

# 論文 上下階で柱断面が異なる RC ピロティ柱梁接合部における柱主筋および梁主筋の定着

花井 伸明<sup>\*1</sup>・市之瀬 敏勝<sup>\*2</sup>・勅使川原 正臣<sup>\*3</sup>・白川 敏夫<sup>\*1</sup>

**要旨**：本研究では、1階柱断面が上階柱断面より大きくなるピロティ柱梁接合部について、壁下の枠梁の曲げ強度と梁せい（1階柱主筋の定着長さ）をパラメータとして載荷実験を行い、筆者らによる既往の提案式を満たすことで接合部破壊が防止できるか否かについて検証した。また、1階柱が室外側に拡張する場合、梁の上端筋の定着破壊を防止しうる配筋ディテールについても検討を行った。その結果、枠梁の曲げ強度を適切に確保することで1階柱主筋の定着破壊を防止することができた。また、柱を室外側に拡張する場合は梁の上端筋を最上階L形柱梁接合部に準じて定着すべきである。

**キーワード**：ピロティ、柱梁接合部、柱断面、定着長さ、L形接合部

## 1. はじめに

都市部の集合住宅では1階を店舗や駐車場として有効活用できるピロティ形式が多く採用されているが、1995年の兵庫県南部地震によりピロティ形式の建物が特に顕著な被害を受けた。そこで、ピロティといえども部分的に耐震壁を残し1階の層崩壊を許容しない設計が推奨されるようになったが、計画上どうしても全面的に壁を抜きたいケースもあり、2007年版の構造関係技術基準解説書<sup>1)</sup>では1階柱頭柱脚の曲げ降伏による層降伏機構も認められるようになった。その場合、1階は柱の曲げ耐力に期待して保有水平耐力を確保することとなるため、**図-1**のように柱断面が大きくなりがちであり、上階との柱断面に大きな差が生じる設計が散見される。

1階層降伏機構を形成するためには柱のせん断破壊や接合部の破壊が曲げ降伏に先行しないことが重要であるが、筆者らが過去に行った実験<sup>2)</sup>では、1階の柱断面が上階と著しく異なる場合に柱梁接合部において1階柱主筋が曲げ降伏前に定着破壊するという結果を得ている。

本研究では、1階柱断面が上階柱断面より大きくなるピロティ柱梁接合部について、筆者らの提案式<sup>2)</sup>（後述の式(1)）を満たした場合において接合部破壊が防止できるかどうか検証する。また、1階柱が室外側に拡張する場合、梁の上端筋の定着が問題になることも考えられるため、梁主筋の定着破壊を防止しうる配筋ディテールについても検討を行う。

## 2. 実験概要

本研究では、第1シリーズ、第2シリーズの実験を行った。第1シリーズでは1階柱の拡張する方向をパラメータとして1階柱主筋および梁主筋の定着について検討した<sup>3)</sup>。第2シリーズでは第1シリーズの結果を受け、梁

の曲げ強度と梁せい（1階柱主筋の定着長さ）をパラメータとして1階柱主筋の定着について検討した。

### 2.1 試験体

試験体の形状を**図-2**に示す。試験体はピロティ周辺架構の柱梁接合部を抜き出したものとし、縮尺は1/3相当とする。なお、試験部分の反対側の端部には反力を取るためのスタブ柱を設ける。鉄筋およびコンクリートの材料特性を**表-1**に示す。

#### (1) 第1シリーズ

試験体は4体計画した。共通因子を**表-2**に示す。柱、梁、壁はいずれの試験体とも共通とし、1階柱主筋は14-D10、2階柱主筋は10-D10、柱の帯筋は柱部□-D4@33、接合部□-D4@37.5、梁主筋は上下端筋とも6-D10、あばら筋は□-D4@50、壁筋は縦横ともD4@67ダブルとした。

