

三方向地震力を受けて降伏破壊した鉄筋コンクリート隅柱梁接合部の軸崩壊に関する研究 その6：柱梁接合部の軸崩壊発生直前における変形機構の検討

正会員 ○佐野 由宇*1 村野 竜也*2 井上 諒*3
同 晉 沂雄*4 北山 和宏*5

鉄筋コンクリート 隅柱梁接合部 接合部降伏破壊
軸崩壊 柱主筋座屈 変形機構

1. はじめに

これまでの検討結果¹⁾²⁾から、降伏破壊を生じた柱梁接合部に圧縮軸力が加わる場合、柱梁接合部の損傷進展に伴い下柱に対する上柱の相対回転角（以下、下柱-上柱相対回転角と略記）が増大し、接合部出隅部のコンクリートが圧壊した後、「く」の字状に折れ曲がる軸崩壊に至ることが分かった。本報では軸崩壊発生直前の変形機構の提案を試み、実験結果と比較してその妥当性を検討する。変形機構の提案を通じて、将来的にRC造柱梁接合部の軸崩壊を予防するための設計手法の確立に繋げることを目指す。

2. 軸崩壊発生直前の変形機構の提案

既往研究による接合部降伏破壊時の変形機構³⁾を適宜参照・発展させ、図1のように上柱の回転軸（点A）を柱材軸へより近づけた軸崩壊発生直前の変形機構を提案する。鉛直方向の外力、コンクリート及び鉄筋の応力状態を図2のように表せるため、上柱側の接合部パネルにおける力のつり合いから式1が成り立つ。同式及び図2においてコンクリートの圧縮力は青文字、鉄筋の力は赤文字、外力は緑文字で表す。

$$\text{上柱パネル } C_{3y} + C_{1y} = N - T_e - T_m + T_{c1} \quad \text{式1}$$

ここで、 C_{1y} ：接合部中央部のコンクリート圧縮力の鉛直成分、 C_{3y} ：上柱側出隅部のコンクリート圧縮力の鉛直成分、 N ：柱軸力、 T_e ：外側の柱主筋の力、 T_m ：柱中段筋の力、 T_{c1} ：梁側の柱主筋の力、である。

接合部降伏破壊時の変形機構³⁾では、柱外側主筋付近におけるコンクリートの圧縮力 C_3 は0とみなされた。しかし、本研究の軸崩壊直前の変形機構では上柱と下柱が互いに「く」の字状に傾く挙動を示し、実験でも上柱側の出隅部でコンクリートの圧壊がみられたため、柱外側での上柱と下柱における圧縮力のやり取りが生じるとした。即ち、コンクリートの圧縮力 C_3 を考慮する。ただし、出隅部のかぶりコンクリートは圧壊と同時に大部分が剥落したため、剥落後を想定しかぶりコンクリートによる圧縮力の伝達は考慮しない。なお、接合部降伏破壊後に入隅部から生じた斜めひび割れ幅を計測したところ、接合部中央部において残留ひび割れが開いていることが確認された。よって、そのコンクリートの圧縮力(C_1)

のやり取りが少なくなったと判断し、かつ後述の評価式を容易に導くため、接合部中央部のコンクリートの圧縮力 C_1 は0とみなすこととした。また、実験結果による柱主筋のひずみ推移から、鉄筋の応力状態は図3のように仮定し、上柱側の接合部パネルにおける出隅部付近の柱主筋及び中段筋は圧縮降伏、梁側の柱主筋は引張降伏と設定した。破壊面を形成する斜めひび割れの角度 θ は、文献³⁾にない図4のように入隅部から梁の引張鉄筋の定着位置を結ぶ角度とした。

