合部実験を行い、その構造性能を比較検討を行った。加えて、鉄筋コンクリート造建物の保有水平耐力計算規準(案)⁵⁾に示された「接合部降伏破壊」の検討を行った。



写真-1 PCa 工法を採用した中高層集合住宅の事例¹⁾

表-1 試験体諸元

試験体	CJT1	PJT1	PJT2	PJA1	PJA2
想定破壊モード	梁曲げ降伏先行型				
コンクリート f_c	28.4[N/mm ²]				
工法	一体打ち	PCa	PCa	PCa	PCa
柱梁曲げ強度比 ^{*)} ($N_c=0$)	2.11		2.04	2.11	2.89
柱梁曲げ強度比 ^{*)} ($N_c=0.55$)	4.06		4.34($\eta=0.4$)	3.94	4.86
せん断余裕度 ^{2*)}	1.57		1.48		
$\Sigma A_w \cdot f_{tw} / \Sigma A_s \cdot f_y$ ^{3*)}	0.88		0.39	0.82	1.10
降伏強度低減係数 β_j ^{4*)}	1.34		1.09	1.31	1.60
せん断補強筋 (種別) [P_{pw}]	4×3-D6 (SD785) [0.30%] $f_{wy}=988.1$		4×3-D6 (SD345) [0.30%] $f_{wy}=437.8$	4×3-D6 (SD785) [0.30%] $f_{wy}=988.1$	4×4-D6 (SD785) [0.40%] $f_{wy}=988.1$
梁主筋 (種別) [P_s]	3+2-D16 (SD390)[0.95%] $f_y=430.7$ [N/mm ²]		3+2-D16 (SD390)[0.95%] $f_y=458.9$ [N/mm ²]		
梁主筋定着具	PN		SP		
せん断補強筋 (種別) [P_{pw}]	3-D6@50 (SD785)[0.63%] $f_{wy}=988.1$ [N/mm ²]				
シアスパン比(M/QD)	3.28				
梁主筋 (種別) [P_s]	8-D16 (SD390) [0.99%]		8-D16 (SD390) [0.99%]	12-D16 (SD390) [1.49%]	
せん断補強筋 (種別) [P_{pw}]	3-D6@50 (SD785) [0.48%]	3-D6@50 (SD785) [0.48%]	3-D6@50 (SD785) [0.48%]	4-D6@50 (SD785) [0.53%]	
柱軸力比: $\eta=N/(BDF_c)$	0~0.55(但LPJT2は0~0.40)				

*) 接合節点回りの曲げ強度比(ACIストレスブロック式)

$N=0$ 時: 上柱と下柱での軸力の違いを考慮

2*) 靱性指針式($\phi=0.85$)

3*) 接合部せん断補強筋強度/引張側主筋強度

4*) 接合部降伏による強度低減係数(保有水平耐力計算基準式)

2. 実験概要

2.1 実験変数・試験体

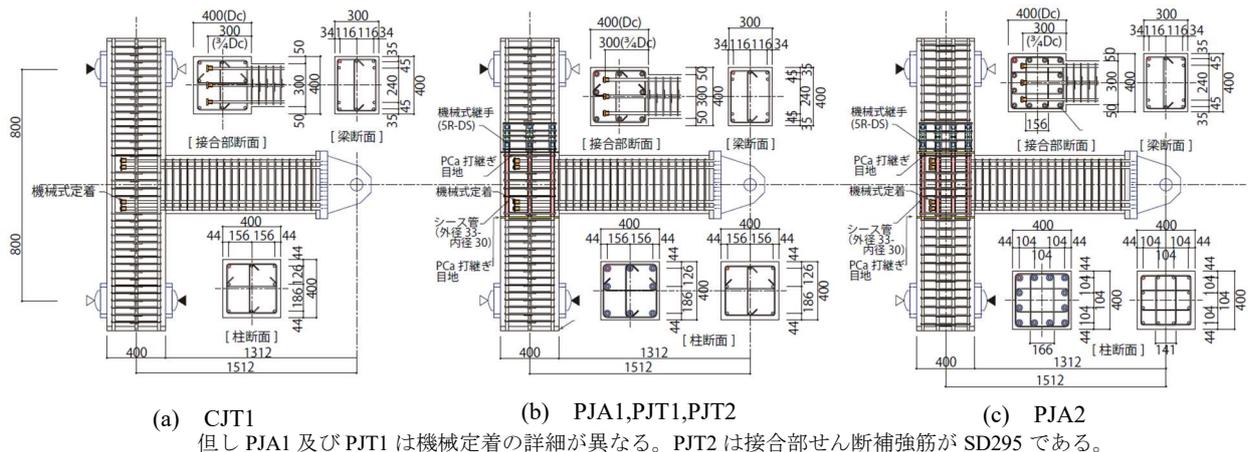
図-1 に試験体形状、図-2 に機械式定着具詳細及び配筋詳細を、表-1 に試験体諸元を示す。実施設計を鑑み、試験体は実大の約 1/2 スケールのト形接合部試験体 5 体を設定した。試験体形状は梁及び柱断面の大きさは同一だが、配筋は試験体によって異なる。試験体の梁主筋定着には機械式定着を使用した。PJT1, PJT2 及び CJT1 にはプレートナット(東京鉄鋼製), PJA1, PJA2 にはスクリューププレート(朝日工業製)を使用した。柱主筋及び梁主筋はD16(SD390)を使用し、接合部せん断補強筋はPJT2 のみ SD345 を使用し、それ以外の試験体には高強度せん断補強筋 SD785 を使用した。