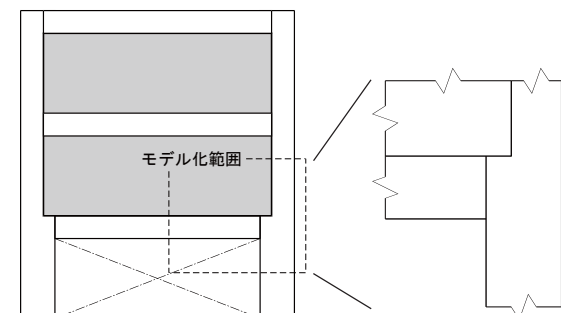
各試験体とも、筆者らが提案した次式<sup>2)</sup>

$${}_B M_u \geq \frac{L+{}_B D}{L} {}_{1C} M_u - {}_{2C} M_u \quad (1)$$

ここで、 ${}_B M_u$ ：梁の曲げ終局強度

$L$ ：1階柱のクリアスパン長さ  ${}_B D$ ：梁せい

${}_{1C} M_u$ ,  ${}_{2C} M_u$ ：1階, 2階の柱の曲げ終局強度



**図-1** 上下階で柱断面が異なるピロティ柱梁接合部

\*1 九州産業大学 工学部住居・インテリア設計学科准教授 博士（工学）（正会員）

\*2 名古屋工業大学 建築・デザイン工学科教授 工博（正会員）

\*3 名古屋大学大学院 環境学研究科教授 工博（正会員）

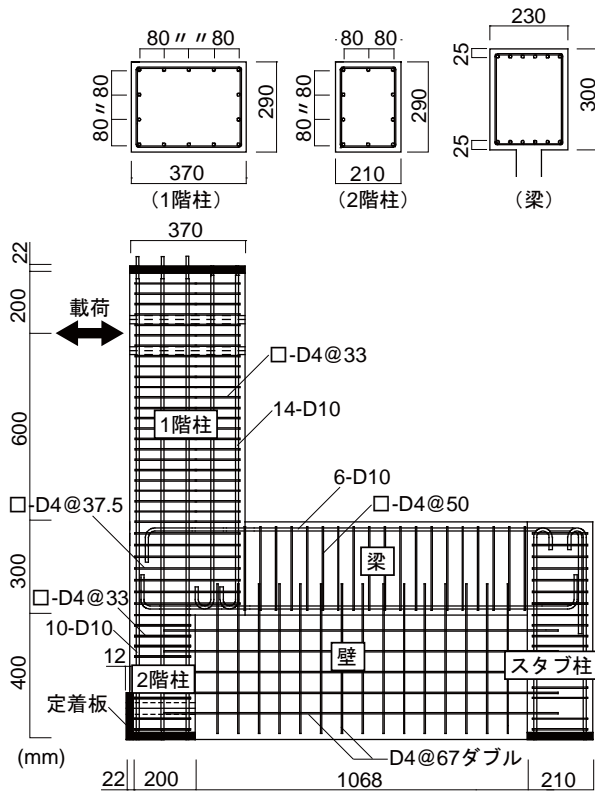


図-2 試験体形状 (No. 1, No. 1' 試験体)

表-1 鉄筋およびコンクリートの材料特性

鉄筋	種別	降伏強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
	D10 (SD295)	368 / 375	197 / 201
D4 (SD295)	338 / 380	188 / 187	
コンクリート	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	
	30.6 / 35.3	2.92 / 2.70	

※ 第1シリーズ/第2シリーズ

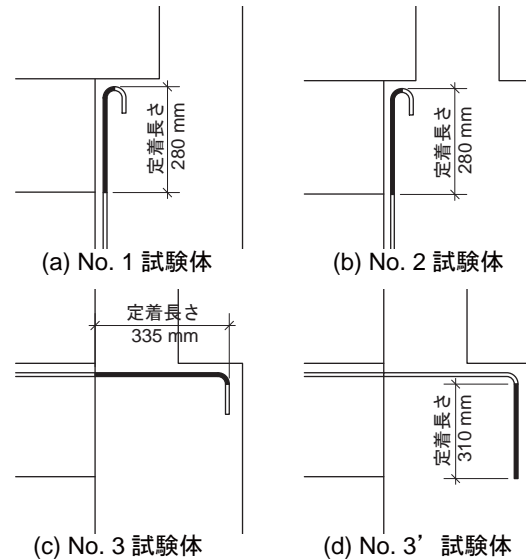


図-3 実験パラメータ (第1シリーズ)

表-2 共通因子 (第1シリーズ)

1階柱	$b \times D$ (mm)	290 × 370
	主筋	14-D10 ( $p_g = 0.93\%$ )
	帯筋	□-D4@33 ( $p_w = 0.29\%$ )
	${}_1cM_u$ (kNm)	41.8 (柱頭曲げ終局時せん断力 69.7 kN)
2階柱	$b \times D$ (mm)	290 × 210
	主筋	10-D10 ( $p_g = 1.17\%$ )
	帯筋	□-D4@33 ( $p_w = 0.29\%$ )
	${}_2cM_u$ (kNm)	16.7
梁	$b \times D$ (mm)	230 × 300
	上端筋	6-D10 ( $p_t = 0.67\%$ )
	下端筋	
	あばら筋	□-D4@50 ( $p_w = 0.24\%$ )
${}_bM_u$ (kNm)	38.8	
壁	壁厚 (mm)	80
	縦筋	D4@67 ダブル
	横筋	

