

鉄筋コンクリート造ピロティ柱梁接合部の柱が開く方向での
終局強度に関する検討ULTIMATE STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE BEAM-COLUMN JOINT
AT SOFT-FIRST-STORY IN OPENING DIRECTION

小川 司*, 中村聡宏**, 勅使川原正臣***, 市之瀬敏勝****

Tsukasa OGAWA, Akihiro NAKAMURA, Masaomi TESHIGAWARA
and Toshikatsu ICHINOSE

In this paper, we discuss the ultimate strength of reinforced concrete exterior beam-column joint at soft first-story in the opening direction. We modified the beam-column joint model proposed by Shiohara et. al. to calculate the ultimate strength of the beam-column joint at soft first-story. In this modified model, the effect of wall panel and second-story column on the joint strength is considered. The wall panel and second-story column have a positive effect on the joint strength. The calculated strengths of the joints agreed with the experimental results.

Keywords : reinforced concrete, exterior beam-column joint, soft first story, stress transfer mechanism

鉄筋コンクリート, 柱梁接合部, ピロティ構造, 応力伝達機構

1. はじめに

鉄筋コンクリートピロティ構造は、ピロティ層の層崩壊による急激な耐力低下を防止するため、ピロティ階の柱には上階の柱よりも断面の大きい部材が用いられることが多い。その場合に、1階柱と上階柱に断面差が生じ、1階柱の応力を上階に伝達するために必要とされる柱梁接合部の設計が求められる。ピロティ構造を対象とした実験や解析はいくつか報告されている^{例えら1)}が、柱梁接合部のディテールについては言及されていない。

鉄筋コンクリート造ピロティ柱梁接合部は、接合部の形状や定着方法の関係上、接合部内の応力伝達機構は通常の柱梁接合部と異なる。花井ら²⁾は、断面差のある柱梁接合部の加力実験を実施し、1階柱主筋定着部での破壊を防止するための設計方法を提案している。著者ら³⁾は、ピロティ柱梁接合部において1階柱の応力が2階に伝達する際の応力伝達機構を明らかにし、ピロティ柱梁接合部における配筋方法、設計法を確立するために実験的検討を行ってきた。実験では、1階柱の曲げ降伏が観察された試験体の最大耐力の多くが、1階柱のフェース位置で計算した曲げ強度を下回る結果となった。著者ら³⁾は、危険断面が接合部内部に少し入った位置にあるとして耐力評価を試みている。一方で近年、塩原ら^{6),7)}によって柱と梁の曲げ終局強度の比が1.0~2.0程度の範囲においては、曲げ理論に基づく終局強度に達することなく接合部破壊を起こす現象があることが理論的・実験的に示されている。著者らの実施したピ

ロティ柱梁接合部の実験においても、柱梁接合部において多くのひび割れが観測されていることから、接合部破壊が生じている可能性も考えられる。飯塚、荒木ら⁸⁾は、ピロティと同様に断面差が生じる基礎フーチング部分での接合部破壊性状について検討しており、配筋や形状によって様々な破壊が想定されるため検証が必要であることとしている。

本論文では、塩原ら^{6),7)}によって提案された柱梁接合部の力学モデルを参考に、1階柱が開く方向での鉄筋コンクリート造ピロティ柱梁接合部の終局強度を評価するための破壊モデルの提案を行う。提案するモデルの特徴としては、通常のL形接合部とは異なり、

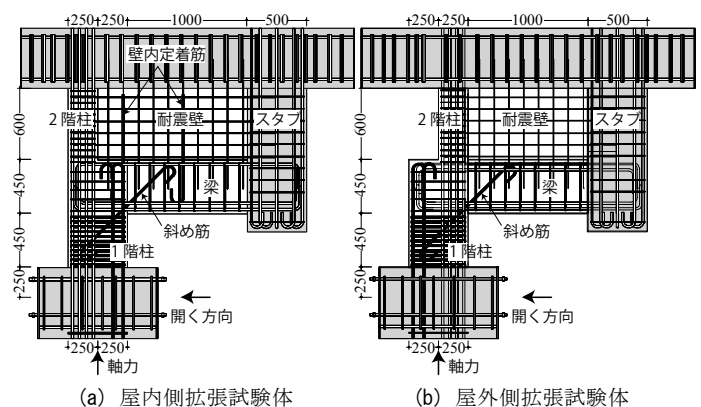


図1 試験体配筋図

* 名古屋大学大学院環境学研究科 大学院生

** 名古屋大学大学院環境学研究科 助教・博士(工学)

*** 名古屋大学大学院環境学研究科 教授・工博
(独立行政法人建築研究所 客員研究員)

**** 名古屋工業大学建築・デザイン工学科 教授・工博

Grad. Student, Graduate School of Environmental Studies, Nagoya University
Assist. Prof., Graduate School of Environmental Studies, Nagoya University, Dr. Eng.
Prof., Graduate School of Environmental Studies, Nagoya University, Dr. Eng.
(Visiting Research Engineer, Building Research Institute)
Prof., Dept. of Architecture and Design, Nagoya Institute of Technology, Dr. Eng.

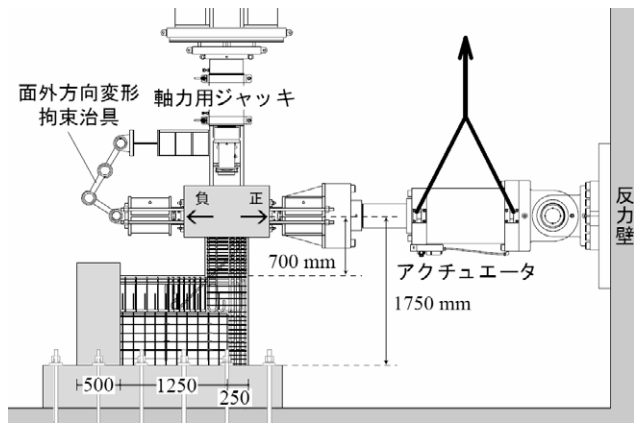


図2 加力概要図

表1 コンクリートの材料特性

圧縮強度 (N/mm^2)	割裂強度 (N/mm^2)	ヤング係数 ($\times 10^4 \text{N}/\text{mm}^2$)
26.58	2.51	2.46

表2 鉄筋の材料特性

部位	種類	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 ($\times 10^5 \text{N}/\text{mm}^2$)
柱・梁主筋	D19	377.3	585.3	1.93
せん断補強筋	D6	369.6	509.0	1.99

