

# 論文 柱を屋外側に拡張しハンチを有する RC ピロティ柱梁接合部の強度と破壊形式

河合 智訓<sup>\*1</sup>・高橋 之<sup>\*2</sup>・福山 洋<sup>\*3</sup>・市之瀬 敏勝<sup>\*4</sup>

**要旨：** 柱を屋外側に拡張し柱断面が急変する RC ピロティ構造物について、ハンチを有する柱梁接合部の強度と靱性の検証を目的として水平加力実験を行った。ハンチおよび斜め筋を施した試験体と無補強の試験体とを比較すると、初期剛性は 1.9 倍、最大耐力は正負載荷ともに 20% 程度向上した。正載荷では、計算耐力は危険断面位置を修正することによって最大耐力を評価できた。また、接合部内に十分に帯筋を配することの効果も確認できた。負載荷では、正載荷と同様に危険断面位置を修正することによって最大耐力を評価できた。また、実際のひび割れ状況から破壊面を想定した計算方法でも概ね耐力評価ができた。

**キーワード：** ピロティ構造, 柱梁接合部, 破壊モード, ハンチ, 斜め筋, 定着, 引張軸力

## 1. はじめに

著者らは昨年度、柱断面が急変するピロティ架構の柱型を屋外側に拡張した場合について報告した<sup>1)</sup>。柱梁接合部における斜めひび割れを伴う接合部破壊を避けるために接合部内に斜め筋を施した試験体を用い、柱梁接合部内での定着および応力伝達機構に関して検討を行った。しかし、期待した斜め筋の補強効果は確認できなかった。また、接合部内の帯筋の不足により斜めひび割れを抑制できず、正載荷において曲げ強度が低下した。

そこで本論では、上述の実験で課題となった斜め筋および接合部内の帯筋の 2 点に留意し、試験体を設計した。斜め筋について、補強効果を得るために接合部にハンチを設け、その中に斜め筋を通した試験体を用いる。接合部内の帯筋について、ひび割れ抑制効果を得るためにせん断補強筋比を大幅に増加する。さらに、圧縮軸力だけでなく引張軸力を導入し、大変形時の変動軸力を想定する。以上の補強等による影響に留意しながら、柱断面が急変するピロティ柱梁接合部の挙動を観察し、強度、靱性を確保するための設計条件を調べる実験を行った。

## 2. 試験体概要

本論では図-1 に示すように、ピロティ構造物の 1 階柱を屋外側に拡張した場合を想定した。試験体はピロティ構造物の接合部周辺を取り出したものである。スケールは 1/2 であり、加力の都合から図-2 のように想定する建物と上下を逆になっている。なお、スタブ柱 (500mm×500mm)

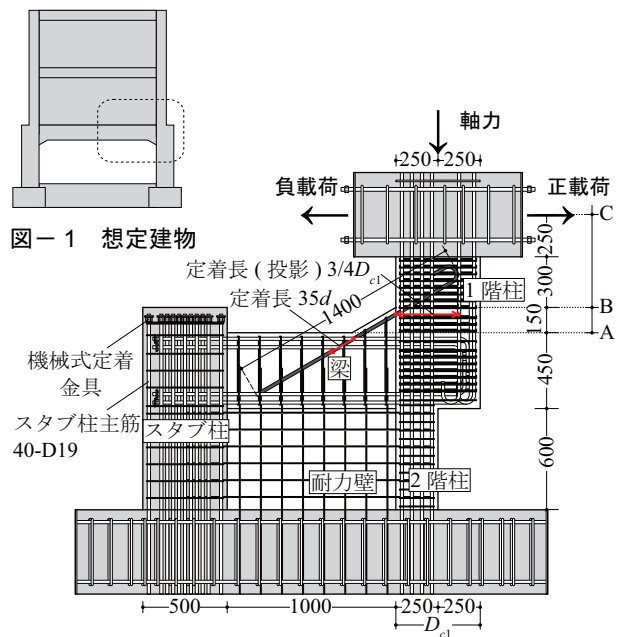


図-1 想定建物

図-2 試験体 O-ht

を設けたが、これは試験体全体の剛性を十分確保できるように設計した。

図-2 は試験体 O-ht の配筋を示している。耐力壁の長さは斜め筋が直線定着できるように設計した。表-1 に試験体のパラメータを示す。試験体は無補強の O-1t, ハンチと斜め筋を施した O-ht の 2 体である。各試験体の 1 階柱, 2 階柱および梁の断面図と柱梁接合部の詳細を図-3, 4 (a) ~ (d) に示す。図-3, 4 (b) より 1 階柱断面は非対称に配筋されているが、これは以下の理由からであ

