

論文 高変動軸力を受ける RC 造ト形柱梁接合部の軸崩壊発生過程の検討

趙 能^{*1}・鈴木 裕介^{*2}・谷口 与史也^{*3}・前田 匡樹^{*4}

要旨： 本研究では、RC 造ト形柱梁接合部軸崩壊に至る破壊経過として、接合部パネル内におけるコンクリートの圧壊と柱主筋の座屈の発生に関する前後及び相互関係を解明するため、高変動軸力を受けるト形柱梁接合部の実験試験体を対象として三次元 FEM 解析を行った。解析結果と実験結果との比較により、柱主筋の座屈を考慮した本研究における FE モデルの妥当性を検証した。また、接合部内の柱主筋の負担応力及びパネルコンクリートのひずみの推移の分析を通して、接合部軸崩壊に至るまでのかぶりコンクリートとコアコンクリートの圧壊、柱主筋の座屈の発生順番、及びそれらの相互関連性を明確にした。

キーワード： ト形柱梁接合部、変動軸力、接合部降伏、軸崩壊、座屈、FEM

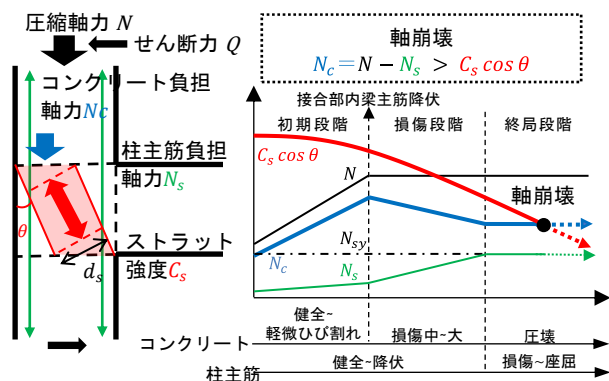
1. はじめに

鉄筋コンクリート (RC) 造建物の柱梁接合部では、接合部のせん断強度を確保するため、靱性保証型設計指針¹⁾に従い梁降伏先行型に至るように設計されている。しかし近年、柱と梁の曲げ強度の比 (以下、柱梁強度比) が 1.0 に近い場合、上記を満足しても梁の曲げ強度が発揮されない破壊モードである接合部降伏破壊が発生することが確認され²⁾、保有水平耐力規準³⁾では、接合部降伏による架構の強度低下率 β_f が定義されている。

一方、中高層 RC 造建物の外柱には、地震時の水平力により大きな変動軸力が作用する。そのため、柱曲げ強度とともに柱梁強度比が大きく変動する。著者らは、地震時の高層建物下層部の外柱・梁接合部 (以下、ト形接合部) を想定した高変動軸力が作用するト形接合部の静的載荷実験を通じ、引張軸力下で柱梁強度比が小さくなる (1.0 に近い) ので接合部降伏し損傷が生じ、この損傷が大きくなると圧縮軸力下で軸崩壊が発生することを報告している^{4)~5)}。並びに、軸崩壊の発生条件を定量的に評価するための力学モデルを提案した⁶⁾。さらには、RC 造ト形接合部において、接合部降伏後の軸崩壊発生メカニズムをより明確に評価することを目的とし、前田らの実験試験体⁷⁾を対象とした FEM 解析を通じ、軸崩壊力学モデルの妥当性を検証した⁸⁾。また、図-1 に示すように、前田らが提案した軸崩壊のメカニズム^{6)~7)}を更新した。しかし、この軸崩壊メカニズムは終局段階に柱主筋が降伏応力相当の軸力を負担すると仮定しているが、実際の軸崩壊時には柱主筋の座屈が生じ、主筋の負担軸力は低下すると考えられる。解析モデルの対象実験⁷⁾においても座屈が観察されている。また、軸崩壊の定義とし

て、接合部パネルのコンクリート剥落・圧壊が激しくなり、導入された圧縮軸力が梁曲げ耐力計算値から算出した目標圧縮軸力の 80% 以下程度となった場合、もしくは柱主筋の座屈や接合部横補強筋の破断とともに著しい軸方向変形が発生した場合⁷⁾としている。しかし、軸崩壊のトリガーと考えられる圧壊と座屈は破壊後試験体の目視観察による確認のため、いずれかまたは両者の発生が軸崩壊の必要条件であるか、両者の発生の前後及び相互関係を含む軸崩壊発生までのプロセスなどについては十分に検討されていない。