各試験体は以下のように設定した。CJT1 を一体打ち試験体(基準試験体)とし、PJT1 は PCa 接合部試験体(PCa 基

*1 芝浦工業大学大学院 理工学研究科建設工学専攻 修士課程 (学生会員)

*2 横浜国立大学大学院 都市イノベーション学府建築都市文化専攻 博士課程前期

*3 芝浦工業大学 システム理工学部環境システム学科教授 工博 (正会員)



(a) CJT1 (b) PJA1, PJT1, PJT2 (c) PJA2
 但し PJA1 及び PJT1 は機械定着の詳細が異なる。PJT2 は接合部せん断補強筋が SD295 である。

図-1 試験体図

準試験体)として位置づけた。両試験体は同一配筋, 同一コンクリートを使用し, 構造計算上も同一耐力, 同一変形性能を有する。PJT2($\beta_j=1.09$ 試験体)においては接合部せん断補強筋を普通強度とし, PJT1 に比べ接合部強度低減係数(β_j)を 1.09 とした試験体である。PJA1 は PCa 接合部試験体(機械式定着具の比較試験体)として PJT1 と同一配筋であるが, 梁主筋及び機械式定着具(種別は同一)の機械式定着技術認証を有する製造メーカが異なる試験体として設定した。最後に PJA2 は β_j を 1.60 とした PCa 接合部試験体($\beta_j=1.60$ 試験体)として, PJA1 の柱主筋量の 1.5 倍とし(柱主筋以外の配筋は同一), 柱梁曲げ強度比を 2.89 とした試験体である。

表-1 に示した余裕度及び各強度比は, 表中に示した材料試験結果に基づいて算出した値である。また, 接合部せん断余裕度は主筋降伏時の接合部せん断力に対する接合部のせん断強度の比, 柱梁曲げ強度比は柱と梁の危険断面が曲げ強度に至る時の接点位置の曲げモーメントの比($N=0$ 時:上柱と下柱の軸力の違いを考慮), β_j は接合部降伏破壊に伴う強度低下係数である。

接合部一体型 PCa 試験体(PJT1, PJT2, PJA1, PJA2)に使用したシース管には #1000 を使用した。また, 下 PCa 柱と接合部一体型 PCa の目地及び, 接合部内シース管と柱主筋間の隙間に充填した高強度無収縮グラウト(圧縮強度 $\sigma_B=123[N/mm^2]$)を使用し, 接合部一体型 PCa と上柱目地及びスリーブ継手に充填した高強度無収縮グラウト($\sigma_B=94.7[N/mm^2]$)を使用した。

2.2 荷重方法

図-3 に加力装置を示す。柱軸力は外周構面のト形柱梁接合部を想定し, 変動軸力とした。変動軸力は層せん断力(梁せん断力)と連動させた(図-3 参照)。層せん断力 0 の時点で長期荷重時を想定し, 軸力比 0.15 からスタートし, 梁危険断面位置で梁曲げ終局強度(計算値)に圧縮軸力比が 0.55(PJT2 は 0.40)まで変動させた。負サイクル時には, MN 相関図上の傾きを変えずに軸力 0.03 まで変

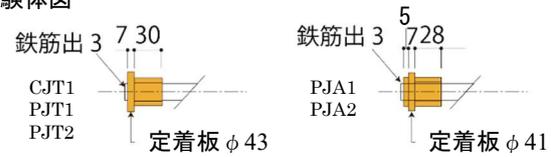


図-2 機械定着具詳細(SD390/D16 用)