を満たすように計画することとした。

柱および梁の曲げ終局強度は次式で算定した。

$$M_u = 0.5a_g\sigma_y g_1 D + \frac{ND}{2} \left( 1 - \frac{N}{bD\sigma_B} \right) \quad \text{: 柱} \quad (2)$$

$$M_u = 0.9a_f\sigma_y d \quad \text{: 梁} \quad (3)$$

ここで、 $a_g$ : 主筋の全断面積  $\sigma_y$ : 主筋の降伏強度  
 $g_1$ : 引張主筋重心と圧縮主筋重心との距離の全せいに対する比

$D$ : 柱せい  $b$ : 柱幅

$\sigma_B$ : コンクリート強度  $N$ : 軸力 (=0)

$a_t$ : 引張主筋の断面積  $d$ : 梁の有効せい

算定結果を表-2に併せて示す。

パラメータは図-3に示すように、No. 1試験体は室内側に拡張するように計画し、No. 2試験体は1階柱と2階柱の柱芯が通るように計画し、No. 3試験体は室外側に拡張するように計画した。梁主筋を90°標準フックによる折曲げ定着とした。またNo. 3'試験体はNo. 3試験体の梁主筋の定着を最上階外柱梁L形接合部に準じて90°折曲げとし、折り曲げた先の鉛直部分で直線定着とした。

## (2) 第2シリーズ

第1シリーズのNo. 1試験体を基本として3体計画した。No. 1'試験体はNo. 1試験体と同一仕様、No. 4試験体は梁主筋を減じて式(1)を満たさないように計画し、No. 5試験体は1階柱主筋の定着長さを短くするために梁せいを減じ、その代わりに梁主筋を増やして式(1)を満たすように計画した。No. 4, No. 5試験体のパラメータを図-4に示す。また、各試験体の梁の諸元を表-3に示す。柱および壁は第1シリーズと同様である。なお、No. 5試験体の1階柱主筋の定着長さはRC規準<sup>4)</sup>の必要定着長さを満たしている。

## 2.2 荷重方法

荷重方法は、実際の建物と上下を逆転して図-5右上に示す形状の自己釣合い型の荷重フレームに固定し、正負交番漸増荷重とした。正荷重時(開く方向)は、図-

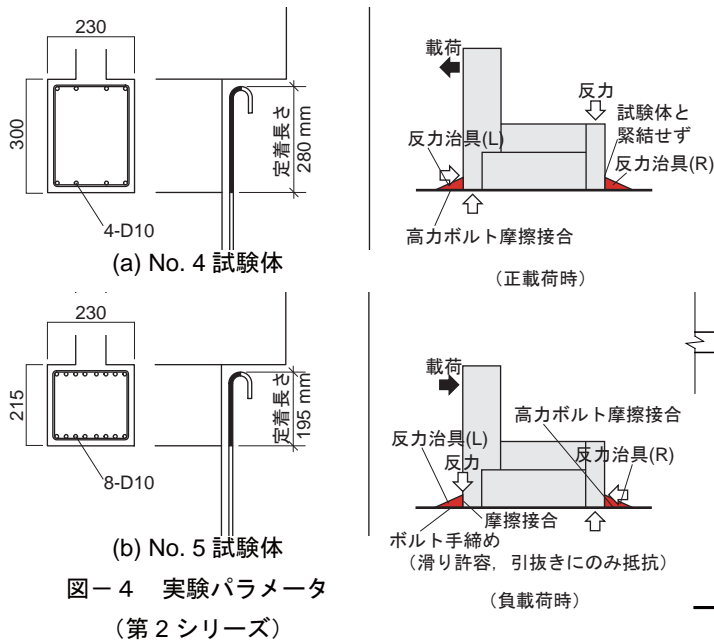


図-4 実験パラメータ  
(第2シリーズ)