そこで本研究では、軸崩壊破壊モードである高変動軸力を受ける RC 造ト形接合部の実験試験体を対象とし、柱主筋に座屈モデルを考慮した材料構成則を適用した三次元 FEM 解析を行う。解析結果と実験結果との比較により、解析モデルの妥当性を検証する。また、解析結果の分析を通じ、柱主筋の負担応力と座屈状況、接合部パネルコンクリートの圧壊、及び両者の前後状況を含めた軸崩壊に至るまでの詳細過程について評価・検討する。

図-1 軸崩壊のメカニズム^{6)~8)}

*1 大阪公立大学 大学院工学研究科 都市系専攻 (学生会員)

*2 大阪公立大学 大学院工学研究科 都市系専攻 准教授 博士 (工学) (正会員)

*3 大阪公立大学 大学院工学研究科 都市系専攻 教授 博士 (工学) (正会員)

*4 東北大学 大学院工学研究科 都市・建築学専攻 教授 博士 (工学) (正会員)

2. 解析概要

解析には、汎用コード Diana10.9⁹⁾を用いて三次元非線形 FEM 解析を行った。本章では、解析モデルや載荷方法及び材料構成則の詳細について述べる。

2.1 解析対象試験体の概要

本研究の解析モデルは、軸崩壊破壊モードである高変動軸力を受けるト形接合部実験試験体^{4)~6)}を対象とした。表-1 に解析対象試験体の諸元として、寸法、配筋、及び使用材料の力学特性などを示す。柱断面寸法 250×250 mm、梁断面寸法 225×275 mm、階高 1,350 mm 及びスパン 1,850 mm は全試験体で共通である。接合部内梁主筋の定着は機械式定着工法、定着長さは柱せいの 3/4D である。図-2 に実験加力装置を示す。柱反曲点をピン支持、梁反曲点をローラー支持とし、加力梁を介し 1,000 kN 水平ジャッキにより正負交番静的漸増繰返し載荷が行われた。上柱が梁から遠ざかる方向を正側、上柱が梁に近づく方向を負側とされた。変動軸力は梁せん断力が梁曲げ終局時の計算値に達する時に目標とする最大軸力に達するように制御され、2 本の 1,000 kN 鉛直ジャッキにより加力梁を水平に保ちながら導入された。

本研究の解析対象試験体の破壊モードは、後述する図-7 の荷重-変形関係と図-8 の破壊性状の結果から、接合部降伏後の軸崩壊と評価されるが、その機構はそれぞれである。T12-30T4C5-N-13 と T12-30T6C5 は最終サイクル ($R = +5\%$) にコンクリートの圧壊と柱主筋の座屈が生じ軸崩壊したと判断されている。なお、軸崩壊発生時の変形角と直後の耐力低下勾配は異なる。T12-15T6C5 は上記 2 体より早期の加力サイクル時に急激に耐力低下し軸崩壊に至った。この時、接合部パネルのコンクリート剥落・圧壊の程度は小さく、接合部中央のひび割れに沿った斜め滑り破壊と判断されている。

2.2 形状モデル

形状モデル⁸⁾は実験試験体を参照して作成された。図-3 に FE モデルの要素分割及び境界条件を示す。コンクリートは、六面体ソリッド要素とし、接合部周辺の要素（濃い灰色）分割を 25 mm×27.5 mm とした。面外方向においては 25 mm で分割した。なお、柱と梁幅の差に合わせ、柱幅最外縁の要素長さ（Y 方向）を 12.5mm とした。支持部分を剛体要素（青色）として設定した。境界条件は、柱脚部の中央節点をピン支持、柱頭部の中央節点を Z 方向に可動なローラー支持、梁端の中央節点を X 方向に可動なローラー支持とした。また、鉄筋モデルは線材要素とし、梁主筋端部の定着は、実験の機械式定着の良好状況を参照し、定着方向の法線方向の剛性とせん断剛性に 10⁹N/mm を入力し、剛な定着をモデル化した。