表-1 試験体パラメータ

試験体	補強	梁上端 ( $p_t$ ) / 下端筋 ( $p_t$ )	あばら筋 ( $p_w$ )	1 階柱軸力比: 一定 / 変動 (正) / 変動 (負)
O-1t	無補強	12-D19 ( $p_t = 2.21\%$ ) / 12-D19 ( $p_t = 2.21\%$ )	6-D6@125 ( $p_w = 0.38\%$ )	0.08 / -0.20 / 0.23
O-ht	ハンチ筋	10-D19 ( $p_t = 1.82\%$ ) / 10-D19 ( $p_t = 1.82\%$ )	4-D6@125 ( $p_w = 0.26\%$ )	0.07 / -0.22 / 0.20

\*1 名古屋工業大学大学院生 (正会員)  
 \*2 名古屋工業大学 助教・博士 (工学) (正会員)  
 \*3 独立行政法人 建築研究所・工学博士 (正会員)  
 \*4 名古屋工業大学 教授・工学博士 (正会員)

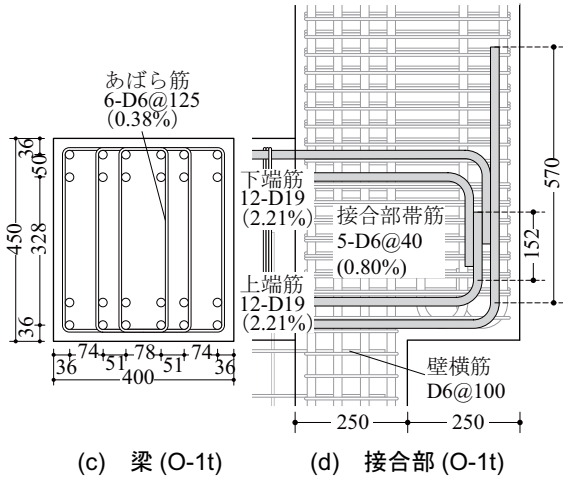
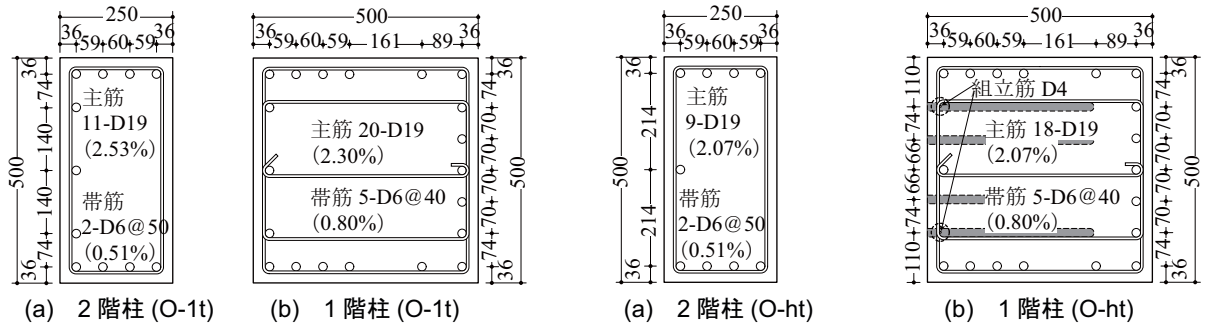


図-3 O-1t 試験体部分詳細

図-4 O-ht 試験体部分詳細

表-2 コンクリート材料試験結果

試験体	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (× 10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )
O-1t	25.5	2.31	2.48
O-ht	28.9	2.51	3.10

表-3 鉄筋材料試験結果

種類	鉄筋径	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (× 10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup> )
柱・梁主筋	D19	389	561	1.90
せん断補強筋	D6	373	553	1.85

る。まず、2階柱の直交方向に十分な曲げ強度を与えるためにD19を4本ずつ配筋した(図-3, 4(a)参照)。そして、2階柱主筋を通し配筋とし、1階柱は正負載荷で軸力0の時に曲げ強度が同程度となるように配筋した。

O-htには斜め筋(4-D19)が30度傾いて配筋してある。 $4\sin 30^\circ = 2$ よりこれが2-D19と同程度、曲げ強度に寄与すると考え、O-htの柱主筋では2-D19のかわりに組立筋2-D4を用いている。O-htに配筋した斜め筋(図-2参照)は1階柱内では180度フック定着とし、梁内では直線定着としている。図-3, 4(d)に示すように、梁主筋は接合部内では90度フック定着とし、柱スタブ内では機械式定着としている。接合部内に定着する柱主筋は180度フックとしている。梁主筋、あばら筋の配筋の違いについては、図-3, 4(c)および表-1を参照されたい。