*) D6の降伏強度は0.2%残留ひずみ点から算定

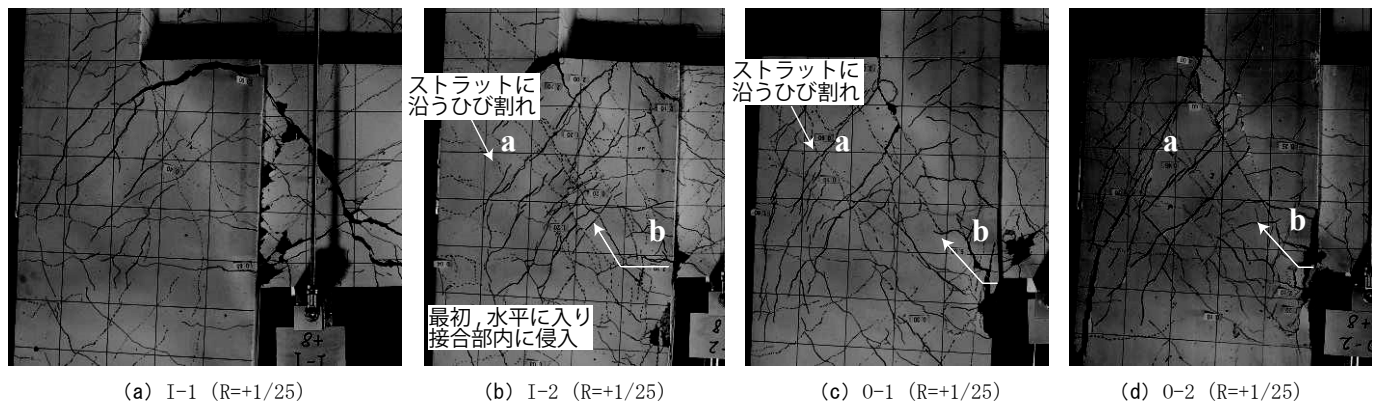


写真1 実験で観察された柱梁接合部内のひび割れ状況

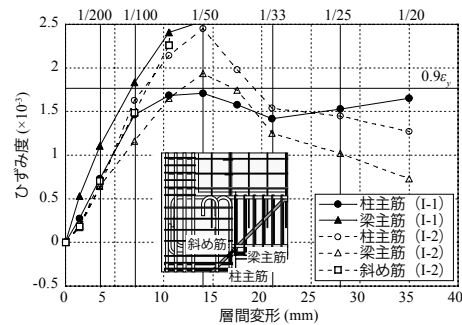


図3 屋内側拡張試験体のひずみ-変形関係

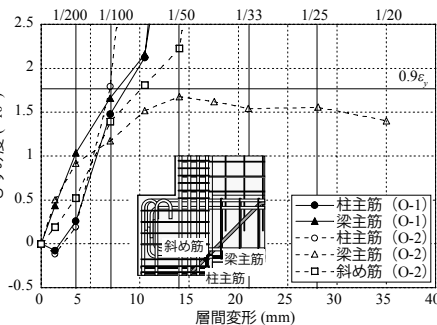


図4 屋外側拡張試験体のひずみ-変形関係

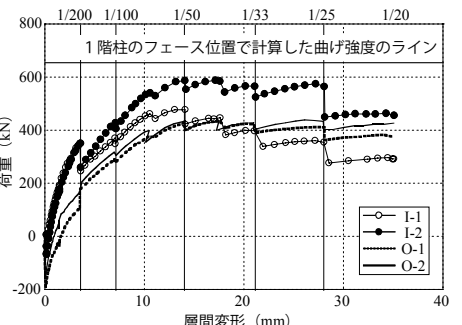


図5 荷重-変形関係の包絡線

柱断面が急変する2階柱と、上階の耐震壁の影響を考慮した破壊モデルとなっている点にある。具体的には、上階の耐震壁があることで、1階柱の応力の一部が2階柱と耐震壁に伝達することを考慮しており、この効果によって、接合部強度がL形接合部に比べて向上することが期待される。

2. 実験で観察された破壊状況と接合部内の応力伝達機構

本章では、実験で観察されたひび割れ状況や鉄筋の応力をもとに柱梁接合部で起こり得る破壊を検討する。対象とする試験体は、柱型を屋内側に拡張する場合(図1(a))では、通常配筋試験体I-1と、斜め筋、壁内定着筋で補強した試験体I-2の2体⁴⁾とする。柱型を屋外側に拡張する場合(図1(b))では、通常配筋試験体O-1と、斜め筋で補強した試験体O-2の2体⁴⁾とする。加力は、図2に示すような加力装置により、1階柱に軸力とせん断力を加えた正負交番載荷で行った。なお、本論文で対象とする、柱が開く方向の加力(図

2においては正方向)では、実際の建物において転倒モーメントにより軸力が小さくなることを考慮して、軸力は0としている。コンクリートや鉄筋の材料特性の一覧を表1,2に示す。

2.1 実験で観察された柱梁接合部内のひび割れ状況

実験で観察された柱梁接合部内のひび割れ状況を写真1に示す。I-1(写真1(a))を除く、I-2, O-1, O-2(写真1(b)~(d))では、1階柱のフェース付近の曲げひび割れ(写真1内のひび割れb)は、最初に水平に入った後、接合部内部に侵入するように進展している。また、接合部内の圧縮ストラットに沿うひび割れ(写真1内のひび割れa)も多く観察された。一方で、I-1(写真1(a))では、梁の破壊が生じ、接合部内のひび割れがそれほど目立たなかった。

2.2 実験での鉄筋の応力状態

柱主筋、梁主筋、斜め筋のひずみの、サイクルピーク時の値をプロットしたものを図3(屋内側拡張)、図4(屋外側拡張)に示す。図中には、測定に用いた歪ゲージの位置(柱および梁の引張主筋の

フェイス位置)と降伏時のライン(0.9 ϵ_y)が示してある。なお、図の横軸の層間変形は、加力点と柱フェイス位置の相対変形(図2)であり、ピロティ層の層間変形を表している。

図3を見ると、I-1では、梁での破壊が生じたため、梁主筋のみが降伏し、柱主筋は、降伏しなかった。一方、I-2では、柱主筋、梁主筋、斜め筋すべてが降伏した。また、柱主筋と梁主筋のひずみは、降伏後に減少する傾向が観察された。

図4を見ると、O-1では、柱主筋、梁主筋ともに降伏した。一方で、O-2では、柱主筋と斜め筋が降伏したが、梁主筋は降伏に至らなかった。

2.3 荷重-変形関係の包絡線

荷重-変形関係の包絡線を図5に示す。同図中に、1階柱のフェース位置での曲げ強度(1階柱の曲げ終局モーメントを1階柱のシアスパン700mmで除した値)を実線で示す。なお、1階柱の曲げ終局モーメントは、コンクリートの材料特性にHognestadモデルを用いた平面保持解析により算定した⁴⁾。I-1では、梁の破壊が生じたため、最大耐力が1階柱の曲げ強度を下回ったことは説明できる。I-2、O-1、O-2においても、最大耐力が1階柱の曲げ強度のラインを下回った。この理由としては、鉄筋の降伏状況も加味すると、接合部破壊が生じたことが考えられる。すなわち、I-2、O-1、O-2に関しては、接合部破壊に関する検討が必要である。

2.4 ピロティ柱梁接合部内の応力伝達機構と接合部の変形

ピロティ柱梁接合部の圧縮力の流れを、ひび割れ状況や鉄筋の応力状態から考えると、図6の灰色の帯のように表わすことができる。ピロティ柱梁接合部の特徴としては、ピロティ上階には、断面が急変する2階柱と耐震壁が存在することが挙げられる。そのため、屋内側拡張では、1階柱のコンクリートの圧縮ストラット応力の鉛直成分の一部を2階柱が負担していると考えられ、接合部の応力が軽減されると考えられる。一方、屋外側拡張では1階からの応力の大部分を2階柱、耐震壁が負担するため、1階からの応力が2階柱の隅角部(図6(b)中のC)に向かって流れると考えられる。