2.3 材料構成則

コンクリートの圧縮側構成則は前川モデル¹⁰⁾、引張側

表-1 解析対象試験体の諸元

解析試験体	試験体名	T12-30 T4C5-N-13	T12-30 T6C5	T12-15 T6C5
	実験破壊モード	軸崩壊		
階高×スパン		1,350×1,850(mm)		
柱	幅×せい	250×250(mm)		
	配筋	12-D13 (SD345)	12-D16(SD345)	
	降伏強度	406 (MPa)	393 (MPa)	382 (MPa)
	ヤング係数	186 (GPa)	202 (GPa)	198 (GPa)
	配筋	2-D6@50 (SD295)	2-D6@50 (SD295)	
	降伏強度	356 (MPa)	417 (MPa)	437 (MPa)
梁	幅×せい	225×275(mm)		
	配筋	4-D13 (SD490)	5-D13(SD490)	
	降伏強度	538 (MPa)	535 (MPa)	534 (MPa)
	ヤング係数	198 (GPa)	194 (GPa)	195 (GPa)
	配筋	3-D6@50 (SD295)	2-D6 @50 (SD295)	
	降伏強度	356 (MPa)	417 (MPa)	437 (MPa)
接合部横補強筋	配筋	2-D6 3set (SD295)	2-D6 4set (SD295)	2-D6 2set (SD295)
	降伏強度	356 (MPa)	417 (MPa)	437 (MPa)
	ヤング係数	208 (GPa)	202 (GPa)	188 (GPa)
コンクリート	圧縮強度	35 (MPa)	95 (MPa)	76 (MPa)
	ヤング係数	32 (GPa)	40 (GPa)	32 (GPa)
柱梁強度比	圧縮軸力側	3.03	5.53	4.46
	引張軸力側	1.2	1.24	1.22
接合部補強比 (%)		25	31	16
下柱軸力比 η	圧縮軸力側	0.5	0.35	0.44
	引張軸力側	-0.45	-0.61	-0.6
強度低下率 β_f	圧縮軸力側	1.2	1.81	1.52
	引張軸力側	0.83	0.94	0.84

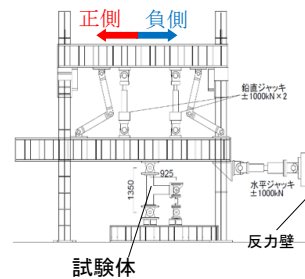


図-2 実験加力装置⁴⁾

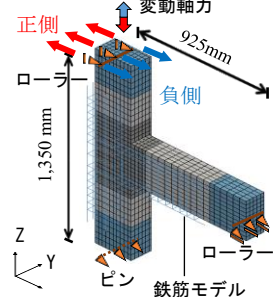


図-3 FE モデル

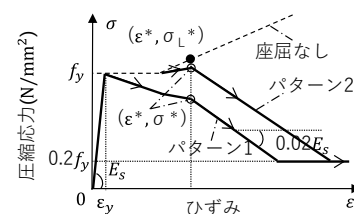


図-4 座屈を考慮した鉄筋の応力-ひずみ

構成則は Hordijk モデル¹¹⁾とする。拘束効果は Hsieh-Ting-Chen 破壊曲面モデル¹²⁾により評価した。鉄筋-コンクリート間の付着すべり構成則は CEB-FIP モデル¹³⁾を用いて評価した。柱と梁主筋の材料構成則は Menegotto-Pinto モデル¹⁴⁾とし、降伏後の剛性は初期剛性の 1/100 とした。柱主筋には、図-4 に示す前川らが提案

した座屈モデル¹⁰⁾を導入した。座屈開始点は次の2パターンであり、 $\sigma^* < f_y$ 時は圧縮降伏点から、 $\sigma^* \geq f_y$ 時は $(\varepsilon^*, \sigma^*)$ から開始する。座屈長さ L と要素長さ H の関係は、 $L/H=1$ となるよう設定した。

ここで、 σ^* : 変曲点の応力 (N/mm²)、 ε^* : 変曲点のひずみ、 L : 座屈長さ (mm)、 D : 鉄筋直径 (mm)、 α : 鉄筋の硬化程度による係数 (1.0)、 f_y : 鉄筋の降伏強度、 σ_L^* : 座屈を未考慮の局部応力 (N/mm²) である。

解析の座屈長さの設定は浅津ら¹⁵⁾が提案した非線形を考慮した式(3)から算出した。表-2にその結果を示す。座屈長さは、接合部横補強筋の組数及び柱主筋の径に依存し、写真-1に示す実験の座屈状況と(滑り破壊に至り座屈状況が目視確認できなかった T12-15T6C5⁴⁾を除き)概ね一致している。

$$L_{cr} = 8.5\sigma_{sy}^{1/5}\beta_n^{-1/3}\phi \quad (3)$$

$$\beta_n = \frac{384E_0I_h}{nd^3s} + k_0d' \quad (4)$$

ここで、 σ_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏応力 (N/mm²)、 β_n : 軸方向鉄筋の座屈に対する等分布バネ定数で式(4)より算出、 ϕ : 軸方向鉄筋径 (mm)、 E_0 : 軸方向鉄筋の弾性係数 (N/mm²)、 I_h : 帯筋の断面2次モーメント (mm⁴)、 n : 有効長内の圧縮側軸方向鉄筋本数、 d : 帯筋の有効長さ (mm)、 s : 帯筋間隔 (mm)、 k_0 : かぶりコンクリートのバネ算出係数で0.01 (N/mm³)、 d' : 軸方向鉄筋の純かぶり (mm)である。