使用したコンクリートと鉄筋の材料試験結果を表-2お

よび表-3に示す。柱・梁主筋、斜め筋はD19(SD345)を使用し、その他の柱帯筋および梁あばら筋、壁筋にはD6(SD345)を使用している。また、図-4(b)に示すように、鉄筋の組み立てのためにD4の鉄筋を使用しているが、これが試験体の強度に及ぼす影響は極めて小さいため、表-3には掲載しない。

### 3. 加力方法

載荷は昨年度<sup>1)</sup>と同様の加力装置を用いて、変位制御によって行った。層間変形角は加力点高さの水平方向変形を、加力点位置から1階柱頭までの距離700mmで除したものと定義した。載荷は層間変形角1/500, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/40, 1/33, 1/25, 1/20を正負交番で行う。

層間変形角1/200までは正負ともに500kNの圧縮軸力を、それ以降の変形では正方向は450kNの引張軸力、負方向は1450kNの圧縮軸力を、いずれも1階柱中心位置に負荷した(軸力比は表-1参照)。これらは、大変形時に転倒モーメントによって発生する軸力の変動を想定している。正負載荷での軸力の切り替えは層間変形角0の時にいった。なお、表-1に記載した正方向の軸力比(引張)では柱主筋の寄与分のみを考慮している。