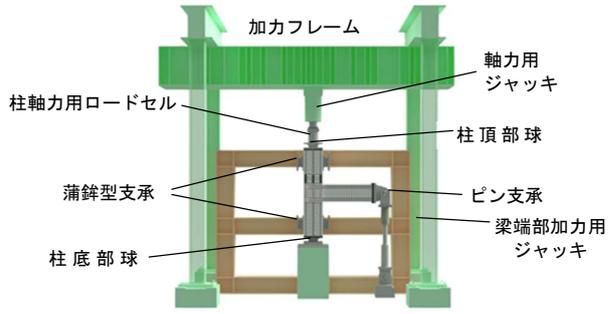


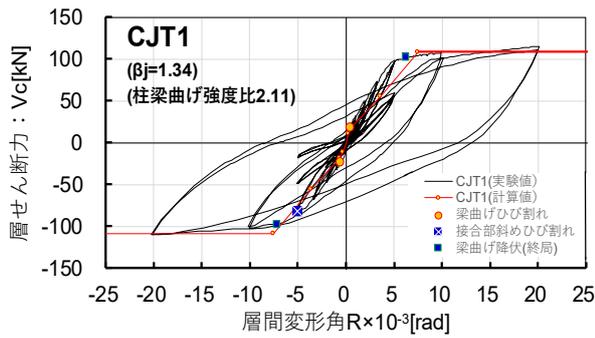
図-3 加力装置

動させた。荷重は梁端加力, 正負交番繰返し荷重とし, 荷重履歴は層間変形角 $R=\pm 1.0, \pm 2.0, \pm 3.3, \pm 5.0, (\pm 2.0), \pm 7.5, \pm 10, (\pm 5.0), \pm 15, \pm 20, (\pm 5.0), \pm 30, \pm 40, \pm 50 \times 10^{-3} [rad]$ の変位漸増荷重によって行った。0内は履歴特性を把握するための各変形後の小変形サイクルである。

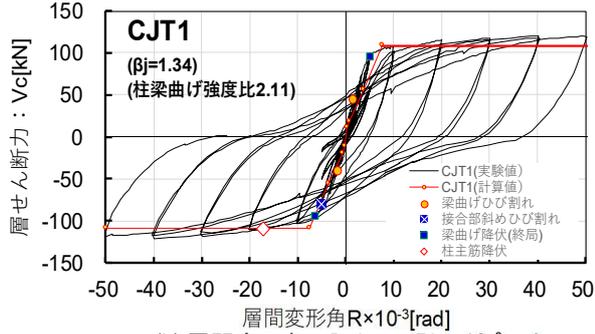
3. 実験結果

3.1 主な実験結果

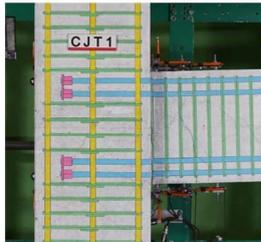
主な実験結果として, 主として実施設計レベルの検討用と, 試験体が保有する終局的な構造性能の検討用に層間変形角 $R=-20 \times 10^{-3}, -50 \times 10^{-3} [rad]$ までの各試験体の層せん断力-層間変形角関係及び, それぞれの変形レベルにおける破壊状況の写真を図-4 から図-8 に示す。図中には梁曲げ終局強度時の層せん断力(計算値:文献 4)に示されている ACI ストレスブロックに基づく曲げ終局強度式及び菅野式に基づき算定した骨格曲線を併記した。骨格曲線の算定においては現行の保有水平耐力計算規準(案)⁹⁾に基づいて算定した。ここでは接合部を剛域として, 柱及び梁部材長さの剛域入り込み(各部材成 1/4)を考慮して算定した値である。



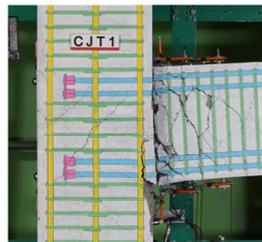
(a) 層間変形角 $R=0 \sim \pm 20 \times 10^{-3} \text{rad}$



(b) 層間変形角 $R=0 \sim \pm 50 \times 10^{-3} \text{rad}$

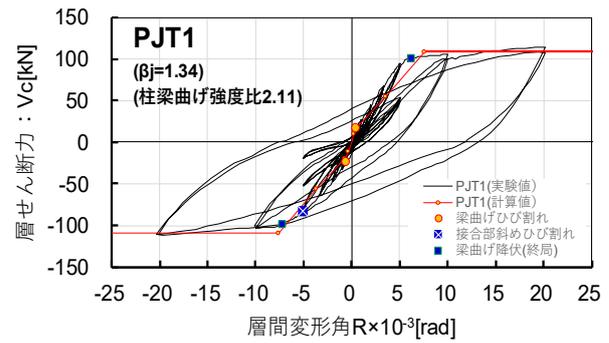


(c) 破壊状況 ($R=-20 \times 10^{-3}$)