2.4 載荷方法

解析の載荷方法⁸⁾として、図-3に示すように柱頭部に1ステップの変位増分を1mmとし正負交番の強制水平変位を与えつつ、柱頭の中心節点にZ方向の変動軸力を載荷した。図-5に解析と実験の載荷スケジュールを示す。解析では、次に記す変動軸力の入力データや、解析時間が膨大となるため、小変形時の繰返し載荷及び2回目の繰返し載荷を割愛し、層間変形角 $R = \pm 1 \sim +5\%$ までの正負1サイクルとした。

図-6に解析の変動軸力導入モデルを示す。図中の黒線は実験における導入軸力と層間変形角の関係である。解析では、実験と同様の、出力された梁せん断力に比例させる軸力導入が困難であるが、実験の導入軸力を可能な限りかつ簡易に入力するため、黒線を多直線近似し、水平変形の増分に対応する軸力を導入した。なお、実験では $R = +5\%$ に達する以前に軸崩壊に至り、その時点で軸力が低下するが、解析では実験における軸崩壊発生変形角以降も所定の軸力が入力されるよう設定した。

3. 解析モデル妥当性の検討

3.1 荷重-変形関係

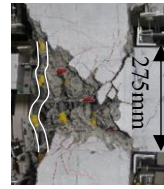
図-7に解析及び実験結果による荷重-変形関係を示

$$\frac{\varepsilon^*}{\varepsilon_y} = 55 - 2.3 \sqrt{\frac{f_y L}{100 D}}, \quad \varepsilon^*/\varepsilon_y \geq 7 \quad (1)$$

$$\frac{\sigma^*}{\sigma_L^*} = \alpha(1.1 - 0.016 \sqrt{\frac{f_y L}{100 D}}), \quad \sigma^* \geq 0.2f_y \quad (2)$$

表-2 座屈長さの算定

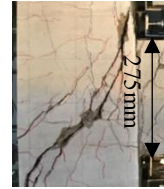
T12-30T4C5-N-13	T12-30T6C5	T12-15T6C5
225 (mm)	243 (mm)	293 (mm)



T12-30T4C5-N-13⁶⁾



T12-30T6C5⁵⁾



T12-15T6C5⁴⁾

写真-1 実験最終破壊状況

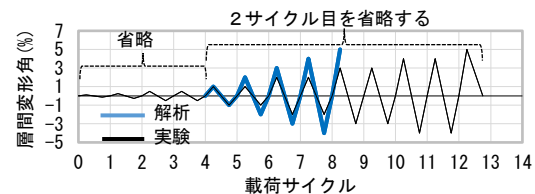


図-5 載荷スケジュール⁸⁾

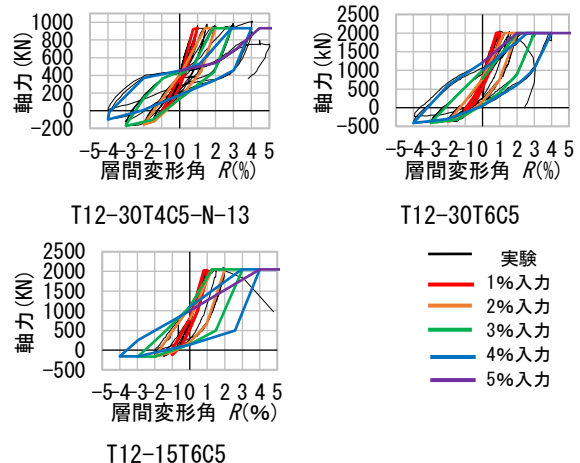


図-6 変動軸力導入モデル

す。同図内に、梁曲げ終局時計算耐力を破線で、 β_f による接合部降伏破壊時の計算耐力³⁾を一点鎖線で併記する。

解析を実験と比較した結果、各試験体の正側の最大耐力が実験と同程度であることを示した。負側において、T12-30T6C5とT12-15T6C5の最大耐力は、解析値が実験値をやや過大評価しているが、すべて梁曲げ終局時の耐力計算値を下回っているため、実験と同様に接合部降伏したと評価できる。解析結果における剛性、及び各鉄筋の降伏時耐力も実験と同程度であることを示した。解析による(負側の)除荷剛性及び履歴ループの再現については課題が残る。軸崩壊の発生について、実験におけるT12-30T4C5-N-13は、最終サイクル($R = +5\%$)に徐々に耐力低下し、導入された圧縮軸力が目標軸力の80%以下程度となって軸崩壊が発生したと判断した。これに対