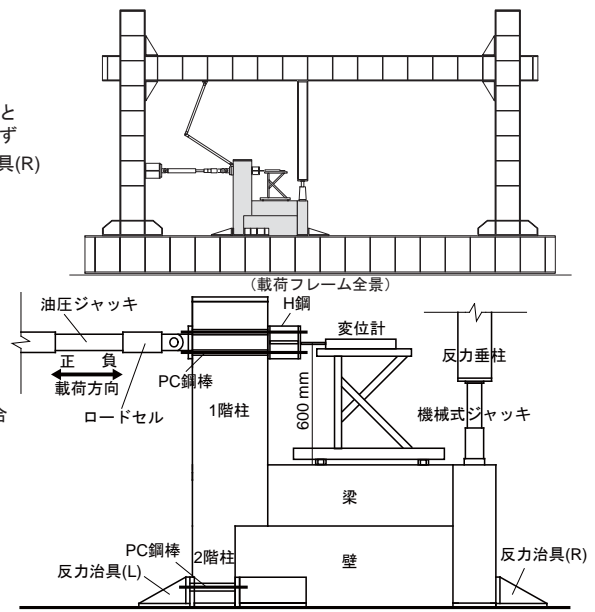


図-5 荷重方法

表-3 梁の諸元 (第2シリーズ)

試験体	No. 1'	No. 4	No. 5
$b \times D$ (mm)	230 × 300		230 × 215
上端筋	6-D10	4-D10	8-D10
下端筋	$(p_t = 0.67 \%)$	$(p_t = 0.45 \%)$	$(p_t = 1.30 \%)$
あばら筋	□ -D4@50 ( $p_w = 0.24 \%$ )		
${}_B M_u$ (kNm)	39.5	26.4	36.4

5に示す反力治具(L)を高力ボルトによる摩擦接合として水平反力を取り、機械式ジャッキにより浮き上がりに抵抗するようにした。負荷時(閉じる方向)は、反力治具(R)を高力ボルトによる摩擦接合として水平反力を取った。反力治具(L)は高力ボルトを手締めとして引抜きにのみ抵抗するようにし、試験体との間を試験体を貫通させたPC鋼棒により摩擦接合として浮き上がりに抵抗するようにした。

荷重スケジュールは、(1) ± 1/500 rad, (2) ± 1/200 rad, (3) ± 1/100 rad, (4) ± 1/67 rad, (5) ± 1/50 rad, (6) ± 1/40 rad, (7) ± 1/33 rad, (8) ± 1/25 rad, (9) ± 1/20 radとした(数字はサイクル番号)。

柱の軸力は導入しない。本実験では正荷重時の挙動について検討することを主目的とし、引張変動軸力と長期軸力が相殺されると考え、荷重のしやすさも考慮して軸力を省略することとした。

### 3. 実験経過

#### 3.1 第1シリーズ

荷重-変形角関係を図-6に示す。図中の破線は式(2)による1階柱頭曲げ終局時せん断力および $({}_B M_u + {}_{2c} M_u)$ を1階柱のせん断力に換算した値(いずれも曲げ強度をフェイス位置でのせん断力に換算)である。いずれの試

験体も柱主筋の定着破壊は生じなかった。荷重終了時の最終破壊状況を写真-1に示す(写真は実験時の向きではなく実際の建物の向きに合わせて掲載した)。

#### (1) No. 1 試験体

正荷重、負荷時とも±2サイクルで1階柱主筋が降伏した。これ以降パネルゾーンのひび割れが顕著に増加し、1階柱頭フェイスからパネルゾーンにやや入った位置に塑性ヒンジを形成し曲げ破壊に至った。±9サイクル終了後、+1/15 radおよび-1/10 radの荷重を追加で行ったが、顕著な耐力低下は見られなかった。

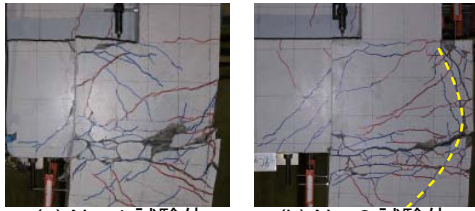
参考までに式(2)に代えてストレスブロック法で ${}_1 c M_u$ を算定すると(図中一点鎖線)、実験結果の最大耐力とより近い値となった。

#### (2) No. 2 試験体

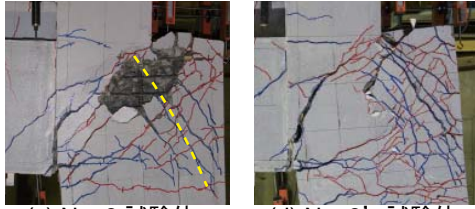
正荷重、負荷時とも±3サイクルで1階柱主筋が降伏した。+3サイクルでは、梁下端筋も降伏した。これ以降パネルゾーンのひび割れが顕著に増加した。正荷重により1階柱頭入隅を中心とした円を描くようなひび割れが生じた(写真-1(b)破線)。これは、1階柱の曲げせん断ひび割れと接合部内の圧縮束に沿ったひび割れが繋がり、さらに梁下端筋による掻出しひび割れが重なったものと考えられる。