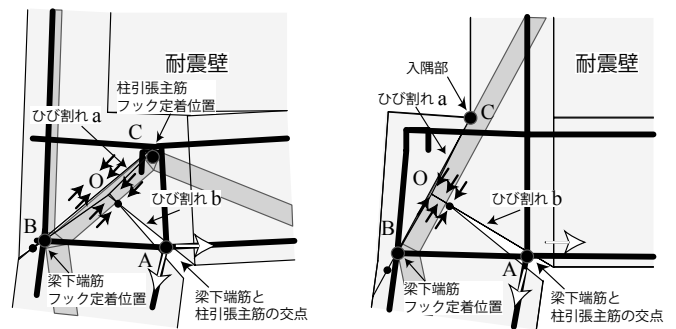
この破壊モデルは、主に柱と梁の主筋(斜め筋も含む)の引張力と圧縮力の偶力によってモーメント抵抗をしている。I-2、O-1、O-2では、O-2の梁主筋を除き、柱、梁主筋の降伏が確認できる。さらに、I-2では接合部中央の損傷が顕著に見られる。よって特に、柱主筋、梁主筋ともに降伏し、接合部の損傷も多い、I-2、O-1では、このような接合部破壊を起こしている可能性がある。

3. 柱が開く方向のピロティ柱梁接合部の終局強度

本章ではピロティ柱梁接合部での曲げ破壊の終局強度についての検討を行う。柱梁端の変形により接合部内に生じる歪に基づいて応力を仮定し、鉄筋、コンクリートの塑性条件や力の釣合い条件を用いて、接合部の終局耐力を求める。基本的には、塩原らの研究^{6,7)}に基づき、数式的表現や応力の仮定を定めている。塩原らの研究^{6,7)}との相違点としては、断面が急変する2階柱と耐震壁の影響が含まれたモデルとなっていることが挙げられる。

3.1 柱型を屋内側に拡張する場合の破壊モデル

屋内側に柱型を拡張する場合は、図7で示すように、梁下端筋のフック定着位置Bと柱主筋のフック定着位置Cを結ぶ直線と、直線BCに直交し柱主筋と梁主筋の交点Aを通過する直線を破壊面とす



(a) 屋内側拡張 (b) 屋外側拡張
図6 ピロティ柱梁接合部内の変形と応力伝達機構

る。図7に示すような破壊面により分割された3つのSegmentを考え、それぞれのSegmentでの力の釣り合いを考えることにより、接合部強度を算出する。

屋内側拡張では、図6(a)に示すように、耐震壁の影響により、1階柱からの圧縮力の一部が屋外側に沿って2階柱に流れる。このため、2階柱のモーメントは、通常のト型柱梁接合部における2階の柱のモーメントとは逆向きに作用すると考えられる。既往の文献⁵⁾における、試験体I-1tの最大耐力時の曲率分布を図8に示す。試験体I-1tの配筋は、試験体I-1を基本として、I-1で生じた梁の破壊を防止するために梁のあばら筋量を増やし、柱梁接合部の強度を向上させるために柱梁接合部の補強筋量や梁の下端筋量を増やしている。また、柱が開く方向の軸力は引張軸力としている。曲率は、各計測位置での圧縮側鉄筋と引張側鉄筋の歪計測値から、平面保持を仮定して算出した。図からも確認できるように、2階柱には1階柱と同じ方向の曲げモーメントが発生していると考えられる。よって、1階柱の節点モーメント M_j が、梁のモーメント M_b と2階柱のモーメント M_{c2} を足し合わせた値と等しいという関係にある。

$$M_j = M_b + M_{c2} \quad (1)$$

図8に示すように、2階柱には加力方向と逆向きのせん断力が生じている。しかし、2階柱のせん断力は接合部耐力を向上させる方向に働く力であるため、安全側の設計を考慮してここでは無視するものとする。これは、計算を簡略化するための仮定でもある。また、耐震壁の縦筋の引張力やコンクリートの圧縮応力についても、いずれも接合部耐力を向上させる方向に働く力であり、安全側の設計を考慮してここでは無視するものとする。

1階柱や2階梁のモーメントは、せん断力にそれぞれの反曲点までの距離を乗ずることで算定できる。2階梁の反曲点までの距離 L については、図8に示す曲率分布を参考に、梁フェイス位置から、加力のためのスタブの界面までの距離(=1000mm)とする。実際の建物では、耐震壁からのせん断力やモーメントの影響もあるため、梁の反曲点位置を適切に評価する必要があるが、その点については今後の課題としたい。

3.1.1 破壊面に生じる応力

2.4節で述べたような応力伝達機構を想定し、接合部中央と隅角においてそれぞれ圧縮力が生じ、鉄筋との偶力により抵抗するモデルとなっている。文献⁶⁾と同様に、鉄筋は軸応力のみ考慮し、また、破壊面上においてコンクリートは直応力下でのせん断力の伝達は可能とし、コンクリートの応力の向きは必ずしも破壊面に直交しない

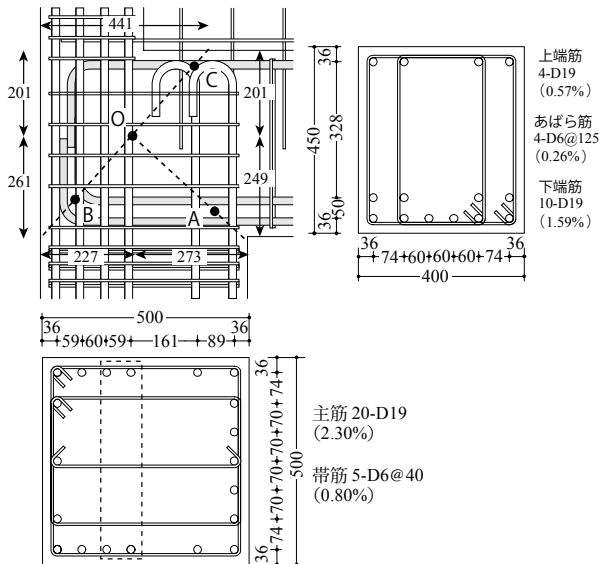


図7 屋内側拡張試験体の配筋詳細と破壊面位置

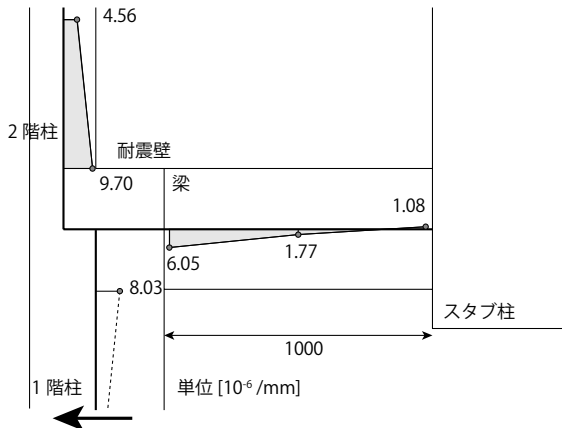


図8 試験体 I-1t の最大耐力時の曲率分布⁵⁾

ものとする。コンクリートの応力は矩形分布とし、それぞれの破壊面の圧縮端から等分布となっていると仮定する。分布するコンクリートの応力 C_{1x} , C_{1y} , C_{2x} , C_{2y} , C_{3x} , C_{3y} はそれぞれの応力の重心位置に合力として作用するものとする。

