

変動軸力および2方向水平力を受けるRC隅柱梁接合部の降伏破壊および軸崩壊に関する研究  
その2：破壊性状及び荷重-変形関係

鉄筋コンクリート 隅柱梁接合部 変動軸力  
2方向水平力 接合部降伏破壊 軸崩壊

正会員 ○佐野由宇\*2 藤間淳\*4 鄭家齐\*3  
同 王君穎\*1 石川巧真\*1 北山和宏\*1  
同 晉沂雄\*2

1. はじめに

その1に引き続き、本報(その2)では実験による破壊性状及び荷重-変形関係等について述べる。

2. 破壊性状及び荷重-変形関係

最大耐力を記録した荷重経路の加力終了時及び実験終了時の接合部損傷状況を写真1及び2(F1:南方向, F2・F3・F4:南西方向から撮影)に示す。また、層せん断力-層間変形角関係(東西方向及び南北方向)を図1に示す。層せん断力は測定した梁せん断力を用いモーメントのつり合いから算出した。図中の梁曲げ終局時の層せん断力計算値を求めるときは圧縮縁コンクリートのひずみを0.003とし、断面解析により算出した。また、接合部曲げ終局耐力計算値<sup>1)</sup>は高軸力あるいは低軸力下における1方向加力時の計算値を示している。なお、図1にて平面試験体F1の第1象限では変動軸力が高圧縮、第3象限では低圧縮となる。一方、立体試験体では地点により変動軸力の増減が異なり、第1象限では高圧縮から長期軸力まで、第3象限では長期から低圧縮軸力まで変動する。層間変形角0.25%では全試験体において梁に曲げひび割れが生じ、0.5%ではF3のみ柱梁接合部に斜めひび割れが生じ始めたが、全試験体の柱梁接合部に大きな損傷は無かった。前報で述べた通り、F3はF2と同一配筋であるが、F3では変動軸力を層間変位に比例させ、他の試験体よりも早い段階で変動軸力が高圧縮もしくは低圧縮となる。よって、F3には早