#### (3) No. 3 試験体

-2サイクルおよび+3サイクルで1階柱主筋が降伏した。正荷重では、+5サイクルでパネルゾーンに圧縮束(写真-1(c)破線)に沿う斜めひび割れが生じ、その後のサイクルで顕著に増加した。±9サイクル終了時点で耐力低下が生じていなかったため追加で押し切り荷重を行ったが耐力低下に至らず、むしろ耐力が上昇した。荷重終了後、1階柱の圧縮側から3段目主筋が座屈していたが、

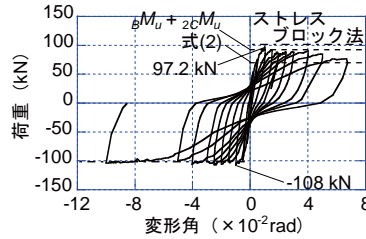


(a) No. 1 試験体 (b) No. 2 試験体

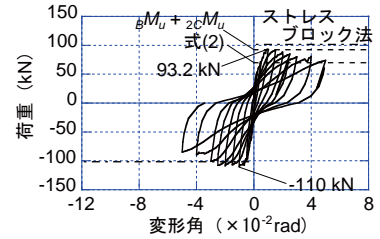


(c) No. 3 試験体 (d) No. 3' 試験体

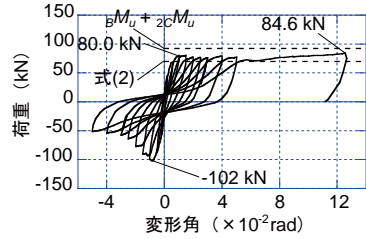
写真-1 最終破壊状況 (第1シリーズ)



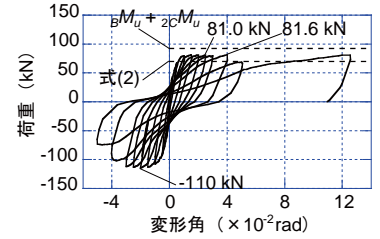
(a) No. 1 試験体



(b) No. 2 試験体



(c) No. 3 試験体



(d) No. 3' 試験体

図-6 荷重-変形角関係 (第1シリーズ)

同じく1段目主筋の座屈は見られず柱頭においてフックの延長方向のカバーコンクリートが押し出されていた。つまり、室外側に断面が大きくなった部分が圧縮応力をあまり負担しておらず、柱せいが2階柱と同程度の通し柱に近い状態となっていたと考えられる。また、No. 1, No. 2 試験体と大きく異なり、2階柱脚入隅と1階柱頭入隅をつなぐひび割れがクリティカルとなり破壊に至った。

負荷荷では、-3 サイクルで柱頭出隅周辺からの斜めひび割れが顕著に生じた。-4 サイクルで接合部の帯筋が降伏して耐力低下し、その後サイクルを重ねるごとに接合部の帯筋が1本ずつ降伏しそのたびに耐力低下が顕著となっていった。これは、梁上端筋が十分に定着されておらず、接合部の帯筋の引張力により耐力を保持している状態で帯筋の降伏に伴い接合部のせん断引張破壊に至ったものと考えられる。また、正載荷時より若干最大耐力が上昇しているが、正載荷では図-5の反力治具(L)で水平反力を取っているため、梁の中立軸が壁寄りに移動し、見かけ上梁に引張軸力が生じて式(1)の $B M_u$ が負載荷時より小さい分だけ差が生じていると考えられる。

#### (4) No. 3' 試験体

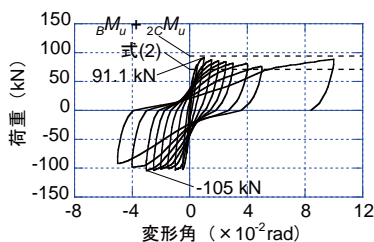
正載荷ではNo. 3 試験体とほぼ同様の挙動を示した。+3 サイクルで接合部内の梁側から1段目の主筋が降伏

し、梁ヒンジゾーンに曲げせん断ひび割れが生じた。+4 サイクルで1階柱頭において柱主筋が降伏した。+7 サイクルで柱頭出隅に圧縮束に沿う方向の縦ひび割れが生じ、+9 サイクルで梁あばら筋が降伏し耐力低下したが、±9 サイクル終了後に追加で押切り载荷を行ったところ、耐力が再上昇した。