### 4. 実験結果

#### 4.1 O-1t 試験体実験結果

O-1t試験体の荷重-変形関係を図-5に示す。同図中

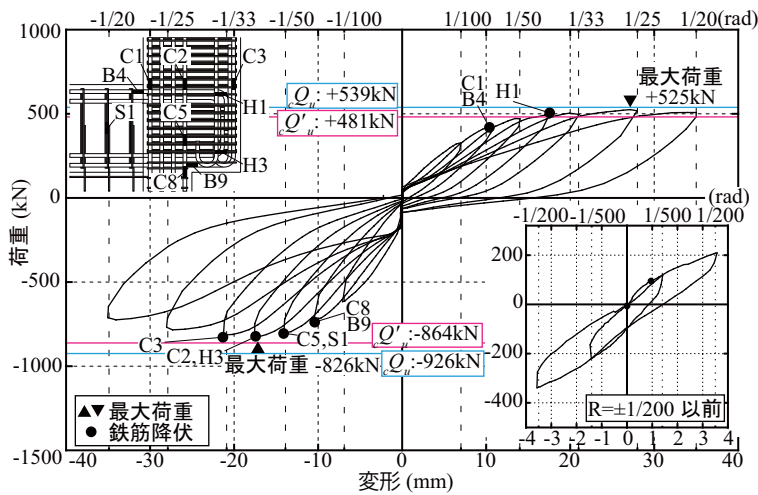


図-5 O-1t 荷重 - 変形関係

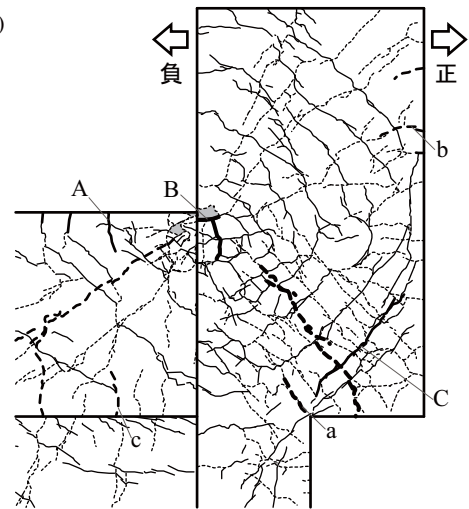


図-6 O-1t ひび割れ状況

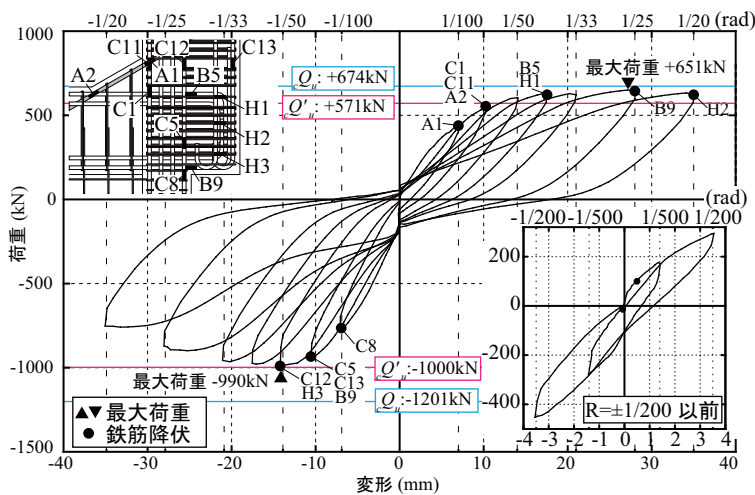


図-7 O-ht 荷重 - 変形関係

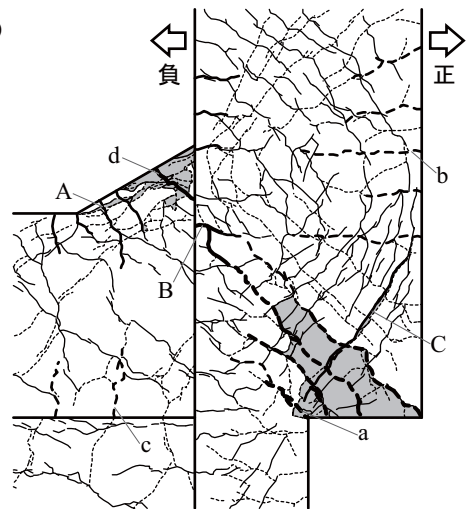


図-8 O-ht ひび割れ状況

には層間変形角  $\pm 1/200$  以前の結果を拡大したものが付加してあり、最大荷重と鉄筋に貼り付けたひずみゲージの位置およびその降伏時を示してある。なお、ひずみゲージは鉄筋を挟んで2枚貼ってあり、図中では平均値を用いている。同図中の  $Q_u$ 、 $Q'_u$  の定義等については次章で述べる。

ひび割れ状況を図-6に示す。図中の実線は正載荷時、破線は負載荷時、太線は特に卓越していたひび割れである。灰色の部分は剥落を示している。正載荷では  $R=+1/500$  の時、梁下端曲げひび割れA、1階柱曲げひび割れBが生じた。 $R=+1/200$  の時、接合部斜めひび割れC、梁のせん断ひび割れが生じた。 $R=+1/33$  の時、2階柱脚圧縮ひび割れが生じた。 $R=+1/25$  の時、Bのひび割れが2.2mmまで広がり、最大耐力+525kNを記録した。ひび割れ状況とひずみゲージの降伏状況から判断すると、破壊形式は1階柱頭曲げ破壊であった。

負載荷では  $R=-1/500$  の時、接合部斜めひび割れa、1階柱曲げひび割れb、梁上端曲げひび割れcが生じた。 $R=-1/200$  の時、1階柱せん断ひび割れ、梁せん断ひび割

れが生じた。 $R=-1/67$  の時、1階柱頭および梁端に圧縮ひび割れが生じた。 $R=-1/40$  の時、aのひび割れが1.1mmまで広がり、最大耐力-826kNを記録した。その後緩やかに耐力が低下した。ひび割れ状況から判断すると接合部破壊が顕著であった。また、ひずみゲージより最初に接合部内のC8、およびB9が降伏した。その後、接合部破壊による斜めひび割れaが接合部内に進展していくにつれて強度が上昇した。その結果、1階柱頭位置に貼り付けたひずみゲージのうち、屋外側のC3だけでなく、中央付近のC2も最大荷重時に降伏付近まで達した。つまり、柱頭曲げ破壊も同時に生じていたと考えられる。

#### 4.2 O-ht 試験体実験結果

O-ht 試験体の荷重 - 変形関係を図-7に、ひび割れ状況を図-8に示す。破壊過程の概略はO-1tと類似している。

O-1t との相異として正載荷では  $R=+1/500$  の時、梁下端ハンチ部分に曲げひび割れAが生じた。 $R=+1/25$  の時、1階柱曲げひび割れBが4.0mmまで広がり、最大耐力+651kNを記録した。破壊形式は柱頭曲げ破壊であった。

負載荷では  $R=-1/50$  の時、ハンチ部分に圧壊dが生じた。

さらにこの時、接合部斜めひび割れ  $a$  が 1.4mm まで広がり、最大耐力 -990kN を記録した。その後、圧壊  $d$  が大きく進展し、1 階柱拡張部分上部から接合部内に向かう複数の斜めひび割れ ( 図-8 中太破線 ) が顕著になった。破壊形式について、同様に接合部破壊が顕著であるが、柱頭曲げ破壊も同時に生じていたと考えられる。

O-1t と比較して初期剛性は 1.9 倍程度、最大荷重は両載荷ともに 20% 程度向上し、ハンチと斜め筋による補強効果が得られた。なお、初期剛性は 図-5, 7 中の  $R=1/200$  以前の結果にそれぞれ示す ● 2 点間で定義した。また変形性能について、正載荷ではいずれの試験体も耐力を維持しており、負載荷では O-1t の方が耐力低下が緩やかであった。

