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

ANCHORAGE OF COLUMN REBARS WHERE COLUMN DEPTH GREATLY REDUCES AND STRUCTURAL WALL APPEARS

花井伸明 — * 1 後藤康明 — * 2
市之瀬敏勝 — * 3

Nobuaki HANAI — * 1 Yasuaki GOTO — * 2
Toshikatsu ICHINOSE — * 3

キーワード：
ピロティ, 柱梁接合部, 定着, 揺出し破壊, ストラット機構, モーメントの釣合い

Keywords:
Pilotis, Beam-column joint, Development, Raking-out failure, Strut mechanism, Equilibrium of moment

Experiments were carried out to examine the anchorage of column rebars for RC buildings with pilotis floor where the column depth greatly reduces. All the specimens failed in raking-out before the flexural yielding. It is important to avoid greatly reducing the column depth. When it is unavoidable to reduce the column depth; to transfer the column stresses to other members surely, note that: (1) the depth of beam over the pilotis floor should be as large as the column rebars are developable, (2) the beam bottom should be reinforced longitudinally enough.

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震では、多くのRC造ピロティ建物が被害を受けた。このことを教訓として、ピロティといえども部分的に耐震壁を残す等の対策が採られるようになった。しかし、計画上どうしても全面的に壁を抜きたいケースもあり、そのような場合には1階柱の断面が大きくなりがちである。

このようなケースにおいては、上階との柱断面寸法に大きな差が生じ、柱梁接合部近傍で断面を急激に絞ることとなる。その場合、不連続となる1階柱主筋をどのように処理するのが問題となる。通常、上下階の柱断面が異なる場合は、主筋を緩やかに折り曲げて通し配筋とすることが多いが、それはあくまで寸法差が軽微なときに限られ、寸法差が大きい場合は図1のように柱主筋を接合部内に定着することになる。しかしながら、そのようなディテールにおける応力伝達機構は不明である。

本報告では、安全性の観点から、断面が急変するピロティ柱主筋を柱梁接合部内に定着した場合の性状について実験的に検討する。なお、本報告は文献3)に新たな検討を加えて加筆したものである。

2. 実験概要

2.1 試験体

鉄筋およびコンクリートの材料特性を表1に示す。試験体は図2のような建物の1/4スケールを想定し、破線部分を抜き出した。試験体形状および配筋を図3に示す。柱および梁の主筋にはSD295のD10を用い、横補強筋および壁筋にはφ3の丸鋼を用いた。

試験体諸元を表2に示す。パラメータは梁主筋および梁せいとし、

図1 断面が急激に絞られる柱の主筋定着の例

図2 想定建物

表1 鉄筋およびコンクリートの材料特性

鉄筋		
種別	D10 (SD295)	φ3
降伏強度 (N/mm ²)	359	611
ヤング係数 (N/mm ²)	1.98×10^5	2.05×10^5
コンクリート		
圧縮強度 (N/mm ²)	32.6	
引張強度 (N/mm ²)	2.2	

柱断面および壁は3体とも共通として、基本となる試験体No.1は壁板を無視した梁の終局曲げモーメントが1階柱の0.9倍となるように設計した。No.2およびNo.3はともに、梁の終局曲げモーメントが1階柱の0.63倍となるように設計した。なお、柱の曲げ強度は軸力を0として算定した(後述)。梁せいは、1階柱主筋の投影定着長さ l_{dv} を次式¹⁾

*1 九州産業大学工学部建築学科 講師・博士(工学)
(〒813-8503 福岡市東区松香台2-3-1)

*2 北海道大学大学院工学研究科空間性能システム専攻 教授・博士(工学)

*3 名古屋工業大学建築・デザイン工学科 教授・工博

*1 Assistant Prof., Kyushu Sangyo University, Faculty of Engineering, Department of Architecture, Dr. Eng.

*2 Prof., Hokkaido University, Graduate School of Engineering, Division of Human Environmental System, Dr. Eng.

*3 Prof., Nagoya Institute of Technology, Department of Architecture and Design, Dr. Eng.

図3 試験体形状

表2 試験体諸元

試験体名		No.1	No.2	No.3
1 階 柱	$b \times D$ (mm)	200 × 250		
	主筋	16-D10 ($p_x = 2.27\%$)		
	帯筋	4-φ3@25 ($p_w = 0.57\%$)		
2 階 柱	$b \times D$ (mm)	200 × 150		
	主筋	6-D10 ($p_x = 1.42\%$)		
	帯筋	2-φ3@25 ($p_w = 0.28\%$)		
梁	$b \times D$ (mm)	140 × 200	140 × 150	
	主筋	上端筋	4-D10 ($p_t = 1.16\%$)	
		本数・径	6-D10	4-D10
	下端筋	本数・径	6-D10	6-D10
		p_t (%)	1.83	1.16
壁	あばら筋		2-φ3@50 ($p_w = 0.20\%$)	
	壁厚 (mm)		70	
	壁筋		縦横 φ3@50 ダブル ($p_w = 0.40\%$)	

$$l_{dv} = \frac{S\sigma_t d_b}{8f_b} \quad (1)$$

S : かぶり厚さによる係数

σ_t : 鉄筋の存在応力度 (= σ_y)

f_b : 許容付着応力度

d_b : 鉄筋の呼び名に用いた数値

により算定して決定した。なお、試験体 No.1 および No.2 は $S = 0.7$ 相当、No.3 は $S = 0.5$ 相当とした。

2.2 荷重方法

荷重は図4に示すように試験体を上下反転させ1階柱が上方に突き出るような状態で荷重装置に固定し、1方向漸増荷重とした。また、引張側柱を想定し、軸力は導入しなかった。