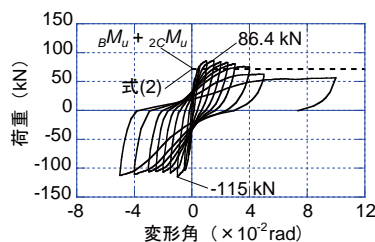
負荷荷では-5 サイクルで梁上端筋が降伏した。-8 サイクルで接合部の帯筋が降伏し、柱頭出隅部のひび割れが急激に増加した。No. 3 試験体に比べ梁上端筋をL形接合部に準じた定着方法とした結果、梁上端筋が降伏していることから、梁主筋が十分に応力を負担しており急激な耐力低下が生じなかったものと推測される。

#### 3.2 第2シリーズ

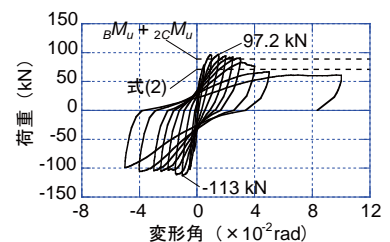
荷重-変形角関係を図-7に、载荷終了時の最終破壊状況を写真-2に示す。



(a) No. 1' 試験体



(b) No. 4 試験体



(c) No. 5 試験体

図-7 荷重-変形角関係 (第2シリーズ)



(a) No. 4 試験体 (b) No. 5 試験体

写真-2 最終破壊状況 (第2シリーズ)



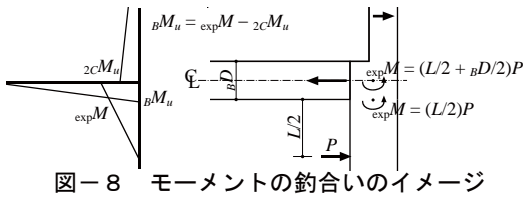


図-8 モーメントの釣合いのイメージ

(1) No. 1' 試験体

正載荷、負載荷とも±1サイクルで1階柱頭フェイス位置に曲げひび割れが生じ、±3サイクルで1階柱主筋が降伏した。±4サイクル以降、1階柱頭フェイス位置の曲げひび割れが開き始め、曲げ破壊に至った。±9サイクル終了後、+1/10 radの荷重を追加で行ったが、顕著な耐力低下は見られず、むしろ耐力が再上昇した。

(2) No. 4 試験体

正載荷、負載荷とも±1サイクルでパネルゾーン内の梁下端筋に沿う位置に曲げひび割れが生じ、+2サイクルおよび-3サイクルで1階柱主筋が降伏した。正載荷では+3サイクルで1階柱主筋のフック付近に掻出しひび割れが生じ、+5サイクル以降このひび割れが伸展した。+7サイクルまではパネルゾーンの曲げひび割れがクリティカルであったが、+8サイクル以降掻出しひび割れが開き、掻出し破壊に至った。±9サイクル終了後、+1/10 radの荷重を追加で行った。負載荷では耐力低下は見られなかった。

(3) No. 5 試験体

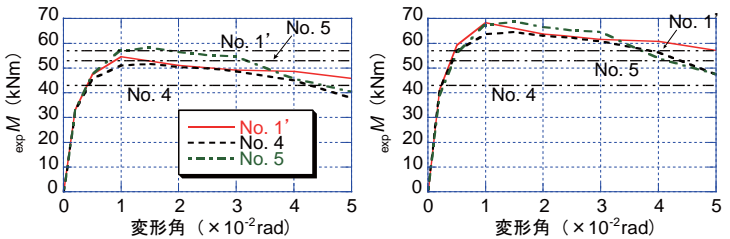
正載荷、負載荷とも±1サイクルでパネルゾーン内の梁下端筋に沿う位置に曲げひび割れが生じ、+3サイクルおよび-5サイクルで1階柱主筋が降伏した。正載荷では+2サイクルで1階柱主筋フック付近に掻出しひび割れが生じ、+3サイクル以降このひび割れが伸展、さらに+7サイクル以降開き、掻出し破壊に至った。±9サイクル終了後、+1/10 radの荷重を追加で行った。

本試験体は式(1)を満たすよう計画し1階柱主筋の定着長さもRC規準<sup>4)</sup>を満たしており、柱主筋の降伏状況からも定着長さは不足していないと考えられるが、梁せいを小さくし梁の主筋を増やした結果、梁主筋が完全に降伏せず、見かけ上式(1)を満たしていないのと同義となりNo.4と同様の破壊性状に至ったものと考えられる。

