

鉄筋コンクリート十字形柱梁接合部の破壊モデルの検証に関する実験的研究

○楊 森¹⁾・北山 和宏²⁾

- 1) 学生会員 首都大学東京大学院都市環境科学研究科, 東京都八王子市南大沢 1-1, yang-sen@ed.tmu.ac.jp
- 2) 正会員 首都大学東京大学院都市環境科学研究科 教授, 東京都八王子市南大沢 1-1, kitak@tmu.ac.jp

1. はじめに

RC柱梁接合部の破壊機構については様々な提案があるが, 設計因子の種類および組み合わせが多いためその破壊モデルの研究は発展途上にある. 本稿では従来の方法に代わる塩原の力学モデル¹⁾の妥当性を検証するため, 柱梁接合部の剛性・強度・損傷集中に対する主要な影響因子である1)柱梁曲げ強度比(柱曲げ終局強度の梁曲げ終局強度に対する比), 2)柱軸力, 3)接合部アスペクト比(梁せいの柱せいに対する比), および4)梁軸力を実験変数としたRC十字形柱梁部分架構の静的繰り返し水平加力実験²⁾の結果を報告する.

2. 実験計画

2.1 試験体概要

試験体は平面十字形部分架構5体であり, 水平力を受ける平面架構の柱・梁反曲点位置で切り出したものである. 表1に試験体諸元, 諸計算結果および実験結果, 表2に使用鋼材の材料特性, 図1に試験体J5の形状および柱・梁断面図を示す(試験体J1~J4は既報²⁾を参照).

柱断面は350mm×350mm, 梁幅を250mmとし, 全試験体共通とした. 梁せいは400mmあるいは600mmである. 試験体J1~J4の梁は同配筋とし, 試験体J5は梁断面の中央にアンボンドのPC鋼棒を通して232kNの圧縮軸力を導入し, 柱主筋量を変化させて柱梁曲げ強度比を1.22とした. 試験体J5の梁部材断面の曲げ強度に対するPC鋼材の寄与率(プレストレス率 λ)は0.46である. 試験体J1の柱梁曲げ強度比は1.76と大きく, その他の試験体の柱梁曲げ強度比は1.2~1.5程度とした. 試験体J1, J2, J4, J5には軸力比0.09の柱圧縮軸力, 試験体J3には412.8kNの柱引張軸力を加えた. 試験体J4のみ梁せいが600mmで異なり, 接合部アスペクト比が1.71と大きい. 試験体J5の接合部せん断余裕度(接合部せん断強度³⁾の梁曲げ終局時接合部入力せん断力に対する比)は1.2程度で, 試験体J1~J4は1.6~1.9程度と大きく, 従来の設計法では接合部破壊しないと考えられる.

2.2 実験方法

梁端をローラー支持, 柱脚および柱頭をピン支持として, 柱頭の三軸一点クレビスを介して水平力と軸力とをジャッキによって与えた. 柱に一定軸力を加えた後, 水平方向に正負交番繰り返し载荷を行った.

3. 実験結果

3.1 破壊性状および復元力特性

図2に試験体J2およびJ5の最終破壊状況および層せん断力-層間変形角関係を示す. 層せん断力は, 梁せ

ん断力の測定値から力の釣りによって求めた. □は最大層せん断力, △は梁主筋1段目降伏, ◇は柱主筋1段目降伏, ○は接合部横補強筋降伏を各々示す. 図中の水平の点線は試験体J2が梁の終局曲げモーメント略算式⁴⁾, 試験体J5がPRC断面の終局曲げモーメント計算式⁵⁾より求めた最大層せん断力で, 水平の一点鎖線は楠原・塩原らによる提案式⁶⁾より求めた最大層せん断力である. 試験体J5は層間変形角0.6%時に梁主筋の降伏, 層間変形角0.7%時に接合部横補強筋の降伏が, 基準となる試験体J2とほぼ同様に発生した. 層間変形角1.1%で柱主筋が, 試験体J2とほぼ同様に降伏

表1 試験体諸元, 諸計算結果および実験結果

| 試験体名 | J1 | J2 | J3 | J4 | J5 | |
|-----------------------------------|-----------------|--------|---------|--------|---------------------|------|
| コンクリート | 圧縮強度(MPa) | 38.6 | 37.9 | 38.7 | 39.3 | 41.8 |
| | 割裂引張強度(Mpa) | 2.7 | 2.8 | 2.5 | 2.7 | 3.0 |
| 梁主筋(SD345) | 上端・下端ともに5+2-D13 | | | | 4-D13 | |
| 中央部PC鋼材 | | | | | 1-φ 21 | |
| 柱主筋(SD345) | 12-D16 | 12-D13 | 14-D19 | 16-D16 | 12-D13 | |
| 柱軸力(kN) | 圧縮412.8 | | 引張412.8 | | 圧縮412.8 | |
| プレストレス率 λ ^{*1} | 0 | | | | 0.46 | |
| 柱梁曲げ強度比 | 1.76 | 1.35 | 1.41 | 1.55 | 1.22 | |
| 接合部アスペクト比 | 1.14 | | 1.71 | | 1.14 | |
| 接合部せん断余裕度 ^{*2} | 1.66 | 1.64 | 1.66 | 1.86 | 1.18 | |
| 梁曲げ終局時層せん断力略算値 ^{*3} (kN) | 97.2 | | | 152.6 | 104.6 ^{*4} | |
| 接合部曲げ終局時計算値 ^{*5} (kN) | 128.1 | 115.7 | 122.8 | 197.1 | 116.0 | |
| 最大耐力実験値(kN) | 112.5 | 107.6 | 111.4 | 175.7 | 122.4 | |