3. 実験結果

3.1 実験経過

荷重終了時の破壊状況を写真1に、柱せん断力-変形関係を図5に示す。なお、横軸の変形は図4に示す変位計の測定値である。

いずれの試験体もよく似た挙動を示した。変形1.8mm(変形角6/1000rad)で柱主筋のフック位置付近にひび割れが生じ、変形の進行に伴い伸展、梁にまで達し、これがクリティカルとなって

図4 荷重方法

挿出し破壊²⁾し終局に至った。変形7.2～10.5mm(変形角24～35/1000rad)の間で柱せん断力が一旦ピークを迎え、その後やや柱せん断力が低下した(以後、「柱せん断力が頭打ち」と表記する)。耐力は試験体 No.1 が最も大きく、次いで No.2, No.3 の順であった。

いずれの試験体も変形4.5～7.2mm(変形角15～24/1000rad)で、1階柱頭から0.5D付近にわずかに曲げひび割れが生じた他は曲げひび割れは生じなかった。試験体 No.1 では、変形9mm(変形角30/1000rad)でパネルゾーンにわずかにせん断ひび割れが生じたが、No.2, No.3 ではパネルゾーンのせん断ひび割れは生じなかった。

3.2 応力伝達機構

(1) ストラット機構

梁下端筋の引張力を T_b 、1階柱主筋の引き抜き力を T_c 、ストラットの角度を θ として、図6のようなストラット機構を考える。 T_b がすべて T_c と釣合うと仮定すれば、 $T_c = T_b \tan \theta$ となるはずである。

T_b 、 T_c をひずみゲージ(図3参照)の測定値と表1に示したヤング係数より算出した(便宜上、1本の鉄筋のひずみを以て鉄筋群のひずみとした)。 T_b 、 T_c と変形の関係を図7に示す。図中矢印は柱せん断力が頭打ちとなる点を、細い一点鎖線は梁主筋、柱主筋の降

(a) 試験体 No.1

(a) 試験体 No.1

(b) 試験体 No.2

(b) 試験体 No.2

(c) 試験体 No.3

(c) 試験体 No.3

写真 1 最終破壊状況

図 5 柱せん断力-変形関係

伏力を示す。図 7(a) を見ると、いずれの試験体も柱せん断力が頭打ちとなってまもなく梁下端筋が降伏し、 T_B が一定となる。一方、図 7(b) を見ると、柱せん断力が頭打ちとなる点を境に T_C が減少している。また、No.2 試験体の T_C は No.1 の 7 割程度、No.3 の T_C は No.1 の半分以下である。つまり、梁主筋が弾性範囲にあるうちは、当該梁主筋がストラットを介して柱主筋の抜け出しを抑え込んでいるが、梁主筋のひずみが増大するにつれその抑えが効かなくなって挿出し破壊を生じ、耐力が決定したと考えられる。

$T_C/T_B \tan \theta$ と変形の関係を図 8 に示す。なお、 $\tan \theta$ は次式

$$\tan \theta = \frac{{}_B d - ({}_B D - l_{dv})}{{}_C d - ({}_C D - l_{dh})} \quad (2)$$

${}_B d$: 梁の有効せい ${}_C d$: 1 階柱の有効せい

${}_B D$: 梁せい ${}_C D$: 柱せい l_{dh} : 梁下端筋投影定着長さ

で算定した。図より、試験体 No.1 と比較して梁せいの小さい No.3 では、 T_C の梁下端筋への応力伝達がしにくい。これは、ストラットの角度 θ が小さく（つまり、柱主筋とストラットのなす角度が大き）、ストラットに対する柱主筋の寄与が小さいためであると考えられる。

(2) モーメントの釣合い

写真 1 を見ると、いずれの試験体も大きな挿出しひび割れが 2 階柱の壁側の主筋位置より深くまで達しており、2 階柱の壁側の主筋に相当な引張力が生じていることが想像できるが、図 6 のストラット機構ではその影響が考慮されていない。図 8 によって実験結果がうまく説明できないのは、そのためであると考えられる。2 階柱主筋の引張力を考慮したストラット機構について釣合い条件を解く