### 5. 正載荷時の柱頭曲げ破壊についての考察

図-5, 7 中に 1 階柱頭曲げ強度  $cQ_u$  を示す。これは平面保持解析によって得られた 1 階柱終局曲げモーメント  $M_u$  を危険断面 (1 階柱頭) から加力点までの高さ ( 図-2 中 BC 間 550mm ) で除したものである。なお、ハンチのない試験体では、危険断面から加力点までの高さを 図-2 中 AC 間の 700mm とする。いずれの試験体も最大荷重が  $cQ_u$  を下回ったことから、危険断面に関して次の仮定を試みる。これによって得られた修正柱頭曲げ強度  $cQ'_u$  も 図-5, 7 中に示す。

正載荷では、 図-9 に示すような破壊を考える。圧縮力が赤色の帯のように流れると仮定すると、圧縮力と梁下端筋の引張力  $T$  が釣合う。そこで、危険断面が梁下端筋の重心位置 ( 図-9 中 a ) があると仮定して斜め筋を含めた断面計算を行うが、解析断面に関しては以下のように考える。

いずれの試験体でも 図-6, 8 中 C のような斜めひび割れが観察された。特に、昨年度試験体 O-1 ではより顕著であった<sup>1)</sup>。このひび割れの卓越により、1 階柱の有効断面せいは 1 階柱の全断面よりも小さくなると考えられる。そこで、1 階柱の有効断面せいを算出する。 図-10 のような釣合い仮定から次式を得る。

$$\frac{C_{out}}{\Sigma a_w \sigma_{wy}} = \frac{d}{D_{c1} - D_{c2}} \quad (1)$$

$d$  は梁の有効せい、 $D_{c1}$  は 1 階柱せい、 $D_{c2}$  は 2 階柱せいである。このとき、 $C_{out}$  は次式より求める。

$$C_{out} = \Delta D \cdot b_c F_c \quad (2)$$

$b_c$  は柱幅、 $F_c$  はコンクリートの圧縮強度である。ここで、 $C_{out}$  は帯筋の引張力  $\Sigma a_w \sigma_{wy}$  により  $l_b$  ( 梁下端 1 段筋の仕口面から折り曲げ中心までの距離 ) の外側  $\Delta D$  の範囲で負担できるコンクリートの圧縮力である ( 図-9 中青色の帯 )。

以上、式 (1), (2) より 1 階柱の有効断面せい  $D_{eff}$  を次式より算出する。

$$D_{eff} = l_b + \Delta D = l_b + \frac{\Sigma a_w \sigma_{wy}}{b_c F_c} \times \frac{d}{D_{c1} - D_{c2}} \leq D_{c1} \quad (3)$$

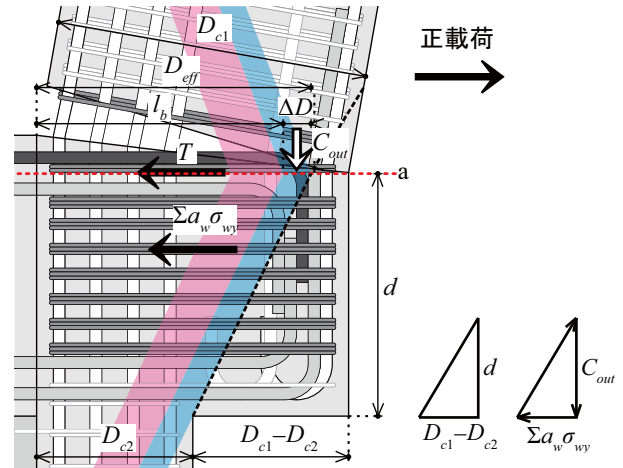


図-9 正載荷時柱頭曲げ破壊 図-10 釣合い条件

表-4 1 階柱有効断面せい計算結果

試験体	帯筋量 ( 帯筋比 (%) )	$D_{eff}$ (mm)	$D_{eff}/D_{c1}$	$Q_u/cQ_u$
O-1	2-D6@75(0.17)	391	0.78	0.67
O-1t	5-D6@40(0.80%)	440	0.88	0.97
O-ht		433	0.87	0.97

表-4 に計算結果を示す。表より帯筋量を増やすことで 1 階柱の有効断面せい  $D_{eff}$  を 1 階柱せい  $D_{c1}$  に近づけることができた。

本論の試験体は昨年度の試験体 O-1<sup>1)</sup> で見られた斜めひび割れを抑制するために接合部内の帯筋を増やしている。表-4 より、1 階柱の有効断面せい  $D_{eff}$  をできるだけ 1 階柱せい  $D_{c1}$  に近づけたことで、最大耐力  $Q_u$  を 1 階柱頭曲げ強度  $cQ_u$  付近まで向上させることができた。 図-5, 7 より、帯筋に貼り付けたひずみゲージ H1 が正載荷の最大耐力前に降伏していることから効果を発揮していることが伺える。また、破壊状況においても 図-6 中 C のひび割れ幅は  $R=+1/40$  ( ひずみゲージ H1 降伏時 ) で、O-1t は 0.1mm、O-1 は 1.0mm であったことから、帯筋によるひび割れ抑制効果が確認できたと言える。