し解析では、最終サイクル ($R=+5\%$) における $R=+4\%$ 程度で耐力が急激に低下し、軸崩壊が発生したと判断した。T12-30T6C5 の解析結果は、実験と同様に最終サイクルで急激に耐力低下し軸崩壊した。T12-15T6C5 の実験は $R=\pm 3\%$ サイクル正側ピーク時に軸力を保持できず一気に変形が $R=+5\%$ まで進行し軸崩壊に至った。これに対し解析では、実験より少し遅く $R=\pm 4\%$ サイクルの $R=+2.5\%$ 頃急激に耐力が低下し軸崩壊した。

以上、多少の差異はあるが、耐力、各鉄筋の降伏性状、及び終局状態など実験結果を良好に再現している。

3.2 破壊状況

図-8 に層間変形角 $R=-4.0\%$ の最大 (引張) 主ひずみと正側に軸崩壊前後のステップにおける最小 (圧縮) 主ひずみ、及び対応する実験試験体の破壊状況を示す。図中の最大主ひずみコンター図の赤い部分は、最大 (引張) 主ひずみが 4.0% を超えており、要素寸法を考慮すると、幅 1.0 mm 以上のひび割れが発生していると考えられる

箇所である。最小主ひずみコンター図の青い部分は圧縮終局ひずみを超えており、コンクリートが圧壊していると判断される箇所である。横補強筋による拘束効果を考慮したコンクリートの終局ひずみは Scott-Park¹⁶⁾ が提案した式(5)により評価した。

$$\varepsilon_{max} = 0.004 + 0.9\rho_s \left[\frac{f_{yh}}{300} \right] \quad (5)$$

ここで、 ρ_s : せん断補強筋比、 f_{yh} : せん断補強筋の降伏強度 (N/mm^2) である。

図-8(a) の負側の接合部の損傷状況として、解析と実験の破壊状況は概ね同等の傾向を示した。まず右下入隅にひび割れが生じ、次に、接合部中央部に斜めひび割れが発生した。その後、载荷が進むにつれそれらのひび割れが拡幅し、最終的には中央部の斜めひび割れによる損傷が著しいものに至った。