図 6 ストラット機構

(a) T_B - 変形

(b) T_C - 変形

図 7 T_B , T_C と変形の関係

図 8 $T_C/T_B \tan \theta$ と変形の関係

図9 モーメントの釣合いのイメージ

は容易でないが、少なくとも、壁板がこの釣合い条件に寄与しないことは明らかである。

そこで、パネルゾーンにおける上柱、下柱と梁のモーメントの釣り合い条件を考えることによって、ストラット機構の代替とする。図9に示すように、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の和と釣合うと仮定する。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 $B M_u$ 、 $2 C M_u$ 、 $\exp M$ はそれぞれ、梁の曲げ強度、2階柱の曲げ強度、1階柱に生じている曲げモーメントを表す。2階柱の主筋は1階柱の主筋と通し配筋となっており、2階柱の壁側主筋は降伏しているものと仮定して2階柱の曲げモーメントを考える。1階柱の曲げモーメントは、図9右図のようにフェイス位置ではなくパネルゾーン中心周り、すなわち荷重点から梁材軸位置までの距離で考える。

1階柱の曲げモーメントを図10に示す。図中、細い一点鎖線は梁および2階柱の曲げ強度の和 ($B M_u + 2 C M_u$) を表す。試験体 No.2 と No.3 とでは、梁の曲げ強度が(偶然ではあるが)同じ値となり、2階柱は共通であるため、両試験体の ($B M_u + 2 C M_u$) をまとめて記した。

図より、試験体 No.1, No.2 では、1階柱の曲げモーメントと ($B M_u + 2 C M_u$) がほぼ一致している。すなわち、上述の仮定は概ね妥当である。このことは、言い換えれば、1階柱頭の曲げモーメントは2階柱および梁に分配される、つまり1階柱と2階柱の曲げモーメントの差分が梁の曲げモーメントと釣合うといえる。一方、試験体 No.3 では、1階柱の曲げモーメントが ($B M_u + 2 C M_u$) をやや下回る結果となった。これは、他の試験体と比べて柱の定着筋の定着長さが短く揺出し耐力が小さかったため、1階柱の曲げモーメントの2階柱および梁への伝達(特に梁への伝達)が十分になされなかったからであると考えられる。

以上の結果は、このような柱梁接合部近傍で柱断面が急激に減少するディテールにおいては、梁の曲げ強度が1階柱の曲げ強度をカバーし得るような梁断面とするとともに、1階柱の応力が梁に確実に伝達されるように鉄筋の定着を考慮することが重要であるということを示唆している。

4. 設計法の提案

上述の実験結果より、RC造ピロティ建物において1階と上階の柱断面が大きく異なる場合は、枠梁の下端筋を十分に配筋するとともに梁せいを大きくとって柱主筋の定着長さを確保するよう、設計で配慮することが求められよう。具体的には、1階柱の定着筋の定着長さを試験体 No.1, No.2 程度に確保すれば、本実験の範囲内では梁および2階柱の曲げ強度の和に相当する曲げモーメントを1階

図10 1階柱の曲げモーメント

柱柱頭(パネルゾーン中心位置)で負担できているので、接合部における定着破壊が1階柱の曲げ降伏より先行しないようにするためには1階柱主筋の必要定着長さを式(1)において $S=0.7$ として算定し、かつ、枠梁が下端引張となるときの曲げ強度 $B M_u$ が次式

$$B M_u \geq \frac{L + B D}{L} {}_{1C} M_u - 2 C M_u \quad (3)$$

L : 1階柱のクリアスパン長さ ${}_{1C} M_u$: 1階柱の曲げ強度を満足するように梁断面を算定すればよい。

5. まとめ

本実験により、以下の知見が得られた。

- (1) いずれの試験体も、1階柱が曲げ降伏する前に揺出し破壊を生じた。このような断面が急変するディテールは、できるだけ避けるべきである。
- (2) やむを得ず柱断面を急変させる場合、1階柱の応力を上階の部材に確実に伝達するため式(3)を満たすような設計とすべきである。ただし、式(3)の前提として、1階柱主筋をできるだけ奥に定着する必要がある。すなわち、柱主筋の定着長さ l_{dv} を梁せいの0.9倍程度に取るべきである。
- (3) 具体的には、次の2点に注意すべきである。
 - ・枠梁の下端に十分な量の主筋を配するとともに、梁せいを大きく取り、柱主筋の定着長さを十分確保する。すなわち、式(3)の左辺 $B M_u$ を大きくする。
 - ・2階柱の壁側に十分な量の主筋を配する。すなわち、式(3)の右辺 $2 C M_u$ を大きくする。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1999
- 2) 城攻，後藤康明，柴田拓二：RC柱梁接合部の内に定着される90°折曲げ筋の破壊モードと定着性能，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 15，No. 2，pp. 159-164，1993.6
- 3) 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，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-IV，pp. 345-346，2008.9

謝辞

本研究に際し、東京大学地震研究所教授・壁谷澤寿海博士には貴重なご助言を賜りました。また、九州産業大学卒研究生、刀根和也君・日高裕貴君・萬屋朋君の協力を得ました。ここに謝意を表します。

[2008年6月20日原稿受理 2008年9月1日採用決定]