図-5, 7 より、正載荷において、いずれの試験体も 1 階柱の有効断面せい  $D_{eff}$  を用いて得られた修正柱頭曲げ強度  $cQ'_u$  で耐力を安全側に評価できている。

### 6. 負載荷時の柱頭曲げ破壊についての考察

同様に、負載荷でも 図-5, 7 中に 1 階柱頭曲げ強度  $cQ_u$  を示す。いずれの試験体も最大荷重が  $cQ_u$  を下回ったことから、修正柱頭曲げ強度  $cQ'_u$  を求め、 図-5, 7 中に結果を示す。

負載荷では、 図-11, 12 に示すような破壊を考える。ここでは、梁の圧縮域  $x_n$  を考慮した計算を行う。柱のせん断力を梁の圧縮域で受けると考え、梁幅を  $b_b$  とすると、次式が成り立つ。

$$x_n = \frac{cQ_u}{0.85b_b \cdot F_c} \quad (4)$$

このとき、危険断面を1階柱頭から $x_n/2$ 下がった位置(図-11中b)とし、 $M_u$ を基に加力点高さの比で曲げ強度を算出する。

ただし、ハンチ付きの試験体の場合は危険断面を次のように算出する。

文献2)によれば、一軸圧縮を受けるコンクリートの破壊面は図-13のように1:2程度の傾きを持つ平面であるとされる。図-11のように軸力と曲げモーメントを受けるコンクリートブロックでも、1:2の傾きを持つ長さ $\sqrt{5}x_n$ の破壊面で破壊が生じると仮定する。さらに、図-12のようにハンチを持つ部材が同じ圧縮力を負担するとき、破壊線の長さが図-11と等しく $\sqrt{5}x_n$ になるものと仮定する。この領域を図-14のように拡大すると、以下の関係が得られる。

$$x_{nh} = x_n(1 + 2 \tan \theta) \quad (5)$$

以上より、危険断面を1階柱頭から $x_{nh}/2$ 下がった位置(図-12中c)とし、同様に曲げ強度を算出する。なお、図-12中の $F_{ch}$ は見かけの圧縮強度を表している。

図-5, 7より、両試験体とも負荷荷において概ね耐力の評価ができた。しかし、破壊形式は両試験体とも接合部破壊と1階柱頭曲げ破壊が同時に生じていたと考えられるため、次章で負荷荷時の接合部破壊について検討を行う。

## 7. 負荷荷時の接合部破壊についての考察

負荷荷における接合部破壊時の水平荷重を算出する。

文献3)で、本論と類似したピロティ柱梁接合部を抜き出した試験体を用いて実験を行っている。著者らは、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して耐力計算を行っている。これを引用し、本論では接合部中心周りに接合部破壊時の曲げモーメント ${}_jM_u$ を2階柱曲げモーメント ${}_{2c}M_u$ と梁曲げモーメント ${}_bM_u$ の和として計算し、接合部破壊強度 ${}_jQ_u$ を次式より算出する。

$${}_jQ_u = \frac{{}_jM_u}{L} = \frac{{}_{2c}M_u + {}_bM_u}{L} \quad (6)$$

ここで、 $L$ は梁せい $D_b$ の中央から加力点高さまでの距離であり、2階柱曲げモーメント ${}_{2c}M_u$ と梁曲げモーメント ${}_bM_u$ は平面保持を仮定した曲げ解析から算出する。

計算の結果、両試験体とも接合部破壊強度 ${}_jQ_u$ は実験耐力を30%程度、前章で算出した修正柱頭曲げ強度 ${}_cQ'_u$ を20%から30%程度上回った。このことから、本論の試験体では文献3)の耐力評価方法を用いることができないと言える。これは、文献3)で使用した試験体は柱を屋内側に拡張した試験体であり、本論の試験体とは形状が異なるためであると考えられる。そこで、以下のような方法で耐力算出を試みる。

負荷荷の最大耐力時に顕著であった図-6, 8中のaのひび割れは、おおよそ45度の角度で進展していた。そこで、図-15のような接合部破壊を考える。図-15(b)のように

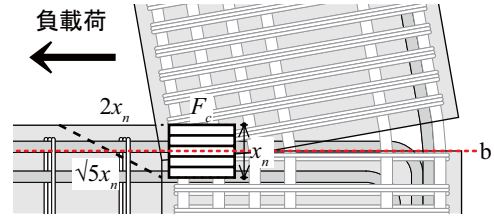


図-11 負荷荷柱頭曲げ破壊 (O-1t)