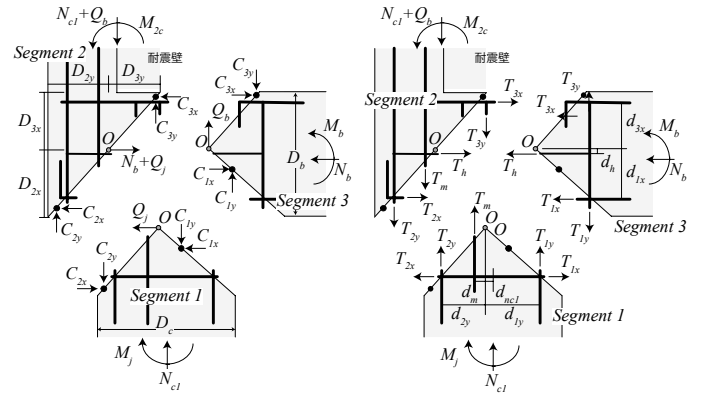
接合部の横補強筋の引張応力 T_h は複数の鉄筋の応力をそれぞれの合力として梁の材軸上に作用するものとする。柱中段筋の引張応力 T_m は、中段筋の重心位置に作用するものとする。また、1階柱、梁の軸力 N_{c1} , N_b は、それぞれ材軸上に作用するものとし、1階柱、梁のせん断力 Q_j , Q_b は接合部の中心(交点 O)に作用するものとする。

3.1.2 危険断面における力の釣り合い

図9をもとに、危険断面における力の釣り合いを考慮すると、6つの独立な釣り合い式(2)~(7)が導かれる。式(2)~(7)は、図7の Segment 1 と Segment 2 に対して立てた方程式であり、Segment 3 については、Segment 1 および Segment 2 の釣り合い方程式より自動的に求まる。

3.1.3 計算仮定

式(2)~(7)は未知数が方程式の数を上回っており、このままではこれらの関係を一意に決定することはできない。そこで、不足する釣り合い条件式の数を補うため、せん断力の流れ、コンクリートや鉄筋



(a) コンクリートの応力 (b) 鉄筋の応力

図9 柱梁接合部の応力状態(屋内側拡張)

β : ストレスブロック (=0.85), b : 柱幅, F_c : コンクリート強度
 g_c : 柱主筋間距離比, g_b : 梁主筋間距離比
 H , L : 柱, 梁の反曲点までの距離 ($M_j = Q_j * H$, $M_b = Q_b * L$)

水平方向の釣り合い

$$\text{Segment 1: } C_{1x} - C_{2x} + Q_j + T_x - T_{1x} = 0 \quad (2)$$

$$\text{Segment 2: } C_{2x} + C_{3x} - T_{2x} - T_{3x} - T_h + Q_{c2} = 0 \quad (3)$$

鉛直方向の釣り合い

$$\text{Segment 1: } C_{1y} + C_{2y} - T_{1y} - T_{2y} - T_m - N_{c1} = 0 \quad (4)$$

$$\text{Segment 2: } C_{2y} + C_{3y} - T_{2y} - T_{3y} - (N_{c1} + Q_b) - T_m = 0 \quad (5)$$

モーメントの釣り合い(点 O まわり)

$$\text{Segment 1: } d_{1y}T_{1y} + d_{1x}T_{1x} + d_{nc1}N_{c1} - d_{2y}T_{2y} - d_{2x}T_{2x} - d_mT_m - \frac{1}{2} \frac{C_{1x}^2}{\beta F_c b} - \frac{1}{2} \frac{C_{1y}^2}{\beta F_c b} + C_{2x} \left(D_{2x} - \frac{C_{2x}}{2\beta F_c b} \right) + C_{2y} \left(D_{2y} - \frac{C_{2y}}{2\beta F_c b} \right) - M_j = 0 \quad (6)$$

$$\text{Segment 2: } d_{3y}T_{3y} + d_{3x}T_{3x} - d_{nc1}(N_{c1} + Q_b) - d_{2y}T_{2y} - d_{2x}T_{2x} - d_hT_h - d_mT_m + C_{2x} \left(D_{2x} - \frac{C_{2x}}{2\beta F_c b} \right) + C_{2y} \left(D_{2y} - \frac{C_{2y}}{2\beta F_c b} \right) - C_{3x} \left(D_{3x} - \frac{C_{3x}}{2\beta F_c b} \right) - C_{3y} \left(D_{3y} - \frac{C_{3y}}{2\beta F_c b} \right) - M_{2c} = 0 \quad (7)$$

の応力に対して終局時の仮定を追加する。

接合部破壊が起こる場合には、接合部補強筋や中段筋は引張力で有効に抵抗すると考えられる。そこで、接合部破壊の生じる終局状態では、横補強筋の応力 T_h や柱中段筋 T_m は、引張降伏時の値と仮定する。

柱、梁主筋が降伏し、接合部パネル中央のコンクリートの圧壊が生じたときが終局時となる破壊モデルであるので、柱、梁引張主筋の応力 T_{1x} , T_{1y} の値は降伏時のものとする。なお、試験体 I-2 は引張鉄筋位置に斜め筋を配筋しているが、斜め筋の応力は鉛直・水平方向成分に分解して柱、梁引張主筋の応力 T_{1x} , T_{1y} に加えるものとする。柱、梁引張鉄筋は Segment 1 および Segment 3 内で定着が確保できていると考え、柱、梁引張鉄筋の応力 T_{2x} , T_{3y} の値はいずれも定数でゼロと仮定する。また、柱、梁圧縮鉄筋の応力 T_{2y} , T_{3x} も定数で 0 と仮定する。

加力実験では、図8に示すように、2階柱には1階柱と逆向きのせん断力が働いていた。ここでは、2階柱のせん断力を 0 とし、1階柱のせん断力 Q_j は梁の軸力 N_b と等しいと仮定する。以上の仮定より、(3)式は以下ようになる。

$$C_{2x} + C_{3x} - T_h = 0 \quad (8)$$

式(8)は、せん断補強筋の項 T_h の引張力をパネルゾーンの隅角の圧縮域で抵抗する式となっている。ここでは、せん断補強筋の応力 T_h の分担割合は、Segment2 における交点 O より C_{2x} 側、 C_{3x} 側それぞれの長さに比例して配分されるものとする。

$$C_{2x} = \frac{D_{2x}}{D_{2x} + D_{3x}} T_h \quad C_{3x} = \frac{D_{3x}}{D_{2x} + D_{3x}} T_h \quad (9)$$

また、Segment2 の y 方向圧縮反力 C_{2y}, C_{3y} についても同様の仮定をする。

$$C_{2y} = \frac{D_{2y}}{D_{2y} + D_{3y}} (Q_b + N_{c1} + T_m) \quad C_{3y} = \frac{D_{3y}}{D_{2y} + D_{3y}} (Q_b + N_{c1} + T_m) \quad (10)$$

以上より、未知数と方程式の数が一致し、連立方程式が解ける。

3.2 柱型を屋外側に拡張する場合の破壊モデル

屋外側に柱型を拡張する場合は、図 6(b) より、梁下端筋のフック定着位置 B と 2 階柱脚部の入隅部 C を結ぶ直線と、直線 BC に直交し柱主筋と梁主筋の交点 A を通過する直線を破壊面とし、図 10 に示すような破壊面により分割された 3 つのフリーボディを考える。1 階からの応力が 2 階柱の入隅部 (図 10 中の C) に向かって流れることを考慮して、Segment 分けを行った点に本モデルの特徴がある。それぞれの Segment で力の釣り合いを考えることにより、接合部強度を算出する。