図-8(b) の正側の軸崩壊が発生する前後の損傷状況において、T12-30T4C5-N-13 の解析結果は軸崩壊に至る直

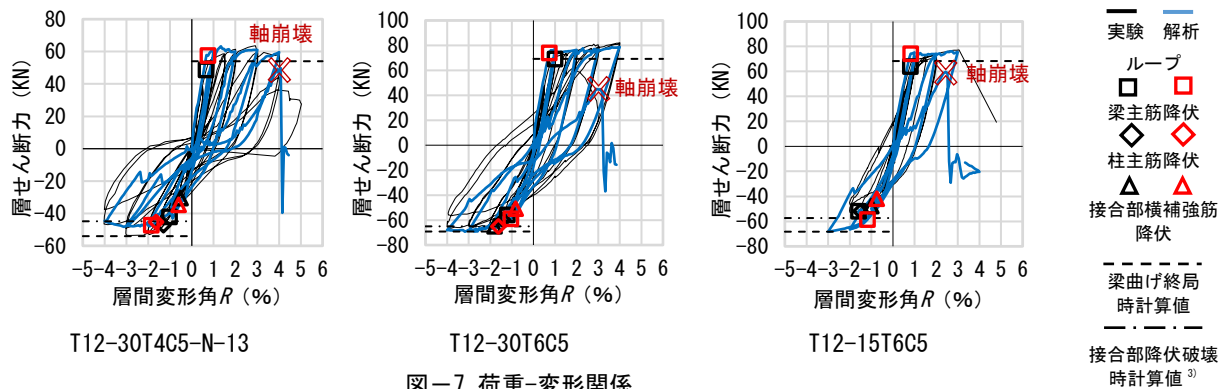
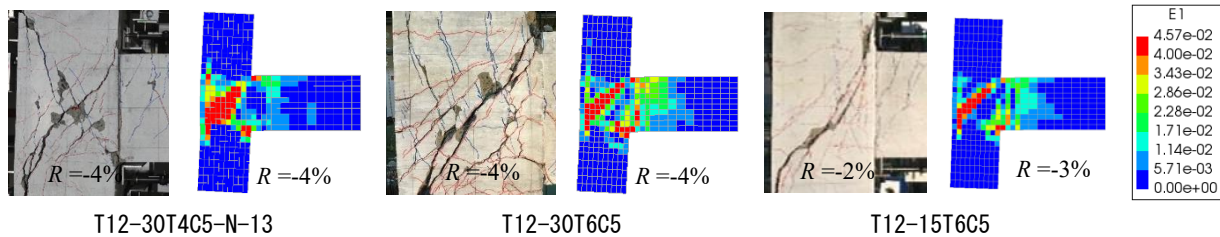
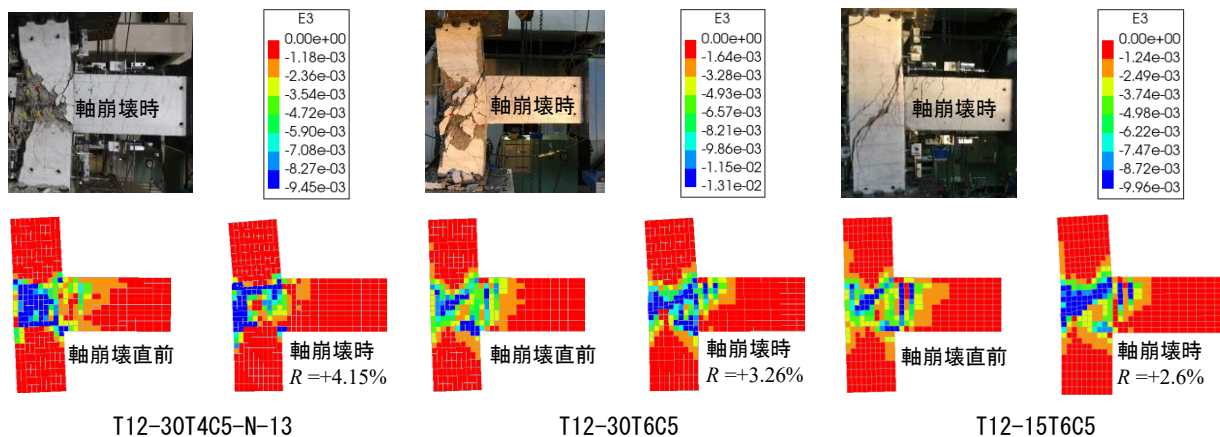


図-7 荷重-変形関係



(a) 負側 (最終サイクル) における最大主ひずみ



(b) 正側 (最終サイクル) における最小主ひずみ

図-8 破壊性状

前に、コアコンクリート要素のほとんどが終局ひずみに達していることを示している。特に、軸崩壊に至ったステップにおいて、実験と同様に梁が取り付いていない側の接合部コンクリート要素が圧壊されていることが確認された。T12-30T6C5 は、軸崩壊が発生する直前のステップに、負側で大きく損傷した接合部斜め中央部と右下隅近傍で終局ひずみに達している。軸崩壊が発生した後、それらの要素が拡大している状況が見られた。T12-15T6C5 は、軸崩壊直前のステップで、T12-30T6C5 と同様な破壊状況であるが、軸崩壊が発生した後、接合部パネル斜め中央に沿ってコンクリート要素の破壊が急激に広まっていることが見られ、実験における斜め滑り破壊と同様の箇所にひずみが集中した。

以上により、損傷状況についても実験と解析は概ね一致していることが示された。

4. 軸崩壊発生までの負担応力の分析

柱主筋の座屈応力、かぶり及びコアコンクリートの終局ひずみの分析を通し、軸崩壊に至る経緯を検討する。

4.1 柱主筋の負担応力及び座屈状況

図-9 に層間変形角に対する柱主筋の応力の推移を示す。鉄筋の応力データは、Z 方向における接合部中央断面の全柱主筋（12 本）の節点から出力した値の平均値である（接合部パネル内の中央断面、中央から Z 方向上下 82.5mm の断面で鉄筋応力データはほぼ同等であったことを確認している）。載荷が進むにつれて、正側で圧縮応