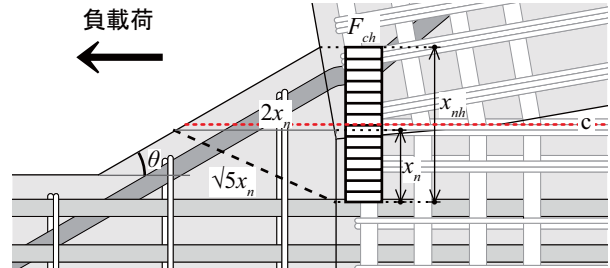


図-12 負荷荷柱頭曲げ破壊 (O-ht)

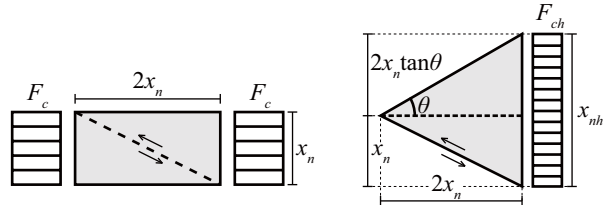


図-13 破壊線の仮定

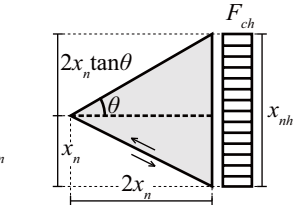


図-14 ハンチ部分拡大

屋外側2階柱脚から45度の破壊線を考え、その線と2階柱の圧縮域 $x_{nc}$ の交点を梁に投影した点と梁の圧縮縁までを梁の圧縮域 $x_{nb}$ とする。なお、図-15(a),(c)中の濃い灰色の部分はそれぞれ梁と2階柱の圧縮域を示している。

ここで、O-1tでは図-16(a)のような力の釣合いを考えることで、修正接合部破壊強度 ${}_jQ'_u$ を算出する。まず、図-5, 7より負荷荷において、梁のB9は引張降伏している。一方、梁のB4, およびB5は正荷荷では大きな引張応力度を生じているため、負荷荷においては圧縮応力度を生じていると考えられる。そこで、梁の引張鉄筋、および圧縮鉄筋は全て降伏していると仮定し、引張力を $T_s$ 、圧縮力を $C_s$ とする。また、梁のコンクリートの圧縮力 $C_c$ は次式より求める。

$$C_c = {}_jQ'_u + T_s - C_s \quad (7)$$

$C_c$ は $x_{nb}/2$ の位置にあるとして、梁の中心周りに修正梁曲げモーメント ${}_bM'_u$ を次式より求める。

$${}_bM'_u = T_s \cdot g_{ts} + C_s \cdot g_{cs} + C_c \cdot \frac{D_b - x_{nb}}{2} \quad (8)$$

なお、2階柱においてせん断ひび割れは見られず、1階柱のせん断力 ${}_jQ'_u$ の影響は小さいと考えられるため無視した。

以上より、同様に接合部中心(図-16(a)中の赤丸)周りに修正接合部破壊時曲げモーメントを求め、修正接合部破壊強度 ${}_jQ'_u$ を(6)式を引用した次式を用いて算出する。

$${}_jQ'_u = \frac{{}_jM'_u}{L} = \frac{{}_{2c}M_u + {}_bM'_u}{L} \quad (9)$$

ただし、ハンチのある試験体O-htに関しては、図-

16(b)のような釣合いを考える。梁の圧縮鉄筋は未降伏であったため考慮せず、代わりに斜め筋が圧縮降伏していると仮定する。これは、図-7より斜め筋 A1 は、正載荷では大きな引張応力度を生じており、負載荷においては圧縮応力度を生じていると考えられるからである。また、梁のコンクリートの圧縮力位置はハンチ部分を含めて圧縮域  $x_{nb}$  を求め、同様に計算する。

計算の結果、両試験体とも修正接合部破壊強度  $jQ'_u$  と実験耐力、および前章で算出した修正柱頭曲げ強度  $cQ'_u$  は 10% の誤差内で概ね一致した。よって、修正接合部破壊強度  $jQ'_u$  により接合部破壊と柱頭曲げ破壊が同時に生じていたことが評価できた。

### 8. 実験値と計算値の比較

図-17 に正負両載荷の実験値と計算値の比較結果を示す。比較のため昨年度の試験体 O-1<sup>1)</sup> の結果も併せて示す。なお、図中の破線は±10% の誤差を表す。正載荷では、いずれの試験体も修正柱頭曲げ強度  $cQ'_u$  で安全側に精度よく耐力評価できた。負載荷では、本論試験体においては修正接合部破壊強度  $jQ'_u$  により、安全側に評価できなかったものの、10% の誤差の範囲内で評価できた。昨年度試験体 O-1 においては修正接合部破壊強度  $jQ'_u$  は 10% の誤差を超えており、更なる検討が必要であると言える。