3.2.1 破壊面に生じる応力

屋内側に拡張した場合は、Segment2 から 2 階柱および耐震壁に、Segment3 から 2 階梁に応力が伝達すると仮定したのに対し、屋外側に拡張した場合は、Segment3 から 2 階柱、耐震壁および 2 階梁に応力が伝達すると仮定した点が大きく異なる。また、破壊面の中心 O は図 10 に示すように屋外側に偏るため、1 階柱から 2 階柱に通し配筋とした鉄筋すべてを 1 階柱の引張鉄筋として扱うものとする。すなわち、本論文では、屋外側拡張では 1 階柱の中段筋は存在しないものとする。

接合部の横補強筋の引張応力 T_h は複数の鉄筋の応力の合力として材軸上に作用するものとする。また、1 階柱、梁の軸力 N_{c1}, N_b は、材軸上に作用するものとし、1 階柱、梁のせん断力 Q_j, Q_b は接合部の中心 (交点 O) に作用するものとする。

3.2.2 危険断面における力の釣り合い

図 11 をもとに、危険断面における力の釣り合いを考慮すると、6 つの独立な釣り合い式(11)~(16)が導かれる。式(11)~(16)は、図 11 の Segment 1 と Segment 2 に対して立てた式であり、Segment 3 の方程式は、Segment 1 および Segment 2 の釣り合い方程式より自動的に求まる。

3.2.3 計算仮定

3.1.3 項と同様な仮定を用いて、接合部の横補強筋の応力 T_h 、引張鉄筋の応力 T_{1x}, T_{1y} の値は降伏時、 T_{2x}, T_{2y}, T_{3x} の値はいずれも定数でゼロと仮定する。なお、試験体 O-2 は I-2 と同様に引張鉄筋位置に斜め筋を配筋しているため、斜め筋の応力は鉛直・水平方向成分に分解して柱、梁引張主筋の応力 T_{1x}, T_{1y} に加えるものとする。

屋外側に拡張した場合は、Segment2 で外力を負担しないため、1 階柱のせん断力 Q_j は、Segment3 に作用する梁の軸力 N_b (2 階柱や耐震壁のせん断力も含む) と等しいと考えられるため、屋内側拡張の場合と同様に式(8)が成り立つ。また、式(14)より、 C_{2y}, C_{3y} はい

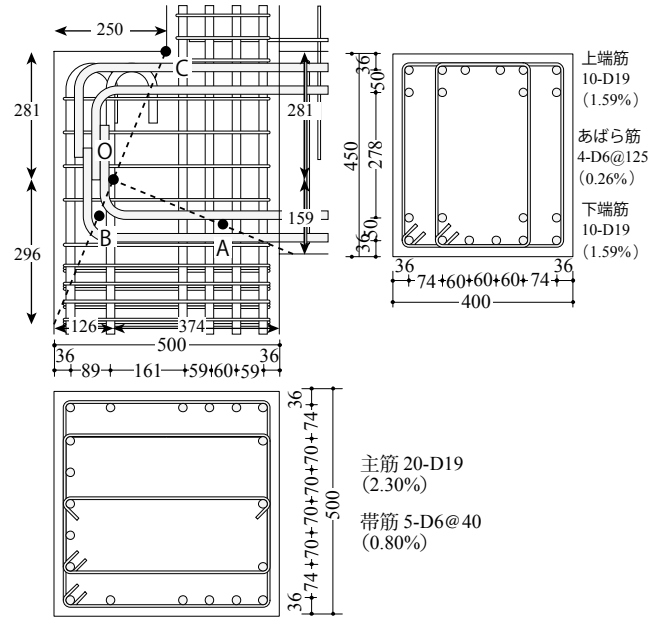


図 10 屋外側拡張試験体の配筋詳細と破壊面位置

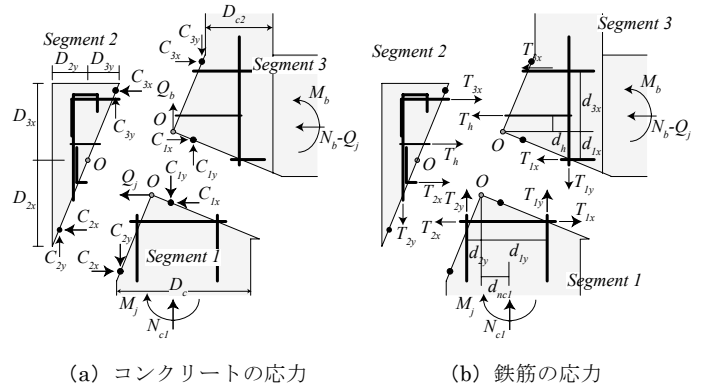


図 11 柱梁接合部の応力状態 (屋外側拡張)

B : ストレスブロック (=0.85), b : 柱幅, F_c : コンクリート強度
 d_{1x}, d_{1y} : 点 O から引張主筋 T_{1x}, T_{1y} までの距離
 d_{nc1} : 点 O から 1 階柱の軸心までの距離
 H : 柱の反曲点までの距離 ($M_j = Q_j * H$)

水平方向の釣り合い

$$\text{Segment 1: } C_{1x} - C_{2x} + Q_j + T_{2x} - T_{1x} = 0 \quad (11)$$

$$\text{Segment 2: } C_{2x} + C_{3x} - T_{2x} - T_{3x} - T_h = 0 \quad (12)$$

鉛直方向の釣り合い

$$\text{Segment 1: } C_{1y} + C_{2y} - T_{1y} - T_{2y} - N_{c1} = 0 \quad (13)$$

$$\text{Segment 2: } C_{2y} + C_{3y} - T_{2y} = 0 \quad (14)$$

モーメントの釣り合い (点 O まわり)

$$\text{Segment 1: } d_{1y}T_{1y} + d_{1x}T_{1x} - d_{nc1}N_{c1} - d_{2y}T_{2y} - d_{2x}T_{2x} - \frac{1}{2} \frac{C_{1x}^2}{\beta F_c b} \quad (15)$$

$$- \frac{1}{2} \frac{C_{1y}^2}{\beta F_c b} + C_{2x} \left(D_{2x} - \frac{C_{2x}}{2\beta F_c b} \right) + C_{2y} \left(D_{2y} - \frac{C_{2y}}{2\beta F_c b} \right) - M_j = 0$$

$$\text{Segment 2: } d_{3x}T_{3x} + d_h T_h - d_{2y}T_{2y} - d_{2x}T_{2x} + C_{2x} \left(D_{2x} - \frac{C_{2x}}{2\beta F_c b} \right) + C_{2y} \left(D_{2y} - \frac{C_{2y}}{2\beta F_c b} \right) - C_{3x} \left(D_{3x} - \frac{C_{3x}}{2\beta F_c b} \right) - C_{3y} \left(D_{3y} - \frac{C_{3y}}{2\beta F_c b} \right) = 0 \quad (16)$$