力が増加していることが確認できた。T12-30T4C5-N-13 は最終サイクル時の $R=+1\%$ から最大値を取り、その後 $R=+4.15\%$ で応力が急激に低下した。柱主筋の座屈とともに接合部の軸崩壊が発生したと考えられる。T12-30T6C5 は、 $R=\pm 4\%$ サイクルの負側除荷時 ($R=-0.37\%$) に圧縮応力が最大値を取り、その後座屈が生じ応力が徐々に低下して $R=+3.26\%$ に軸崩壊が発生した。T12-15T6C5 は最終サイクル時の $R=+1.9\%$ 程度で座屈を開始し $R=+2.6\%$ 時に軸崩壊した。T12-30T6C5 に比べ座屈開始後の応力低下が著しいのは、正側載荷の高圧縮軸力（軸力比 0.5 程度）作用時に座屈が生じたことが理由と考えられる。

4.2 接合部パネルコンクリートのひずみ度の推移

図-10 及び図-11 に層間変形角に対するコンクリートの最小主ひずみの推移を示す。ここで、図中の値はかぶり、またはコアコンクリートに該当するすべての要素の主ひずみを出力し、それぞれ平均したものである。コアコンクリートの終局ひずみ（圧壊）は、式(5)より評価した。かぶりコンクリートの終局ひずみ（圧壊）は-0.004 とした¹⁷⁾。また、図中には前節で示した柱主筋の座屈開始点を併記する。図-9 と合わせて見ると軸崩壊に至る破壊のプロセスは表-3 の通りと考えられる。

以上、コンクリートが普通強度（35N/mm²）である試験体はコアコンクリートの破壊が先行し、その後、鉄筋の座屈と軸崩壊が同時に発生した。これに対し、高強度コンクリート（76, 95N/mm²）のモデルは、鉄筋の座屈