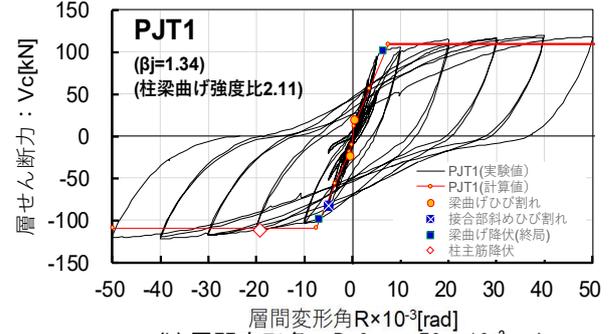


(d) 破壊状況 ($R=-50 \times 10^{-3}$)

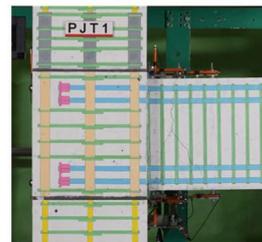
図-4 CJT1 実験結果



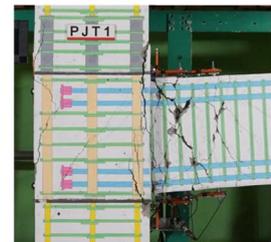
(a) 層間変形角 $R=0 \sim \pm 20 \times 10^{-3} \text{rad}$



(b) 層間変形角 $R=0 \sim \pm 50 \times 10^{-3} \text{rad}$



(c) 破壊状況 ($R=-20 \times 10^{-3}$)



(d) 破壊状況 ($R=-50 \times 10^{-3}$)

図-5 PJT1 実験結果

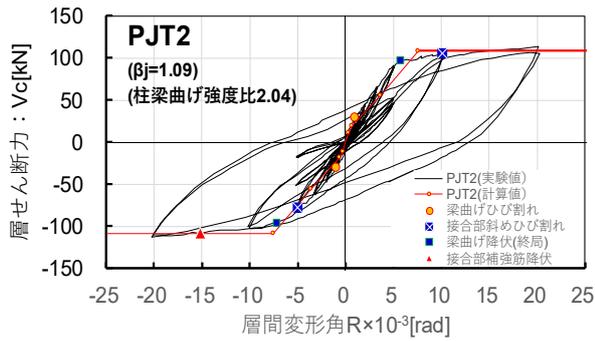
(1) CJT1 (基準試験体) 図-4 参照

CJT1 は、全試験体の基準となる試験体であるが、梁曲げ降伏後、層間変形角 $R=\pm 50 \times 10^{-3} \text{[rad]}$ まで耐力発揮せず、接合部降伏破壊には至らなかった。ただし、図-4(d)に示したように、 $R=\pm 50 \times 10^{-3} \text{[rad]}$ の大変形時においては、梁危険断面から $1.0D(D:\text{梁成})$ 梁部ヒンジ領域がスライディングシア破壊(破壊形式は文献 6)参照)の様相を呈し、梁端部が平行四辺形に変形する現象が見られた。実施設計レベルの変形領域 $R=\pm 20 \times 10^{-3} \text{[rad]}$ までにおいては、図-4(a)に示すように、 $R=\pm 1.0 \times 10^{-3} \text{[rad]}$ までに梁危険断面位置において梁曲げひび割れが観測された。その後、 $R=\pm 5.0 \times 10^{-3} \text{[rad]}$ までに、梁危険断面位置の引張側梁主筋(1段筋)が降伏歪みに達し、 $R=\pm 10 \times 10^{-3} \text{[rad]}$ までに梁主筋(2段筋)も降伏歪みに達し、梁曲げ強度に達した。この時点で接合部内の梁主筋定着具周辺から斜めひび割れが発生し、接合部斜めひび割れも形成された。但し、接合部ひび割れ幅は 0.04mm 程度であり、除荷時にはひび割れ幅が目視では確認できないくらいまで閉じる状態であった。その後、変形の増大と共に梁端部に塑性ヒンジ領域が形成され、接合部領域のひび割れ幅の拡大は、 $R=\pm 30$

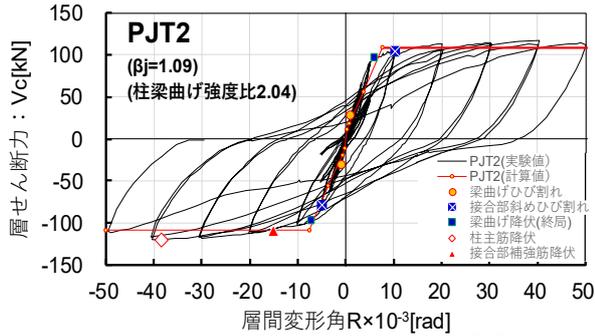
$\times 10^{-3} \text{[rad]}$ のサイクルにおいても、 0.1mm 未満に留まり、柱梁接合部の変形が梁端部の塑性ヒンジ領域に集中した。図-4(b)に示したように大変形レベル(実施設計上の層間変形角を $R=\pm 10 \times 10^{-3} \text{[rad]}$ とすると)の約 5 倍に相当する $R=\pm 50 \times 10^{-3} \text{[rad]}$ のサイクルにおいて、スライディングシア破壊⁶⁾に至った。