いずれも 0 以上の値となることから、式(17)が成立する。

$$C_{2y} = C_{3y} = 0 \quad (17)$$

よって、式(8)と式(16)を連立方程式として解くことで、未知の圧縮反力 C_{2x} , C_{3x} を計算することができる。

以上より、未知数と方程式の数が一致し、連立方程式が解ける。

3.3 接合部強度計算結果

3.1 節および 3.2 節より求めた接合部強度と実験値、柱破壊の強度、梁破壊の強度を、それぞれ 1 階柱のせん断力になおして比較する。

3.3.1 比較に用いる柱破壊、梁破壊の強度について

接合部破壊強度と比較するために、1 階柱が曲げ破壊する「柱破壊」と、梁や 2 階柱が曲げ破壊する「梁破壊」での、1 階柱のせん断力を、図 12 のような応力状態を仮定して算定する。

柱破壊の強度 Q_c に関しては、1 階柱のフェース位置での 1 階柱の曲げ終局モーメント M_c を 1 階柱のシアスパン 700mm で除して 1 階柱のせん断力になおして算出した。曲げ終局モーメント M_c は中段筋を考慮した略算式(18)を用いる。なお、対象とした論文では柱軸力はゼロとしているため、軸力は考慮しない。

$$M_c = 0.5 \cdot g_c \cdot a_{gc} \cdot \sigma_y \cdot D_c \quad (18)$$

ここで、 g_c : 柱の主筋間距離, a_{gc} : 柱主筋の全断面積, σ_y : 主筋の降伏強度, D_c : 柱せいである。

梁破壊の強度 Q_b に関しては、図 12 の節点 O でのモーメントの釣り合いを考慮して算出する。梁のフェース位置でのモーメント M_b は、略算式(19)による終局モーメントを用いる。ただし、梁の軸力は 1 階柱のせん断力 Q_c と同一とする。本論文においては、引張軸力となる。

$$M_b = 0.5 \cdot g_b \cdot a_{gb} \cdot \sigma_y \cdot D_b + 0.5 \cdot N_b \cdot D_b \quad (19)$$

ここで、 g_b : 梁の主筋間距離, a_{gb} : 梁主筋の全断面積, σ_y : 主筋の降伏強度, D_b : 梁せい, N_b : 梁の軸力(圧縮を正とする)である。

2 階柱のフェース位置でのモーメント M_{2c} は、略算式(20)による終局モーメントを用いる。ただし、2 階柱の軸力は梁のせん断力 Q_b と同一とする。本論文においては、圧縮軸力となる。

$$M_{2c} = 0.5 \cdot g_{2c} \cdot a_{g2c} \cdot \sigma_y \cdot D_{2c} + 0.5 N_{2c} \cdot D_{2c} \left(1 - \frac{N_{2c}}{b_{2c} \cdot D_{2c} \cdot F_c} \right) \quad (20)$$

ここで、 g_{2c} : 2 階柱の主筋間距離, a_{g2c} : 2 階柱主筋の全断面積, σ_y : 主筋の降伏強度, b_{2c} : 2 階柱幅, D_{2c} : 2 階柱せい, N_{2c} : 2 階柱の軸力(圧縮を正とする), F_c : コンクリート強度である。

節点 O での 2 階柱のモーメント M_{2c}' に関しては、2 階柱の軸力を考慮して次式で算定する。± の符号は、屋内側拡張で+, 屋外側拡張で-とする。

$$M_{2c}' = M_{2c} \pm N_{2c} e \quad (21)$$

ここで、 e : 1 階柱の材軸と 2 階柱の材軸の距離である。

以上から求めた節点 O での梁と 2 階柱のモーメントの和を、節点 O から加力点までの高さ 925mm で除すことで、梁破壊時の 1 階柱のせん断力を算出する。

3.3.2 接合部強度と柱破壊、梁破壊との比較

各試験体にこの破壊モデルを適用した接合部強度計算結果 Q_j を実験値 Q_{exp} (せん断力), 柱、梁破壊の計算耐力 $\min(Q_b, Q_c)$ との比較にして図 13 に示す。

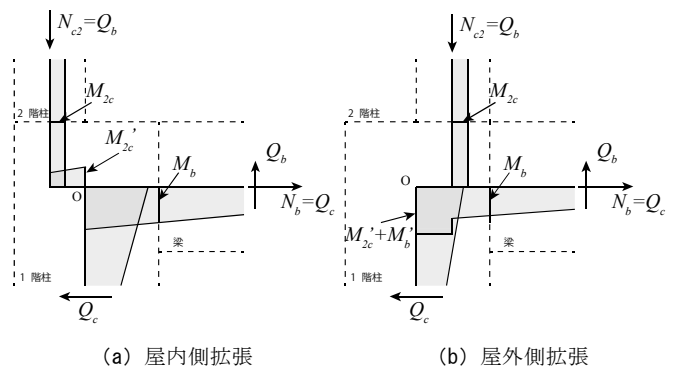


図 12 梁破壊の計算仮定

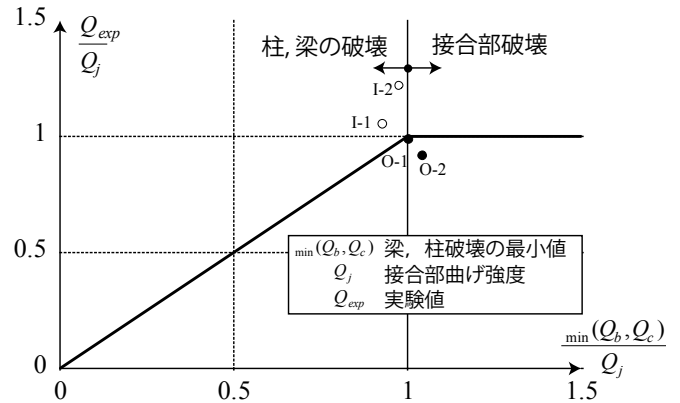


図 13 強度計算結果

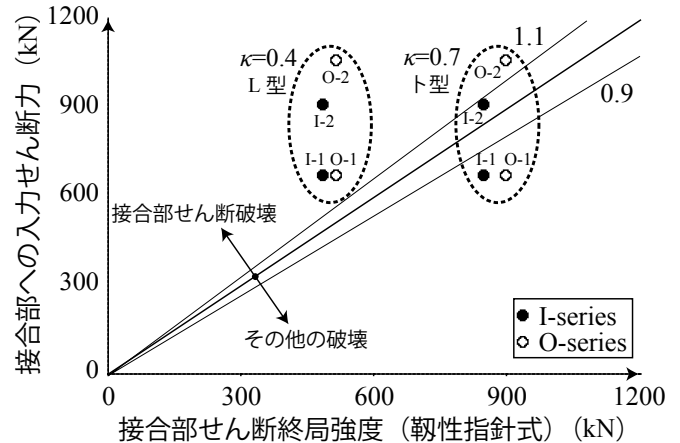


図 14 接合部せん断強度計算結果 (靱性指針式)

梁の破壊を起こした I-1 では、梁破壊の計算耐力が接合部強度よりも小さくなり、破壊形式は正しく判定された。梁破壊の計算耐力は実験値に比べて 15% 程度低い値となった。

I-2 では、接合部強度計算値が梁破壊強度計算値を上回り、梁破壊と判定されたが、それぞれの計算値は近接している。また、O-1 および O-2 では、接合部強度計算値は、柱、梁破壊の計算値を下回り、接合部破壊と判定された。I-2, O-1, O-2 では、接合部でのひび割れが発生しており、接合部破壊が生じていた可能性もあることから、傾向を捉えていると考えられる。I-2, O-1, O-2 の実験値は接合部強度の 0.9 倍～1.2 倍程度となっており、計算値は実験値を概ね評価できている。O-2 のみ危険側の評価となった。