### 9. 結論

- 1) ハンチと斜め筋を施した試験体は、無補強試験体と比較して初期剛性は 1.9 倍、最大耐力は両載荷ともに 20% 程度向上した。
- 2) 正載荷において、両試験体とも 1 階柱頭曲げ破壊であった。1 階柱頭曲げ強度は危険断面位置を修正することによって実験耐力の評価ができた。また、接合部内に十分に帯筋を配すことで、接合部斜めひび割れ抑制効果とそれに伴う耐力向上が確認できた。
- 3) 負載荷において、両試験体とも 1 階柱頭曲げ破壊と接合部破壊が同時に起きていた。1 階柱頭曲げ強度は正載荷と同様に、危険断面位置を修正することによって実験耐力の評価ができた。接合部破壊耐力は文献 3) を用いても評価できなかったが、接合部内のひび割れを 45 度であると仮定して、再度、文献 3) 中の梁曲げモーメントを計算し引用することで、概ね評価できた。

### 謝辞

本研究は「平成 23 年度建築基準整備促進事業」の一環として、名古屋工業大学、名古屋大学、矢作建設地震工学技術研究所、建築研究所との共同研究で行ったものである。また、九州産業大学の花井伸明博士には多くの貴重なご教示をいただいた。関係者には厚く御礼申し上げる。

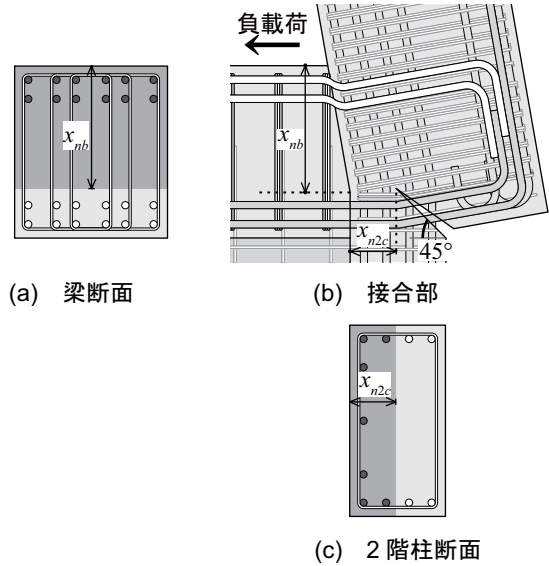


図-15 負載荷接合部破壊 (O-1t)

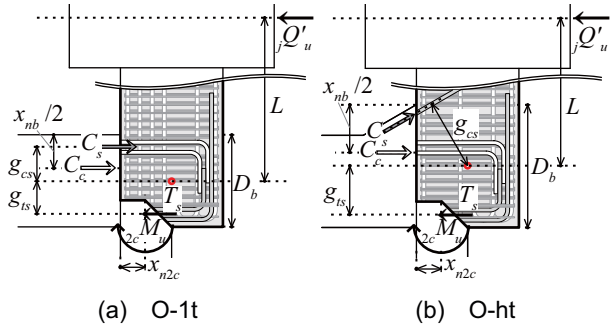


図-16 接合部の力の釣合い

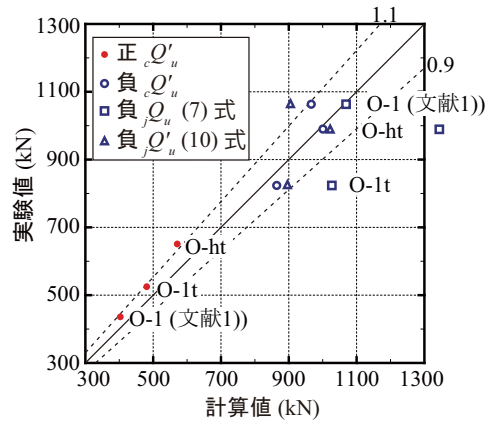


図-17 実験値と計算値の比較

### 参考文献

- 1) 小谷剛, 高橋之, 福山洋ほか: 柱型を屋外側に拡張した RCピロティ柱梁接合部の強度と破壊形式, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.313-318, 2011.7
- 2) Carpinteri, A. et al, "Size-scale and slenderness influence on the compressive strain-softening behaviour of concrete", Fatigue and Fracture of Engineering Materials and Structures, Vol. 24, pp. 441-450, 2001.
- 3) 花井ほか: 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, Vol. 15, No. 29, pp.143-146, 2009.2