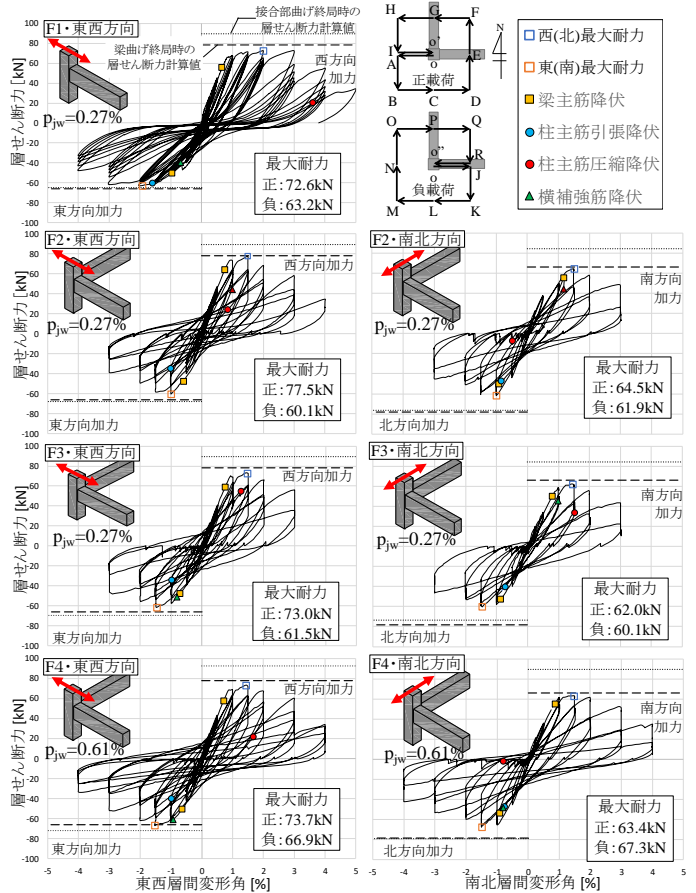


図1 層せん断力-層間変形角関係

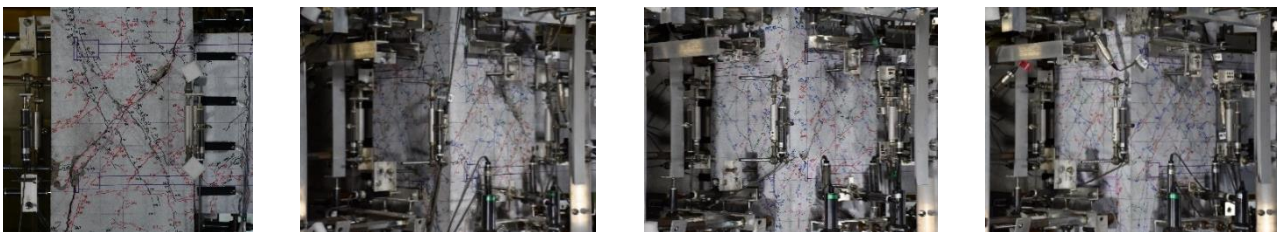


写真1 最大耐力を記録した層間変形角の荷重終了時の接合部損傷状況

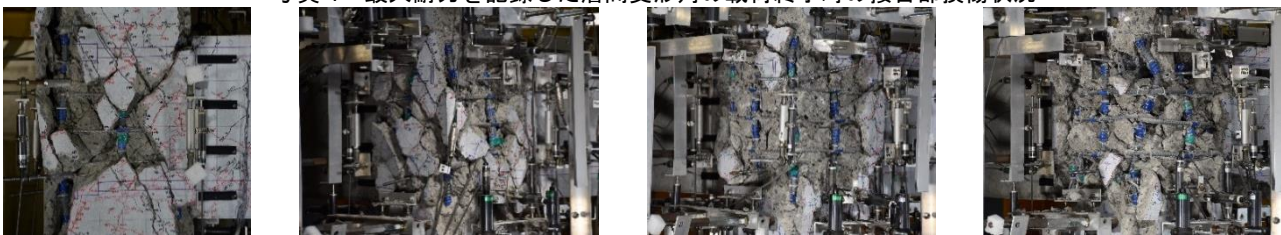


写真2 実験終了時の接合部損傷状況

Joint Hinging and Axial Failure of RC Corner Column-Beam Joint Subjected to Varying Axial and Bi-Lateral Loads (Part2. Failure Pattern and Load-Displacement Relation)

SANO Yu, FUJIMA Atsushi, ZHENG Jiaqi, WANG Junying, ISHIKAWA Takuma, KITAYAMA Kazuhiro and JIN Kiwoong

期に低圧縮軸力が作用し、圧縮軸力による柱梁接合部への拘束が緩和され、先に主対角ひび割れが生じたと考えられる。

層間変形角 1.0%では全試験体で梁主筋及び接合部横補強筋が降伏し、立体試験体 F2, F3 及び F4 では更に柱主筋も降伏し、2 方向载荷によって柱主筋の降伏発生時期が早まった。また、これと同時期に全試験体で柱梁接合部に主対角ひび割れが生じ、F2 は東方向及び北方向で最大耐力に達した。

層間変形角 1.5%になると F1 の柱主筋が降伏し、F2 は西方向及び南方向で、F3 及び F4 は全方向で最大耐力を記録した。図 1 を確認すると F4 の東方向のみで最大耐力が梁曲げ終局耐力計算値に達したが僅かな到達であり、全試験体のほぼ全方向において最大耐力実験値が梁曲げ終局耐力計算値に達しなかった。なお、全立体試験体の最大耐力実験値が接合部曲げ終局耐力計算値を下回る結果となっているが、その 3 にて後述する層せん断力の二軸相関で考えると、2 方向载荷時の耐力実験値が接合部曲げ終局耐力線とほぼ一致する箇所も確認された。同 1.5%時に F3 では柱主筋の圧縮降伏も見られた。また、F2 及び F3 の接合部横補強筋が全て降伏し、同じ接合部横補強筋量を有する 1 方向载荷試験体 F1 に比べその降伏時期が早まり、2 方向载荷による影響が現れた。

層間変形角 2.0%では F2 と F4 の柱主筋も圧縮降伏し、F1 では正負荷荷時ともに最大耐力を迎えた。F4 では接合部横補強筋が全て降伏し、他の立体試験体に比べその発生時期が遅れ、柱梁接合部の損傷も相対的に少なかった。接合部横補強筋量を約 2 倍にしたためである。一方、F3 では接合部かぶりコンクリートが剥落する等、その損傷進展が最も激しかった。

層間変形角 3.0%になると F1, F2 及び F4 でも接合部かぶりコンクリートの剥落が激しくなった。この時全試験体で柱主筋と接合部横補強筋が露出し、復元力特性の履歴形状がほぼスリップ性状を示した。F2 と F3 では柱主筋の座屈が確認され、梁の取り付けられない接合部面で柱主筋の負担軸力が増加し、高圧縮軸力による圧縮ストラットに沿って局部座屈したと考えられる。特に F3 では地点 L で軸力を変動している間、コアコンクリートの膨張に伴い接合部横補強筋の 135° フックが抜け出して柱主筋の座屈がさらに進展し、上柱及び下柱が互いに「く」の字状に傾いた。よってこれ以上軸力保持できないと判断し実験を終了した。前述の通り、F3 では早期に低圧縮軸力が作用して接合部損傷が早まり、その後高圧縮軸力が作用して接合部コンクリートの剥落や圧壊が誘発され、より早い段階で柱主筋が座屈し軸崩壊に繋がったと考えられる。