(2) PJT1 (PCa 基準試験体) 図-5 参照

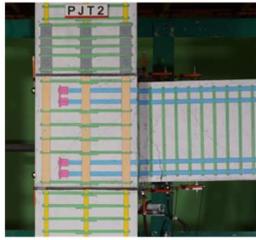
PJT1 は、CJT1 と同じ配筋を有する PCa ト接合部試験体である。梁曲げ降伏後、層間変形角 $R=\pm 50 \times 10^{-3} \text{[rad]}$ までほぼ耐力を維持し、接合部降伏破壊には至らなかった。但し、図-5(d)に示したように、 $R=\pm 50 \times 10^{-3} \text{[rad]}$ のサイクルでは、圧縮側梁主筋の接合部内の定着具周辺においてコンクリートを押し出し、柱主筋を局部的に変形することでト形接合部の背面かぶりコンクリートとコア部が割裂するコンクリートの損傷が見られた。この時点で高強度鉄筋 SD785 を使用した接合部せん断補強筋は降伏には至っておらず、接合部降伏破壊には至らなかったと考えられる。 $R=\pm 50 \times 10^{-3} \text{[rad]}$ 時には CJT1 と比べると顕著ではなかったが、梁端部において、スライディングシア破壊⁶⁾の現象が見られた。



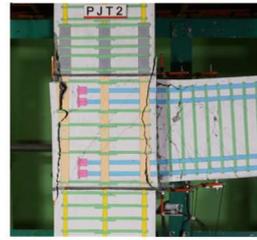
(a) 層間変形角 $R=0\sim\pm 20\times 10^{-3}\text{rad}$



(b) 層間変形角 $R=0\sim\pm 50\times 10^{-3}\text{rad}$

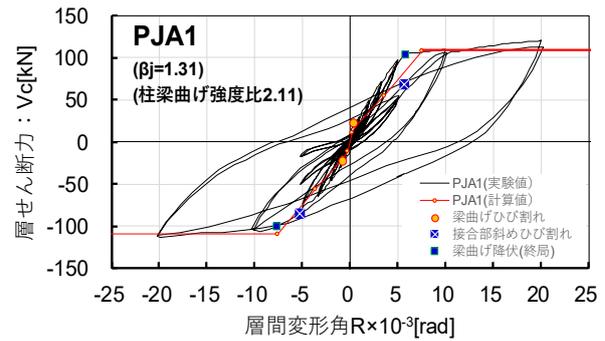


(c) 破壊状況 ($R=-20\times 10^{-3}$)

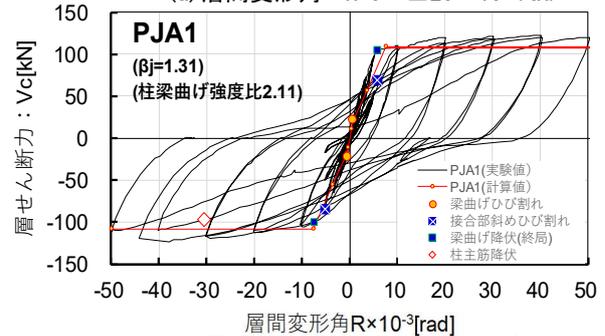


(d) 破壊状況 ($R=-50\times 10^{-3}$)

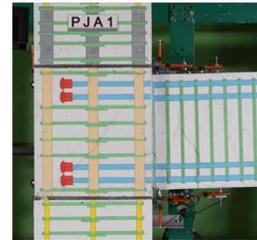
図-6 PJT2 実験結果



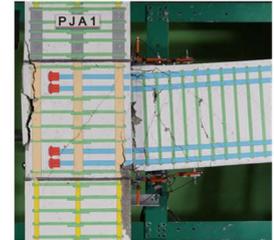
(a) 層間変形角 $R=0\sim\pm 20\times 10^{-3}\text{rad}$



(b) 層間変形角 $R=0\sim\pm 50\times 10^{-3}\text{rad}$



(c) 破壊状況 ($R=-20\times 10^{-3}$)



(d) 破壊状況 ($R=-50\times 10^{-3}$)