3. 変形機構による下柱に対する上柱の相対回転角の算出

提案した軸崩壊直前の変形機構により下柱-上柱相対回転角（図5）を算出するため、図1に示す回転軸（点A）の位置を求める。上柱側の接合部パネルでの力のつり合い（式1）により、柱外側のコンクリート圧縮力の鉛直成分 C_{3y} は式2から算出される。また、柱外側のコンクリート圧縮力 C_3 は斜めひび割れの角度 θ を用いて式3のように表せる。

$$C_{3y} = N - T_e - T_m + T_{c1} \quad \text{式2}$$

$$= N - n_e \cdot A_e \cdot \sigma_y - n_m \cdot A_m \cdot \sigma_y + n_{c1} \cdot A_{c1} \cdot \sigma_y$$

$$C_3 = C_{3y} / \sin\theta \quad \text{式3}$$

ここで、 n_e ：外側の柱主筋本数、 n_m ：柱中段筋の本数、 n_{c1} ：梁側の柱主筋本数、 A_e ：外側の柱主筋1本当当たりの断面積、 A_m ：柱中段筋1本当当たりの断面積、 A_{c1} ：梁側の柱主筋1本当当たりの断面積、 σ_y ：主筋の降伏強度、である。

一方、ストレスブロック⁵⁾を準用し、柱外側のコンクリートの圧縮力 C_3 は式4から評価できると仮定した。同式では、前述の通りかぶりコンクリートは考慮せず、かぶりコンクリート剥落後の柱幅 b_e を使用する。コンクリートへのひび割れ発生が多く損傷が激しかったことから、Collinsら⁴⁾による引張主ひずみを用いたコンクリート強度の低減を採用し、式5による低減後のコンクリート強度 σ_b' を用いる。なお、実験では接合部における引張主ひずみ ϵ_1 を計測していないため、ひび割れ幅により引張主ひずみを算出した。即ち、計測した接合部斜めひび割れ幅の合計値を図6の伸び量 δ_j とみなし、 δ_j を接合部対角線の全長 L_j で除した値を ϵ_1 とした。ただし、接合部斜めひび割れ幅の計測は層間変形角 $R=2.0\%$ で終了した。