4. 柱が開く方向のピロティ柱梁接合部のせん断終局強度

実験では、接合部のせん断破壊は観察されなかったが、ピロティ

柱梁接合部における接合部のせん断破壊についても検討を行う。

4.1 既往の接合部せん断終局強度

参考に接合部のせん断終局強度 V_{ju} を靱性指針⁵⁾に従って求めた。なお、接合部の形状はL形 ($\kappa = 0.4$)、ト形 ($\kappa = 0.7$) の2種類を検討した。

$$V_{ju} = \kappa \phi F_j b_j D_j \quad (22)$$

ここで、 κ :接合部の形状による係数 (ト形接合部: 0.7, L形接合部: 0.4), ϕ :直交梁の有無による補正係数 (=0.85), F_j :接合部せん断強度の基準値 (= $0.8\sigma_b^{0.7}$), b_j :接合部の有効幅, D_j :柱せいである。

図14は、縦軸に靱性指針式による接合部せん断終局強度、横軸に実験により計測した歪ゲージの値を用いて算出した引張主筋の応力から1階柱のせん断力 Q_{exp} (実験値) を引いて求めた接合部入力せん断力としたグラフである。形状係数 $\kappa=0.4$ (L字型) で計算した場合は、すべての試験体で接合部破壊するという判定になり、形状係数 $\kappa=0.7$ (ト型) で計算した場合は、接合部で破壊する場合と破壊しない場合が混じる結果となった。実験ではいずれの試験体においても接合部せん断破壊をしていないことから、靱性指針式では適切な評価ができない可能性があると考えられる。

4.2 ピロティ柱梁接合部の釣り合い破壊

塩原ら³⁾は、コンクリート断面に対して主筋量が過剰になると主筋の降伏の前にコンクリートの圧壊が始まることを指摘しており、このような破壊を釣り合い破壊と呼んでいる。そこで、文献³⁾に倣い、接合部の変形機構をモデル化し、接合部パネルと鉄筋に生じる応力の関係をそれぞれ仮定し、鉄筋の降伏と同時にコンクリートのひずみが終局ひずみに達する状態を定式化する。

4.2.1 変形による接合部中央のコンクリートのひずみ

接合部パネルの変形を図15のように仮定する。また、接合部対角方向の斜めストラットのひずみは、図中の中立軸位置を表す記号を用いて次式のように表すことができる。

$$\varepsilon_u = \frac{x_1(\theta_b + \theta_c)}{\sqrt{(\alpha_c D_c)^2 + (\alpha_b D_b)^2}} = \frac{R}{1+R^2} \xi_1(\theta_b + \theta_c) \quad (23)$$

ここで、 $R = \tan \phi = \frac{\alpha_b D_b}{\alpha_c D_c}$, $\xi_1 = \frac{x_1}{\alpha_c D_c \sin \phi}$ である。

4.2.2 接合部パネルの変形と主筋の伸び

図15の変形機構における接合部内に配筋された梁及び柱引張主筋の接合部内での伸びは、梁、柱側からの鉄筋の抜け出しがないと仮定すると梁端、柱端の回転と接合部の中央のひずみから、幾何学的に以下のように接合部パネルの回転角と関係づけられる。なお、本提案モデルでは、圧縮反力 C_{lx}, C_{ly} で形成される接合部内の斜めストラットが支配的となるため、それ以外のストラットによる圧縮歪は(24)式で考慮しないものとした。また、破壊面は柱、梁主筋のフック位置にもとづいて決定しているため、Segment1 や Segment3 において、フック定着により定着が確保されていると考えた。

$$\Delta L_b \cong \beta_b D_b \theta_b - \alpha_c D_c \varepsilon_u = \left(\beta_b \theta_b - \frac{\alpha_b}{R} \varepsilon_u \right) D_b \quad (24a)$$

$$\Delta L_c \cong \beta_c D_c \theta_c - \alpha_b D_b \varepsilon_u = (\beta_c \theta_c - \alpha_c R \varepsilon_u) D_c \quad (24b)$$

4.2.3 接合部パネルの変形と引張主筋の応力

接合部内での引張主筋のひずみ分布は斜めひび割れ間では線形と仮定する。すると、主筋の斜めひび割れを横切る位置での引張主筋

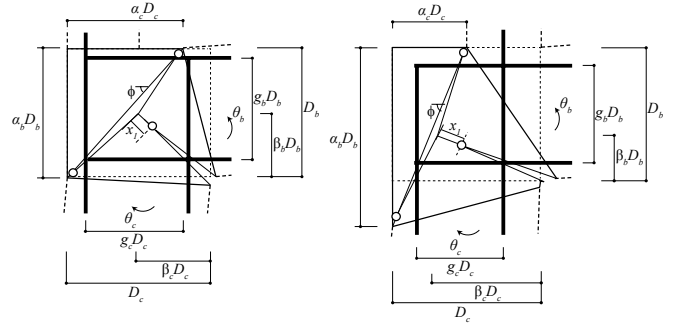


図15 接合部の変形

記号説明

- θ_c : 柱端の回転角, θ_b : 梁端の回転角
- g_c : 柱主筋間距離比, g_b : 梁主筋間距離比
- x_1 : 接合部中央コンクリートストラットの圧縮ゾーンの幅
- ε_u : コンクリート終局歪 (=0.003), b : 柱幅, F_c : コンクリート強度
- β_l : ストレスブロックの幅の圧縮ゾーンの大きさに対する比 (=0.85)
- β_j : ストレスブロックの高さの F_c に対する比 (=0.85)
- A_b : 梁主筋の断面積, A_c : 柱主筋の断面積, E_s : 鉄筋のヤング係数

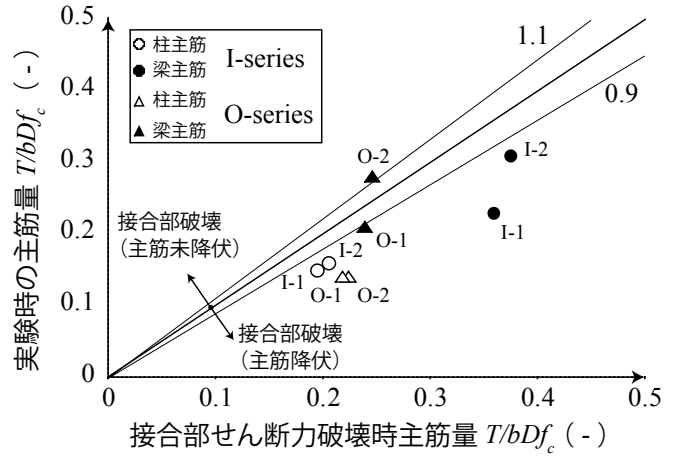


図16 限界補強量と実験時主筋量の関係

の応力を鉄筋の弾性係数と鉄筋の断面積で除して接合部内の平均ひずみを求め、これに長さ乗じたものが引張主筋の伸び量となる。ここでは、圧縮鉄筋の項 T_{2x}, T_{3y} は、定数ゼロとした。

$$\Delta L_b = \frac{(T_{1x} + T_{2x})/2}{E_s A_b} g_c D_c \quad (25a)$$

$$\Delta L_c = \frac{(T_{1y} + T_{3y})/2}{E_s A_c} g_b D_b \quad (25b)$$

接合部の変形に適合するように求めた式(24)による主筋の伸びと、鉄筋のひずみから求めた式(25)による主筋の伸びは等しいので、これらから終局時の接合部パネルの回転角と主筋の応力の関係が次のように導かれる。

$$\theta_b + \theta_c = \frac{\alpha_b}{\beta_b \alpha_c R} g_c \frac{(T_{1x} + T_{2x})/2}{E_s A_b} + \frac{\alpha_c R}{\beta_c \alpha_b} g_b \frac{(T_{1y} + T_{3y})/2}{E_s A_c} + \left(\alpha_c R + \frac{\alpha_b}{R} \right) \varepsilon_u \quad (26)$$