4. 柱主筋および梁主筋の定着に関する検討

4.1 柱を室内側に拡張した場合の1階柱主筋の定着

文献<sup>2)</sup>と同様に、1階柱頭の曲げモーメントは壁を無視した2階柱および梁の曲げモーメントとの和と釣り合うと仮定する(図-8)。このとき、2階柱の曲げモーメントの向きは壁側を引張と考える。なお、図中 $B M_u$ 、 $2c M_u$ 、 $exp M$ はそれぞれ梁の曲げ強度、2階柱の曲げ強度、



(a) 1階柱頭フェイス位置で考慮

(b) 梁材軸位置で考慮

図-9 1階柱の曲げモーメント-変形角関係

1階柱に生じている曲げモーメントである。1階柱の曲げモーメントを図-9に示す。図中、二点鎖線は梁および2階柱の曲げ強度の和( $B M_u + 2c M_u$ )を表す。1階柱の曲げモーメントを荷重点からフェイス位置の距離で考えた場合(図-9(a))、接合部破壊しなかったNo.1'試験体では1階柱の曲げモーメントが( $B M_u + 2c M_u$ )を下回った。一方、接合部破壊を生じたNo.4, No.5試験体では、1階柱の曲げモーメントが( $B M_u + 2c M_u$ )を上回った。

しかし、式(1)は荷重点から梁の材軸位置までの距離を考慮する係数を含んでおり、図-9(a)と整合しない。そこで、梁の材軸位置での曲げモーメントを考えた場合を図-9(b)に示す。図より接合部破壊をしなかったNo.1'試験体を含めすべての試験体で1階柱の曲げモーメントが( $B M_u + 2c M_u$ )を上回る結果となった。しかしながら、既往の実験<sup>2)</sup>によると、梁の材軸位置での1階柱曲げモーメントが( $B M_u + 2c M_u$ )と同程度であっても掻出し破壊を生じた例もあるので、安全側に考えることとして、1階柱の曲げモーメントを梁の材軸位置で考えるべきである。また、No.5試験体のように梁の引張鉄筋比が高く柱主筋の掻出し破壊が懸念される場合は、梁の曲げ強度算定に際し有効せいを圧縮縁まででなく柱主筋のフック先端までとすることも考えられる。

4.2 柱を室外側に拡張した場合の梁上端筋の定着

式(1)は文献<sup>2)</sup>において開く方向の荷重で1階柱主筋が定着破壊を生じたことを受けて提案したものであるが、No.3, No.3'試験体のように柱を室外側に拡張した場合、負載荷時に梁主筋の定着が問題となることが予想される。そこで、以下の検討も併せて行った。

No.3試験体は梁上端筋をNo.1, No.2試験体と同様に仕口面を定着起点として90°標準フックによる水平定着としている。一方、No.3'試験体はRC規準<sup>4)</sup>に規定する最上階L形柱梁接合部に準じて90°折り曲げた先の鉛直部分を定着長さとして直線定着とした。

No.3, No.3'試験体のひび割れ状況を図-10に示す。また、No.3, No.3'試験体の梁上端筋の図-11に示す位置で計測した鉄筋のひずみと変形角の関係を図-12に示す。図中の一点鎖線は降伏ひずみである。

No.3試験体は1階柱頭出隅に曲げせん断ひび割れが

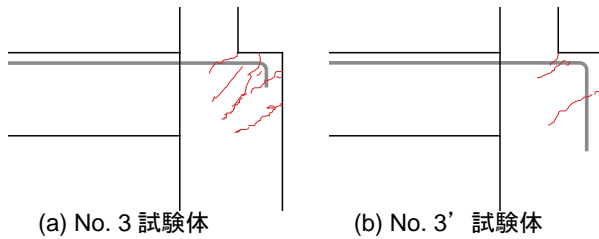


図-10 接合部出隅付近のひび割れ状況(No. 3, No. 3')