図-7 PJA1 実験結果

(3) PJT2 ($\beta_j=1.09$ 試験体) 図-6 参照

PJT2 は、PJT1 試験体と同様な配筋を有するプレキャスト接合部試験体であるが、接合部せん断補強筋にSD345を使用し、 $\beta_j=1.09$ としたが、梁曲げ降伏後に層間変形角 $R=\pm 40\times 10^{-3}\text{rad}$ までは PJT1 と同様な復元力特性を示した。一方で、層間変形角 $R=-15\times 10^{-3}\text{rad}$ 時に接合部中央位置の接合部せん断補強筋が降伏し、層間変形角 $R=-40\times 10^{-3}\text{rad}$ までに接合部内の梁上端筋及び下端筋で囲まれた接合部せん断補強筋が全て降伏すると共に、柱主筋の降伏が確認された。その後、 $R=-50\times 10^{-3}\text{rad}$ のサイクル時には、圧縮側梁主筋の接合部内の機械式定着具からの押し抜き力により、接合部の背面かぶりがコア部と分離する破壊現象が確認され、耐力が最大耐力に比べて 8%程度低下した。但し、接合部内の斜めひび割れの柱主筋沿いの伸展やひび割れ中の拡大は認められず、明確な接合部降伏破壊には至らなかった。

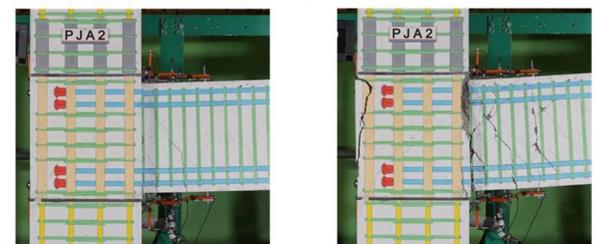
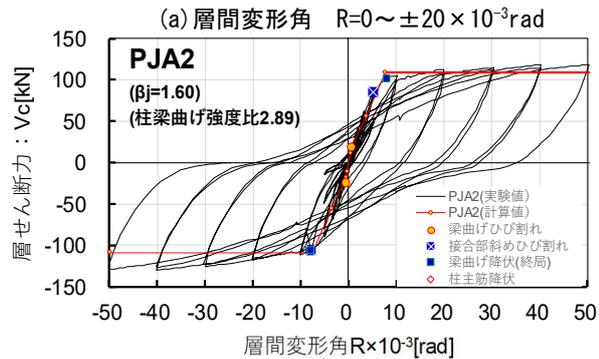
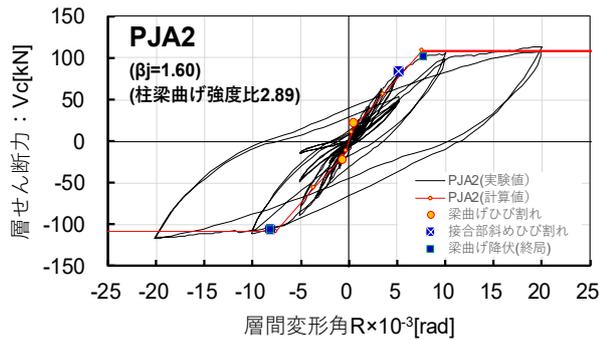
(4) PJA1 (機械式定着具比較試験体) 図-7 参照

PJA1 は、PJT1 と同様な配筋を有する PCa 接合部試験体であるが、梁主筋(鋼種は同 SD390 を使用)及び機械式定着具の製造メーカーが異なる。

層間変形角 $R=\pm 40\times 10^{-3}\text{rad}$ までは PJT1 と同様に梁曲げ降伏後に安定した復元力特性を示した。しかし、 $R=-40\times 10^{-3}\text{rad}$ を超えた変形領域において圧縮側主筋の接合部内の機械式定着具からの押し抜きにより、接合部背面かぶりがコア部と分離する破壊現象が確認され、 $R=-50\times 10^{-3}\text{rad}$ 耐力は最大耐力よりも 7%程度低下した。なお、 $R=-40\times 10^{-3}\text{rad}$ のサイクルでは、サイクルピーク時に破壊が進行したため、サイクルピーク点が $R=-45\times 10^{-3}\text{rad}$ まで変形角が増加した。

(5) PJA2 ($\beta_j=1.60$ 試験体) 図-8 参照

PJA2 は、PJA1 と柱主筋以外は同様な配筋を有する PCa 接合部試験体である。柱主筋が多く、柱梁曲げ強度比を大きくして接合部降伏強度低減係数 $\beta_j=1.60$ としたため、最終サイクルの層間変形角 $R=\pm 50\times 10^{-3}\text{rad}$ まで安定した履歴特性を示し、接合部降伏破壊には至らなかった。しかしながら、PJA1 と同様に $R=-50\times 10^{-3}\text{rad}$ までに耐力低下は見られなかったが、圧縮側梁主筋の接合部内の機械式定着具位置周辺から接合部背面かぶりの押し抜きにより、接合部の背面かぶりがコア部と分離する破壊現象が確認された。



(c) 破壊状況 ($R=-20 \times 10^{-3}$) (d) 破壊状況 ($R=-50 \times 10^{-3}$)
図-8 PJA2 実験結果