- *1 $\lambda = M_p / (M_p + M_r)$, ここで M_p : 梁曲げ終局時におけるPC鋼材の負担分, M_r : 梁曲げ終局時における主筋の負担分
- *2 文献3)式 $V_{ju} = \kappa \phi F_j b_j D_j$ を用いて算出(記号は原典参照)
- *3 文献4)式 $M_u = 0.9 a_t \sigma_y d$ を用いて算出(記号は原典参照)
- *4 文献5)式 $M_{bu} = C_c(x_n - k_2 \cdot x_n) + C_s(x_n - d_c) + T_{py}(d_p - x_n) + T_y(d - x_n)$ を用いて算出(記号は原典参照)
- *5 文献6)の楠原・塩原らによる提案式を用いて算出

表2 使用鋼材の材料特性

| 鋼材 | 降伏強度 (MPa) | 引張強度 (MPa) | 破断伸び (%) |
|-------------------------|------------|------------|----------|
| D10(SD345) | 367 | 574 | 13.78 |
| D13(SD345) | 371 | 552 | 19.41 |
| D16(SD345) | 379 | 582 | 19.92 |
| D19(SD345) | 388 | 589 | 15.85 |
| PC鋼棒φ 21(SBPR1080/1230) | 1258 | 1328 | 11.92 |

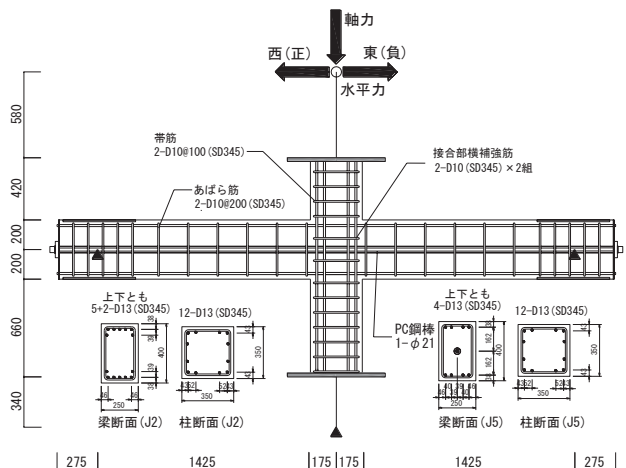


図1 試験体J5形状および柱・梁断面図

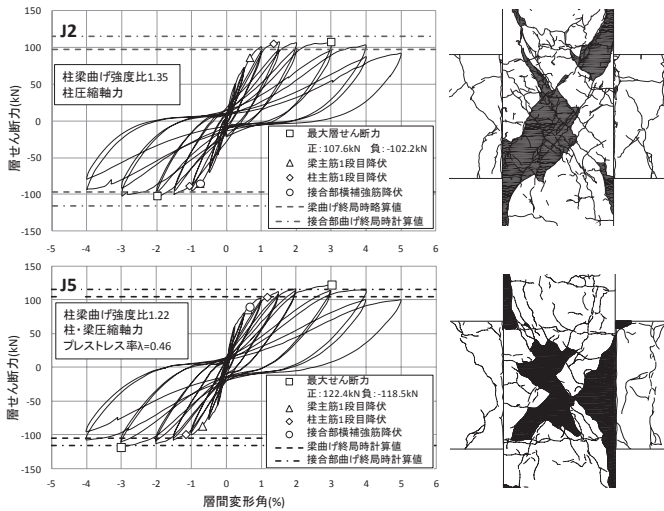


図2 最終破壊状況および層せん断力-層間変形角関係

した。全試験体は梁主筋および柱主筋降伏後、層間変形角の増加とともに層せん断力は緩やかに増大した。試験体J5は試験体J2と同じく、層間変形角3.0%で最大耐力に達した。最終的に試験体J5のPC鋼棒は降伏せず、耐力は19%低下した。基準となる試験体J2より耐力低下は大きかった。

試験体J2と同じく、試験体J5で接合部の対角線ひび割れは顕著に発生した。両試験体は最終的に接合部に損傷を集中し、接合部の対角線ひび割れの拡大が顕著となり、接合部のコンクリートの圧壊が進行する塩原の柱梁接合部曲げ破壊¹⁾となった。