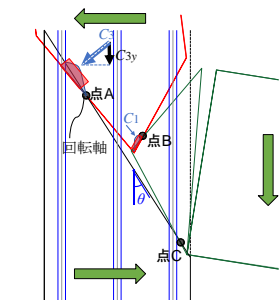


図1 軸崩壊直前の変形機構

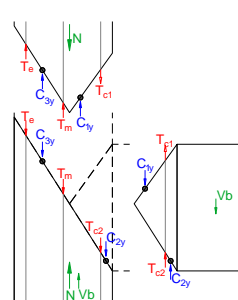


図2 鉛直方向の力

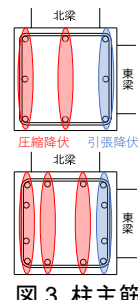


図3 柱主筋
応力状態の仮定

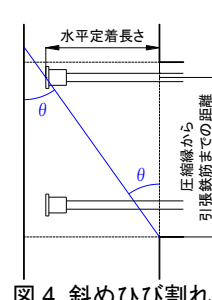


図4 斜めひび割れ
の角度

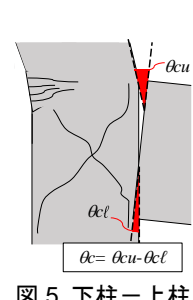


図5 下柱-上柱
相対回転角 θ

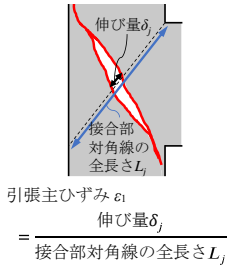


図6 引張主ひずみの算出

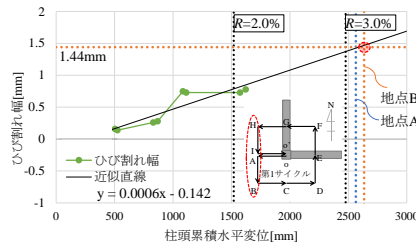


図7 斜めひび割れ幅の合計値の推移

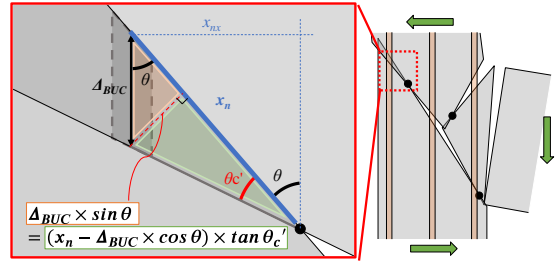


図8 下柱—上柱相対回転角 theta_c' の算出

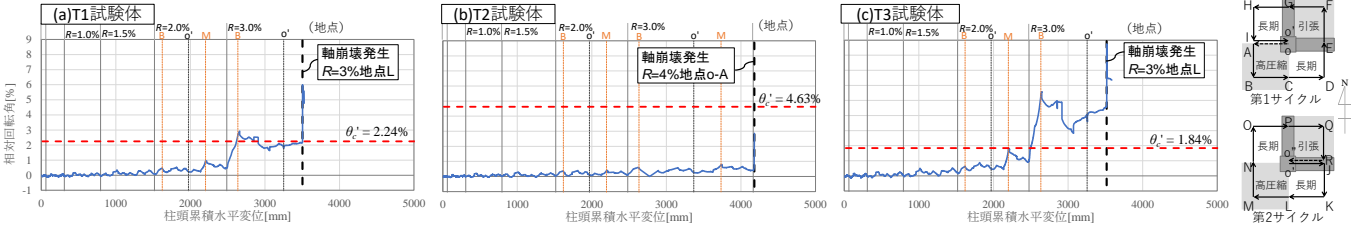


図9 下柱—上柱相対回転角の実験値と計算値との比較

そのため軸崩壊直前のひび割れ幅合計値については、 $R=2.0\%$ までの計測値を用いた近似直線（図7の黒実線）から推測し、 $R=3.0\%$ 第1サイクルの軸力増大地点である地点Bの前後から軸崩壊の兆候が目視で観察されたことから、地点Bにおける値を使用した。図7の横軸は柱頭累積水平変位であり、これは加力方向に関わらず水平加力力の移動距離を累積した値である。また、式4の関係から、外側柱主筋の中心位置から点Aまでの距離 x_n は、式6から算出される。

$$C_3 = b_c' \cdot k_1 \cdot x_n \cdot \sigma_B' \cdot k_3 \quad \text{式4}$$

$$\sigma_B' = \frac{\sigma_B}{0.8 + 0.34 \frac{\epsilon_1}{\epsilon_0}} \quad \text{式5}$$

$$x_n = \frac{C_c}{b_c' \cdot k_1 \cdot \sigma_B' \cdot k_3} \quad \text{式6}$$

ここで、 $k_1 \cdot k_3$ ：ストレスブロック係数⁵⁾、 ϵ_0 ：コンクリート圧縮強度時のひずみ、 σ_B ：材料試験によるコンクリート圧縮強度、である。

式6から算出した x_n と式5で算出した出隅部柱主筋の座屈ひずみ計算値 ϵ_{BUC} を用いて、下柱—上柱相対回転角計算値 θ_c' を算出する（図8）。同図で、外側柱主筋の座屈発生時の縮み量 Δ_{BUC} は、座屈が生じる時にはかぶりコンクリートが剥落しており、座屈区間では付着が喪失していると判断し式7から求めることとした。さらに、図8の幾何学関係から式8が成り立ち、下柱—上柱相対回転角は式9から計算される。

$$\Delta_{BUC} = \epsilon_{BUC} \times \ell_1 \quad \text{式7}$$

$$\Delta_{BUC} \times \sin \theta = (x_n - \Delta_{BUC} \times \cos \theta) \times \tan \theta_c' \quad \text{式8}$$

$$\theta_c' \approx \tan \theta_c' = \frac{\Delta_{BUC} \times \sin \theta}{(x_n - \Delta_{BUC} \times \cos \theta)} \quad \text{式9}$$