表-2: 骨格曲線特性値の実験値と計算値の比較

検討項目	試験体						
	CJT1 $\beta_j=1.34$	PJT1 $\beta_j=1.34$	PJT2 $\beta_j=1.09$	PJA1 $\beta_j=1.31$	PJA2 $\beta_j=1.60$		
梁曲げ ひび 割れ強度	実験値	ex.Vbc [kn]	-41.5	-24.1	-31.1	-25.3	-22.5
	計算値	cal.Vbc [kn]	-11.0				
初期剛性	実験値	ex.Ko [kN/mm]	32.2	60.0	38.0	45.2	50.8
	計算値	cal.Ko [kN/mm]	50.7				
梁曲げ 降伏 強度	実験値	ex.Vby [kN]	-94.3	-98.0	-96.4	-99.6	-105.9
	計算値	cal.Vbmu [kN]	-108.7		-114.6		
梁曲げ 終局強度	実験値	ex.Vbmu [kN]	-121.2	-121.9	-120.3	-129.5	-123.5
	計算値	cal.Vbmu [kN]	-108.7		-114.6		
梁曲げ 降伏点	実験値	ex.Rbmy $\times 10^{-3}$ [rad]	-6.32	-7.19	-7.25	-6.32	-7.63
	計算値	cal.Rbmy $\times 10^{-3}$ [rad]	-7.560		-7.558		
実/計	ex.Rbmu cal.Rbmu	0.84	0.95	0.96	0.84	1.01	

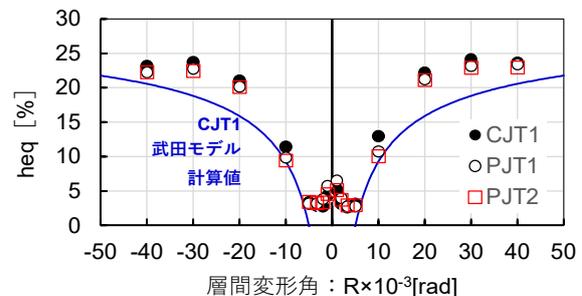


図-9 等価粘性減衰定数の比較 (CJT1, PJT1, PJT2)

4. 実験結果の検討

4.1 骨格曲線特性値の実験値と計算値の比較

図-4 から図-8 の図中に示した骨格曲線の特性値である梁曲げ降伏点及び曲げ終局強度点の実験値と計算値の比較を示す。尚、ここでは接合部周りの応力状態が相対的に厳しい負サイクル時の値に基づいて検討した。

梁曲げ降伏強度(計算値)は文献5)に従い算定し、コンクリートの引張強度は平均値式を用いて算定した。本実験では、試験体に水性ペイントを使用して塗装後に鉄筋配筋を描写した上で実験を実施し、ひび割れ観測の精度向上を図った。しかし、実験結果には大きなばらつきが見られた。初期剛性の実験値は梁ひび割れ点における割線剛性である。計算値は接合部領域を剛域として算定した結果である。初期剛性の実験値と計算値の比は0.64から1.18となった。一体打ち試験体 CJT1 に比べ、PCa 試験体の方が相対的に大きな初期剛性の値を示した。梁曲げ降伏強度(実験値)は、引張側の梁主筋1段筋及び2段筋が降伏した時点を梁曲げ降伏点として定め、計算値と比較した。梁曲げ降伏点と曲げ終局強度に基づき降伏点(実験値)の検討を行った結果、概ね実験値/計算値の比は、0.90 前後の値を示した。加えて、最大耐力(実験値)と曲

げ終局強度(計算値)との比は、1.08 から 1.12 の値となり、全試験体とも梁曲げ降伏強度を維持し、安定した履歴特性を示したことを確認した。

4.2 等価粘性減衰定数

本実験では、いずれの試験体も梁曲げ降伏後に大変形レベルまで紡錘形の履歴特性を示した。ここでは、同一配筋の一体打ちのCJT1、PCa接合部試験体のPJT1及び $\beta_j=1.09$ のPJT2の等価粘性減衰定数(実験値)の比較を、図-9に示す。図中には、CJT1の梁曲げ降伏点(実験値:引張側梁1, 2段筋降伏)を用い、塑性率を算定した武田モデル(算定方法は文献5)参照)によって算定した計算値を併記した。CJT1の等価粘性減衰定数の値が相対的にPJT1, PJT2よりも大きな値を示したが、いずれの試験体も武田モデル(計算値)を上回る等価粘性減衰定数を示し、いずれの試験体も適正な履歴特性を有していることを確認した。

4.3 接合部補強筋歪み分布

図-10に、CJT1, PJT1, PJT2 試験体の負サイクル大変形時の接合部補強筋歪み分布を示す。PJT2 試験体は圧縮側梁主筋位置の接合部補強筋が $R=-30 \times 10^{-3}$ [rad]時に降伏し、変形の増加と共に歪みが増加した。CJT1, PJT1は、