梁圧縮軸力が作用した試験体J5の履歴形状はエネルギー吸収能の乏しいスリップ形であった。主筋の降伏後は同一振幅加力時のスリップ性状が顕著となり、耐力低下も大きかった。両試験体の最大耐力は梁曲げ終局時計算値より10~17%大きかった。試験体J2の最大耐力は楠原・塩原ら⁶⁾の接合部曲げ終局強度計算値より7%小さかったが、試験体J5の最大耐力は計算値とほぼ一致した。両試験体を比べると楠原・塩原ら⁶⁾による接合部曲げ終局強度は同程度だったが、最大耐力実験値は梁にプレストレスを導入した試験体J5が14%大きかった。これは梁断面中央のアンボンドPC鋼材の張力(すなわち梁の圧縮軸力)が層間変形とともに増加し、接合部曲げ強度を増大させたためと考える。

3.2 層間変形に占める各部の変形成分

塩原の9自由度モデル¹⁾を検証するため、柱梁接合部パネルの4つの辺の計12の自由度からなる変位を測定し、これらをもとに接合部の変形をせん断変形と柱・梁フェースの回転²⁾に分離した。図3に試験体J2およびJ5の層間変形に占める各部の変形成分を示す。これは、全体の変形を「柱のたわみによる変形・柱端部に生じるひび割れの開きによる変形」(略:柱変形)、「梁のたわみによる変形・梁端部に生じるひび割れの開きによる変形」(略:梁変形)および「接合部の変形」に分離するもので、接合部のせん断変形と柱・梁フェースの回転(略:接合部回転)をあわせたものである。「接

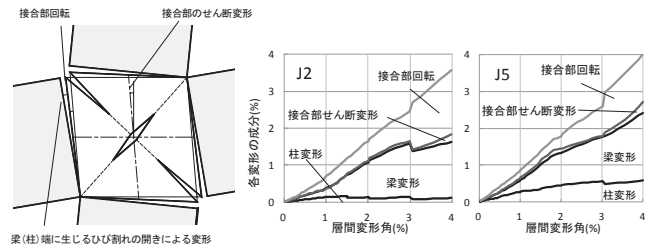


図3 各試験体の層間変形に占める各部の変形成分

合部の変形」は接合部の対角方向の長さの変化をもとに求めた従来の接合部せん断変形角にほぼ相当する。

両試験体とも接合部の対角ひび割れが生じると、接合部回転の変形成分が増大し始めた。その後梁主筋の降伏後は繰り返し载荷により接合部回転成分が増大し、接合部に変形と損傷が集中した。試験体J2では、接合部回転の層間変形に占める比率は最初から30~40%で、最大耐力後に50%程度に増大した。試験体J5では、接合部回転の層間変形に占める比率は最初から20~30%で、最大耐力後に35%程度に増大し、試験体J2よりも小さかった。これは、梁の圧縮軸力が接合部の変形を抑制したためと考える。なお全試験体とも接合部のせん断変形の比率は10%以下であった。

4. まとめ

柱梁曲げ強度比、柱軸力、梁軸力などを実験変数とした鉄筋コンクリート十字形柱梁部分架構の水平加力実験により以下の知見を得た。

1) 現行の設計によって柱梁接合部のせん断余裕度が1を超えても、梁・柱主筋の降伏後に柱梁接合部に損傷が集中する接合部破壊となった。

2) 全試験体の最大耐力は梁曲げ強度略算値より大きかった。楠原・塩原ら⁶⁾による接合部曲げ終局強度計算値は梁圧縮軸力が作用する場合の耐力を妥当に評価したが、その他の試験体では実験を過大評価した。

3) 塩原の9自由度モデルに基づき分離した接合部の回転変形成分は層間変形の35%~50%を占めたが、接合部せん断変形成分の比率は10%以下と小さかった。

謝辞 本研究は平成22年度の国土交通省建築基準整備促進補助金事業「鉄筋コンクリート造の壁はり接合部の耐力評価に関する実験」(研究代表者:塩原等東京大学准教授)により行われた。研究実施に際してご助言・ご援助いただいた塩原等先生および楠原文雄先生(東京大学)にあつく御礼申し上げます。なお実験は平林幸泰氏が修士論文研究として実施した。

参考文献

- 1) 塩原 等:鉄筋コンクリート柱梁接合部:見逃された破壊機構, 日本建築学会構造系論文集. Vol. 73, No. 631, pp. 1641-1648, 2008.
- 2) 石木健士朗, 平林幸泰, 北山和宏, 他:RC十字形柱梁接合部パネルの破壊機構に関する実験的研究, 日本建築学会学術講演梗概集 C-2 構造IV : 2011 pp. 497-498
- 3) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
- 4) 日本建築防災協会:2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, 2001
- 5) プレストレスト鉄筋コンクリート(III種PC)構造設計・施工指針・同解説, 2003
- 6) 楠原文雄, 塩原等, 他:鉄筋コンクリート造柱梁接合部の終局強度に及ぼす梁および柱主筋量の影響(その4), 日本地震工学会大会-2009梗概集, 東京, pp. 28-35, 2009.
- 7) 楠原文雄, 塩原等:接合部回転角を含むRC造柱梁接合部部分架構の変形成分と応力およびその測定法, コンクリート工学年次論文集, Vol.1, 28, No. 2, pp. 355-360, 2006,