4.2.4 釣り合い破壊時の鉄筋の応力と中立軸位置

鉄筋の降伏が生じていない状態では、変形が小さいため、破壊面でのせん断伝達が小さいと考え、斜めストラットの向きを破壊面と平行と仮定する。すると、コンクリートの応力の水平および鉛直成分は次式のように表される。

$$C_{lx} = bx_1\beta_1\beta_3F_c\cos\phi = \frac{1}{1+R^2}\xi_1b\alpha_bD_b\beta_1\beta_3F_c \quad (27a)$$

$$C_{ly} = bx_1\beta_1\beta_3F_c\sin\phi = \frac{1}{1+1/R^2}\xi_1b\alpha_cD_c\beta_1\beta_3F_c \quad (27b)$$

ここで、接合部の変形と主筋の応力の関係を示す式(26)を接合部の変形とコンクリートのひずみの関係を示す式(24)に代入して整理すれば、主筋の応力とコンクリートのひずみの関係を示す次式を得ることができる。

$$\frac{\alpha_b}{\beta_b\alpha_c} \frac{1}{1+R^2} g_c \frac{(T_{lx}+T_{2x})/2}{E_s A_b} + \frac{\alpha_c}{\beta_c\alpha_b} \frac{1}{1+1/R^2} g_b \frac{(T_{ly}+T_{3y})/2}{E_s A_c} = \frac{1 - \left(\frac{\alpha_b + \alpha_c R^2}{1+R^2} \right) \xi_1}{\xi_1} \epsilon_u \quad (28)$$

式(26)に、釣合い破壊時の主筋の応力を代入すれば、係数 ξ_1 の2次方程式となり、これを解くことで、接合部中央の圧縮域の幅を求めることができる。ここで、引張主筋の応力 T_{lx} 、 T_{ly} の2つが未知数となるが、式(27)で接合部中央の圧縮応力 C_{lx} 、 C_{ly} の2つが ξ_1 で表現され、未知数が一つ減る。さらに変形の関係から式(28)が新たに得られるので、3章で求めた連立方程式を解くことが可能になる。

4.2.5 接合部の限界補強量

文献6)では、主筋と斜めストラットのコンクリートが、同時にそれぞれ降伏ひずみと終局ひずみに達する時の主筋量を接合部の釣合い破壊を生じさせないための限界補強量と呼んでおり、前項までの計算で求めた釣合い破壊時の圧縮域の幅を示す係数 ξ_1 を用いると、限界補強量は次式により表される。

$$T_{lx} = \frac{1}{1+R^2}\xi_1b\alpha_bD_b\beta_1\beta_3F_c - C_{2x} + Q_j + T_{2x} \quad (29a)$$

$$T_{ly} = \frac{1}{1+1/R^2}\xi_1bD_c\beta_1\beta_3F_c + C_{1y} + C_{2y} - T_{2y} - T_m - N_{cl} \quad (29b)$$

以上より、連立方程式を解いて求めた各試験体の限界補強量を横軸に、実験で用いた鉄筋量を縦軸にとったグラフを図16に示す。鉄筋量は、柱、梁それぞれの断面とコンクリート強度で除して、無次元化して載せてある。図より、O-2の梁主筋量以外で、実験時の主筋量は限界補強量を大きく下回る計算結果となり、接合部の耐力のみ考えると、少なくとも接合部のせん断破壊より接合部破壊が先行するという評価となった。O-2は、図13に示したように、接合部強度の計算値が実験値を上回る危険側の評価となったが、上記で示したように、主筋降伏前に圧壊が生じた可能性があるために、危険側の評価となったと考えられる。強度の再評価に関しては今後の課題としたい。

柱、梁部材であれば主筋量を過剰に入れても、釣り合い軸力以下で、かつ、腹筋比 $\gamma=1.0$ 程度であれば、主筋の降伏前に圧壊が先行することはないと考えられる。しかし、柱梁接合部は、主として抵抗する圧縮域が接合部中央にあり、接合部中央には引張主筋と同程度の圧縮鉄筋は存在しない。よって、鉄筋量を過剰に入れすぎると、接合部において釣り合い破壊が先行するケースが存在することが考えられる。ピロティ柱梁接合部における検討をする際においても、通常の接合部と同様に釣り合い破壊が生じないよう、鉄筋量を定める必要があると考えられる。

5. まとめ

柱断面が急変する鉄筋コンクリート造ピロティ柱梁接合部の1階柱が開く場合の終局強度に関する検討を行い、以下の知見を得た。

1) 塩原らによる接合部の破壊モデルをもとに、ピロティ柱梁接合部における接合部強度を評価するモデルを提案し、定式化した。実験において、接合部に多くのひび割れが発生していた試験体では、接合部強度が柱・梁の強度を下回るもしくはほぼ同等となっており、傾向を捉えられた。また、接合部破壊した可能性のある試験体では、接合部強度の実験値は計算値の0.9倍～1.2倍程度となり、提案したモデルで接合部強度を概ね推定できることが分かった。

2) 主筋の降伏と同時にコンクリートの圧壊が生じる限界補強量の算定方法を定式化し、実験での主筋量と比較した。O-2試験体のみ、実験での梁主筋量が限界補強量より大きくなることが分かった。

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、名古屋大学、名古屋工業大学、九州産業大学、矢作建設工業(株)、独立行政法人建築研究所、国土技術政策総合研究所との共同研究で行ったものである。関係者の皆様に厚く御礼申し上げる。

参考文献

- 1) 壁谷澤寿海, 金裕錫, 加藤敦, 小川信行, 五十嵐俊一: 鉄筋コンクリート造偏心ピロティ建物の震動実験(その1) 実験概要, 第3回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集, pp.165-170, 2002.10
- 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主筋の定着性状, 日本建築学会技術報告集, 第15集, 第29号, pp.143-146, 2009.2
- 3) 花井伸明, 市之瀬敏勝, 勅使川原正臣, 白川敏男: 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, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, 2013.7
- 4) 小谷剛ほか: RCピロティ柱梁接合部の強度と変形性能その1~3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.13-24, 2011.8
- 5) 市之瀬敏勝ほか: RCピロティ柱梁接合部の強度と変形性能その4~9, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.453-464, 2012.9
- 6) 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
- 7) 辛勇雨, 塩原等: 鉄筋コンクリートL字型柱梁接合部のせん断終局強度の解析, 構造工学論文集, Vol.50B, pp.87-96, 2004.4
- 8) 飯塚正義, 荒木和豊, 三浦康秀, 敷崎清, 塩原等: 基礎梁外端側杭頭周辺部の検討法 その1 危険断面の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.359-360, 2007.8
- 9) 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, 1997.7

(2013年6月8日原稿受理, 2013年9月30日採用決定)