ここで、 ℓ_1 ：座屈長さである（その5参照）。

4. 下柱—上柱相対回転角の計算値と実験値の比較

図9に下柱—上柱相対回転角の実験値の推移を示す。横軸は柱頭累積水平変形とし、黒破線は目視で軸崩壊が観測された実験終了時期を表す。図の上部には層間変形角 R と主要な加力地点も併記した。変形機構から算出した下柱—上柱相対

回転角の計算値 θ_c' を図中の赤破線で示し、実験値と比較する。

接合部降伏破壊が発生したと考えられる最大耐力経験後の $R=2.0\sim 3.0\%$ において、試験体T1及びT3では下柱—上柱相対回転角が増大し、 $R=3.0\%$ で実験値が計算値に到達した。その後は下柱—上柱相対回転角が大きく残留した状態を維持したまま実験終了となった。柱主筋比が約1.5倍大きい試験体T2では柱主筋比の増大により軸崩壊が抑制され、最大耐力経験後の $R=2.0\sim 3.0\%$ でも他試験体に比べ下柱—上柱相対回転角の増減は少なくなった。試験体T2では爆裂音を伴う急激な損傷進展と軸崩壊発生により、実験終了間際の最終データが詳細に計測できず、両者の対応確認が困難な可能性が考えられるが、他試験体では変形機構による下柱—上柱相対回転角の計算値は実験値が急増する地点を概ね捉えており、この地点は接合部出隅部のコンクリートが大きく圧壊した地点と対応する。以上のことから、本研究で提案した変形機構を用いて、降伏破壊する柱梁接合部の軸崩壊発生直前に生じるコンクリート圧壊の時期を概ね推測することも可能と考えられる。

5. まとめ

実験検討を踏まえ、接合部降伏破壊の変形機構から発展させた軸崩壊発生直前の変形機構を提案した。二方向水平加力を考慮した機構への展開等が今後の課題であるが、変形機構から算出した下柱に対する上柱の相対回転角は実験結果による急増地点と概ね対応した。軸崩壊発生直前に生じる接合部コンクリートの圧壊時期も概ね推定できると考えられる。

【謝辞】

本研究はJSPS科学研究費補助金・基盤研究C（研究代表者：北山和宏）により行った。ここに記し、感謝の意を表す。

【参考文献】

- 1) 石川巧真, 佐野由宇, 村野竜也, 晉沂雄, 北山和宏: 三方向地震力を受けて降伏破壊した鉄筋コンクリート隅部柱梁接合部の軸崩壊に関する研究(その1-その4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp. 371-378, 2021.9
- 2) 佐野由宇, 藤間淳, 石川巧真, 晉沂雄, 北山和宏: 変動軸力および2方向水平力が作用する鉄筋コンクリート立体隅部柱梁接合部における降伏破壊および軸崩壊に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.87, No.792, pp.217-228, 2022.2
- 3) 楠原文雄, 塩原等: 鉄筋コンクリート造T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, Vol.78, No.693, pp.1949-1958, 2013.11.
- 4) Vecchio, F.J., and M.P.Collins: The modified compression - field theory for reinforced concrete elements subjected to shear, ACI Journal, pp.219-213, 1986.3
- 5) ACI: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19), 2019

*1 石本建築事務所（元明治大学大学院生） 修士（工学）
 *2 明治大学大学院理工学研究科建築・都市学専攻 大学院生
 *3 東京都立大学大学院都市環境科学研究科建築学域 大学院生
 *4 明治大学大学院理工学研究科建築・都市学専攻 准教授 博士（工学）
 *5 東京都立大学大学院都市環境科学研究科建築学域 教授 工博

*1 Ishimoto Architectural & Engineering Firm, M. Eng.
 *2 Graduate Student, Meiji University
 *3 Graduate Student, Tokyo Metropolitan Univ.
 *4 Associate Professor, Meiji Univ., Dr. Eng.
 *5 Professor, Tokyo Metropolitan Univ., Dr. Eng.