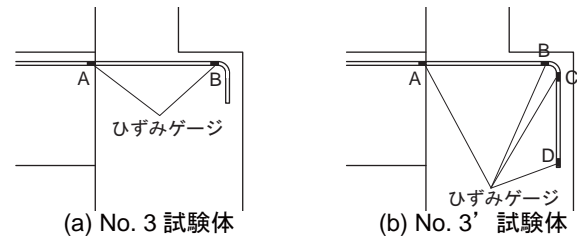
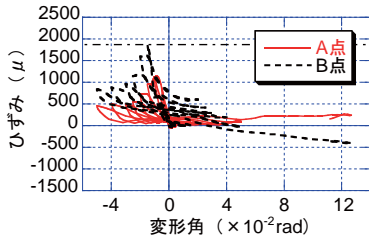
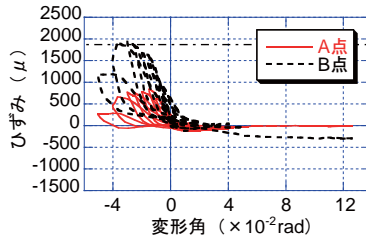


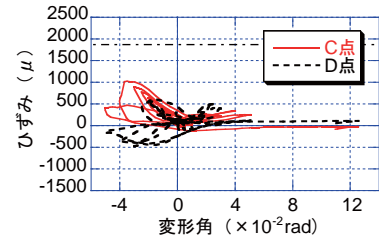
図-11 梁上端ひずみの測定点



(a) No. 3 試験体 AB間



(b) No. 3' 試験体 AB間



(c) No. 3' 試験体 CD間

図-12 梁上端筋ひずみ-変形角関係

多く生じており、図-12(a)(b)を比較するとNo. 3試験体の定着長さの部分の付着力が小さい。すなわち、No. 3試験体は梁主筋の定着が確保されておらず接合部内のせん断抵抗機構が上手く形成されていないことが分かる。それにより接合部内の横補強筋に過大な引張力が生じ、降伏に伴い耐力が急激に低下し、せん断引張破壊に至ったものと考えられる。一方、No. 3'試験体はNo. 3試験体と梁上端筋の定着方法が異なるだけでも拘らず、1階柱頭出隅のひび割れが少なく、耐力が上昇し破壊形状も異なる結果になった。図-12(b)(c)から梁主筋の水平投影部分(特に折曲げ始点)の応力負担が大きく、この区間および折曲げた先の直線定着長さの部分の付着力もそれなりにあることが分かる。すなわち、梁主筋の定着が確保されてせん断抵抗機構が形成され、横補強筋に過大な応力が生じなかったと考えられる。その結果、接合部のせん断破壊が抑制され、-8サイクルで横補強筋の降伏に伴って、曲げ降伏後せん断破壊を生じた。

以上の結果より、柱を室外側に拡張する場合において式(1)により設計する際には、枠梁の上端筋を最上階L形接合部に準じた定着方法とする必要がある。

## 5. まとめ

本研究により以下の知見が得られた。

- (1) 上下階で柱断面が異なるRCピロティ柱梁接合部において、柱主筋の定着長さがRC規準<sup>4)</sup>を満たしていれば、壁下の枠梁の曲げ強度を確保し式(1)を満たすことで柱主筋の定着破壊が防止できる。ただし、式(1)を適用するためには、梁が曲げ強度を発揮できるように梁の断面設計に配慮する必要がある。
- (2) 柱を室外側に拡張した場合において、梁上端筋の仕口面を定着起点として90°標準フックによる水平定

着とすると定着が十分に確保できず、閉じる方向に荷重を受けることにより接合部がせん断破壊する。この場合、RC規準<sup>4)</sup>に規定する最上階L形柱梁接合部に準じて90°折曲げた先の鉛直部分を定着長さとして定着すべきである。

## 謝辞

本研究の一部は、「平成23年度建築基準整備促進事業」の一環として建築研究所・名古屋大学・名古屋工業大学・九州産業大学・矢作建設工業・国土技術政策総合研究所の各機関共同で行ったものである。また、研究実施にあたり、九州産業大学平成23年度卒業生小林東君・三曳浩市君・渡邊浩司君、同平成24年度卒業生田子森翔平君・羅章輝君・渡邊善大君はじめ研究室所属の学生諸君の協力を得た。関係各位に謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2007 建年版建築物の構造関係技術基準解説書，2007
- 2) 花井伸明，後藤康明，市之瀬敏勝：断面が急変するピロティ柱梁接合部における柱主筋の定着性状，日本建築学会技術報告集，第15巻，第29号，pp. 143-146，2009.2
- 3) 花井伸明，勅使川原正臣，中村聡宏，市之瀬敏勝，高橋之，諏訪田晴彦，壁谷澤寿一，田口孝：RCピロティ柱梁接合部の強度と変形性能 その8 柱主筋および梁主筋の定着に関する実験，日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)，C-2，pp. 461-462，2012.9
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010