層間変形角 4.0%時、F2 では地点 A を過ぎた直後柱主筋の座屈と接合部コアコンクリートの損傷が進展し、残留変形及び上下柱の「く」の字状の傾きが激しくなったことから、F3 と同様軸崩壊に至ったと判断し実験を終了した。同 4.0%時に F4 では柱主筋の座屈が観察され 4.0%载荷後に実験を終了し

たが、他の立体試験体に比べ座屈発生が遅れており、接合部横補強筋量の増大による影響が現れた。そこで F4 では実験終了後、圧縮軸力のみを増やす軸圧縮実験を行ったところ、軸力比 0.08 の時に柱主筋の座屈が激しくなり接合部横補強筋の 135° フックが外れて接合部破壊による軸崩壊状態となった。F4 は F2 に比べ最大耐力以後の耐力低下も少なく、接合部横補強筋量の増大は接合部損傷後の耐力低下制御にも有効であった。一方、同 4.0%時に 1 方向载荷試験体 F1 では柱主筋が圧縮降伏し、柱梁接合部の西側が面外に大きく膨張して柱主筋座屈の徴候が見られた。

層間変形角 5.0%では F1 の接合部コアコンクリートの圧壊が進展して柱主筋が座屈し、軸力保持能力が低下し軸崩壊の直前状態になったと判断され、その 1 回目の正载荷で実験を終了した。F1 では F2 に比べ上下柱の残留傾き及び接合部損傷が少なくその進行も遅れたことから、1 方向より 2 方向载荷の方が接合部損傷に大いに影響することが確認された。

### 3. 接合部のひび割れ発生状況及び残留ひび割れ幅

2 方向水平力による接合部損傷への影響を調べるため、F1 及び F2 の接合部のひび割れ発生状況を確認した。図 2 に層間変形角 1.5%载荷終了時（原点）の接合部南面のひび割れ発生状況及び残留ひび割れ幅を示す。図中の数値は残留ひび割れ幅であり、1 方向载荷試験体を基準としたとき正载荷時（黒色）及び負荷荷時（赤色）に生じる主対角ひび割れと、接合部の対角線（破線）が交わる箇所にて計測されたものである。また、図中の塗りつぶされた部分は剥落箇所を表す。

ひび割れ発生状況を比較すると 2 方向载荷試験体のひび割れ本数が 1 方向载荷試験体より遥かに多く、最大残留ひび割れ幅も 2 方向载荷試験体の方で大きく推移した。これは 2 方向载荷及び接合部横補強筋の降伏状況等によるものである。なお、負荷荷時の主対角方向に生じる最大残留ひび割れ幅（F1 : 0.27mm, F2 : 2.2mm）が、正载荷時（F1 : 0.17mm, F2 : 0.06mm）より大きい傾向を示し、これは圧縮軸力による接合部への拘束効果に起因するものと考えられる。

まとめ及び参考文献は、その 3 に記載する。

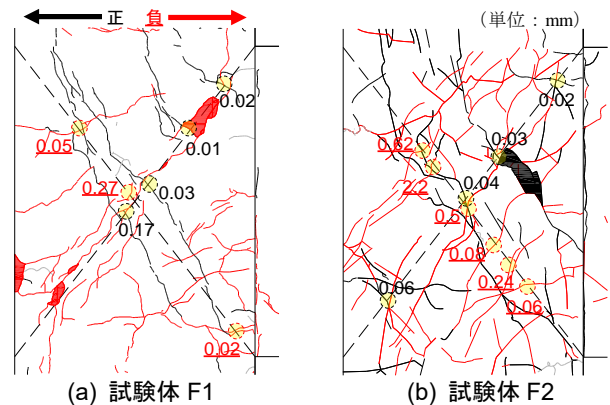


図 2 接合部のひび割れ発生状況 (R=1.5%载荷終了後の原点)

\*1 東京都立大学大学院 都市環境科学研究科建築学域  
 \*2 明治大学大学院 理工学研究科建築・都市学専攻  
 \*3 東京工業大学大学院 (元明治大学)  
 \*4 株式会社フジタ (元首都大学東京 現東京都立大学)

\*1 Tokyo Metropolitan University  
 \*2 Meiji University  
 \*3 Tokyo Institute of Technology  
 \*4 Fujita Corporation