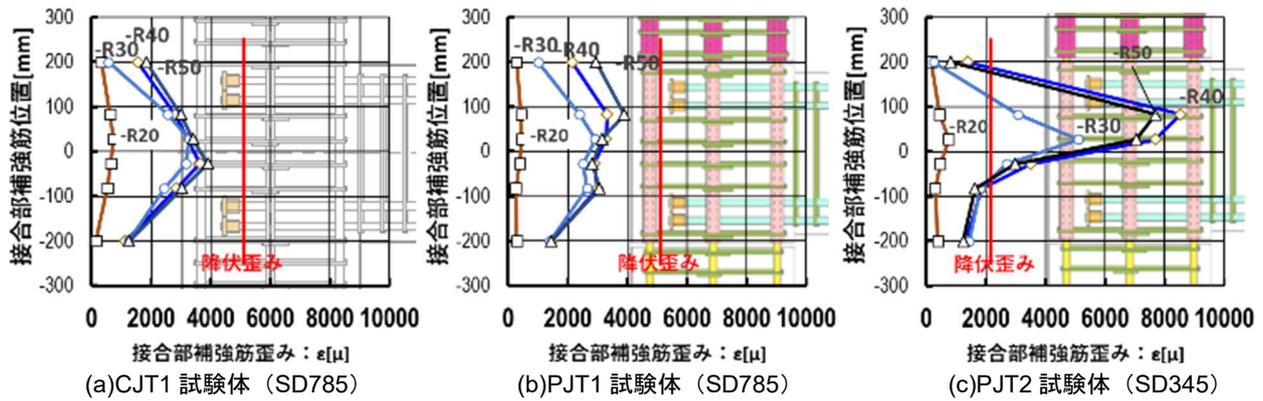


図-10 接合部補強筋歪み分布 (接合部補強筋種別)



写真-2 最終破壊状況の比較 (CJT1, PJT1, PJT2 試験体)

SD785 を使用していたため、4000 μ 前後まで歪みの増加が見られたが降伏には至らなかった。

4.4 最終破壊状況の比較

写真-2 に CJT1, PJT1, PJT2 の最終破壊状況を示す。損傷の大きかった PJT2 は、損傷コンクリート研り前後の状況を示す。最終破壊状況は、前述の図-10 の接合部補強筋歪み分布形状と対応することが確認された。R = -50×10^{-3} [rad] 時に耐力が低下した PJT2 では、梁上段筋の接合部内定着部周辺の接合部背面かぶりコンクリートが面外に押し出され、シース管が露出するまで背面かぶりコンクリートの損傷が見られた。

5. まとめ

本研究では、梁主筋に機械式定着を用いた接合部一体型 PCa 及び一体打ちト形接合部 5 体 ($\beta_j=1.09 \sim 1.60$ 、柱梁曲げ強度比: 2.04~2.89) の接合部実験を行った結果、以下の知見を得た。

- 1) 接合部一体型 PCa ト形接合部は、一体型ト形接合部と同等な構造性能を有することを確認した。
- 2) 梁主筋に機械式定着を用いたト形接合部 ($\beta_j=1.09$) においても、層間変形角 $R=40 \times 10^{-3}$ [rad] (実施設計レンジの約 4 倍) まで良好な復元力特性を示した。
- 3) 一部の試験体において層間変形角 $R=40 \sim 50 \times 10^{-3}$ [rad] の大変形領域において塑性化した梁主筋の押抜きによる接合部背面かぶりコンクリートの損傷が生じた。

謝辞

本研究は、(一社) ニューテック研究会に設置された「機械式定着工法研究委員会 (委員長: 前田匡樹東北大学教授)」の研究の一部として行われたものである。実験遂行に当たって委員の方々や、朝日工業株式会社並びに、東京鉄鋼株式会社の方々より貴重な助言と支援を頂いた。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 「5 階建てでも PCa で採算確保 (15 種類の共通部材に絞り込む)」: 日経アーキテクチャー, 2015-7-25 号
- 2) 石川裕次: プレキャスト鉄筋コンクリート構造の動向 (プレキャスト RC による建築物高度化の最前線), 2017 年日本建築学会 PD (RC 構造), 2018.9
- 3) 石川裕次, 上田博之, 奥出久人ほか: 接合部一体型柱・梁接合部の力学性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, 2004.7
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990.11
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造保有水平耐力計算基準(案)・同解説, 2016.4
- 6) Paulay, T., R. Park and M.J.N. Priestley: Reinforced Concrete Beam-Column Joints Under Seismic Actions, ACI Journal, Vol.75, pp.585-593, 1978.1