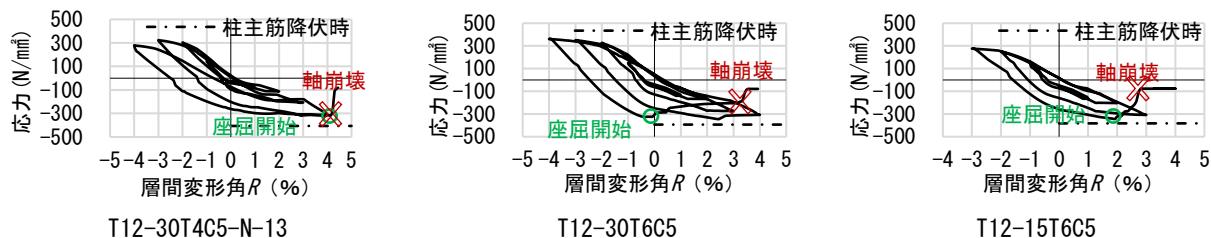


図-9 柱主筋の変形-応力図

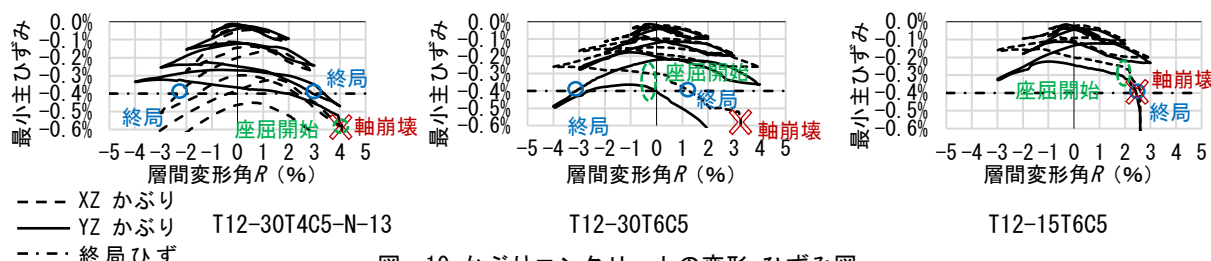


図-10 かぶりコンクリートの変形-ひずみ図

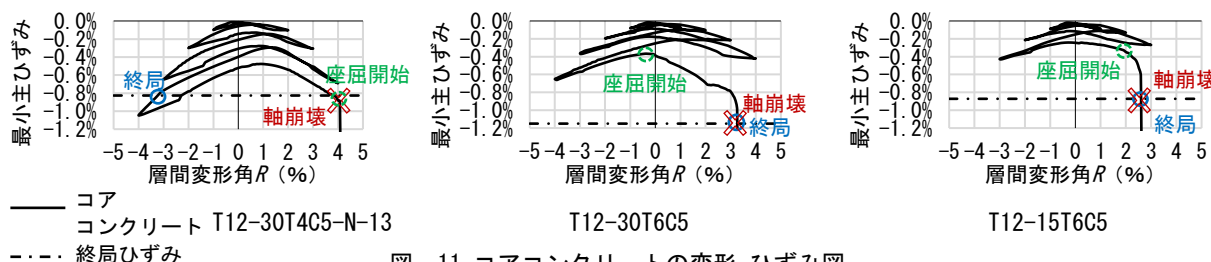


図-11 コアコンクリートの変形-ひずみ図

が先行し、その後、コアコンクリートと軸崩壊が同時に発生したと考えられる。また、前節で記した通り、T12-15T6C5 は高圧縮軸力作用時に柱主筋が座屈し負担応力が急落している。よって、コアコンクリートのひずみが急増し一気に軸崩壊に至ったと考えられ、これは実験で観察された破壊状況と概ね一致している。

表－3 軸崩壊発生過程（表中の数字は発生順）

試験体名	XZ かぶり	YZ かぶり	コア コンク リート	柱主筋 座屈	軸 崩 壊
T12-30T4C5- N-13（普通）	1	2	3	4	
T12-30T6C5 （高強度）	3	1	4	2	4
T12-15T6C5 （高強度）	2			1	2

5. まとめ

軸崩壊破壊モードである高変動軸力を受ける RC 造ト形接合部の実験試験体を対象とし、三次元 FEM 解析を通して、以下の知見が得られた。

- (1) 鉄筋の座屈構成則を考慮した三次元 FEM 解析は、既往の結果⁸⁾に対し、荷重変形関係及び破壊状況においてより精度よく実験の再現ができた。
- (2) コンクリートの終局ひずみと柱主筋の応力状況により、軸崩壊に至るコンクリート破壊と鉄筋の座屈の発生プロセスを詳細に評価した。本解析モデルの範囲では、普通強度のコンクリートのモデルのみコアコンクリートの圧壊が先行した。
- (3) ト形接合部の軸崩壊は、コアコンクリート圧壊または柱主筋座屈のいずれかが生じた場合でなく、両者の発生により生じることを示した。

謝辞

本研究は、(一社)ニューテック研究会の「機械式定着工法研究委員会」の研究の一部として実施したものである。また、JST 次世代研究者挑戦的研究プログラム JPMJSP 2139 の支援を受けたものである。ここに記して、感謝の意を表します。

参考文献

1) 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，2011

2) 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，第 73 巻，第 631 号，pp.1641-1648，2008

3) 日本建築学会：：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力 計算規準・同解説，2021

4) 村上久志，Hu Yanbing，他：高変動軸力を受ける RC

造外柱梁接合部の破壊性状と構造性能，コンクリート工学会年次論文集，Vol40，No2，pp223-228，2018

5) 西田智康，鈴木裕介，他：変動軸力の大きさが接合部降伏するト形柱梁接合部の破壊性状及び構造性能に与える影響に関する実験的検討，コンクリート工学会年次論文集，Vol41，No2，pp253-258，2019

6) 萩原大樹，鈴木裕介，小池拓矢，前田匡樹：高変動軸力を受ける RC 造ト形柱梁接合部の軸崩壊に影響する因子の検討，コンクリート工学年次論文集，vol44，No2，pp.469-474，2022

7) 萩原大樹，前田匡樹，鈴木裕介，小池拓矢：高変動軸力が作用する RC 造ト形柱・梁接合部の曲げ降伏後の軸崩壊発生条件に関する検討，コンクリート工学年次論集，Vol.45，No.2，pp.427-432，2023

8) 趙能，鈴木裕介，前田匡樹，谷口与史也：高変動軸力を受ける RC 造ト形柱梁接合部軸崩壊に影響する要因：コンクリート有効強度の評価に関する解析的研究，日本建築学会構造系論文集，第 89 巻 第 823 号 pp. 1015-1026，2024.9

9) DIANA BV.: DIANA Finite Element Analysis User's Manual Release 10.9, 2024

10) Mackawa, K., Okamura, H., and Pinanmas: A. Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete. CRC Press, 2003

11) D. A. Hordijk: Local Approach to Fatigue of Concrete, PhD thesis, Delft University of Technology, 1991

12) Hsieh, S., Ting, E., and Chen, W. A Plasticity-Fracture Model for Concrete. International Journal of Solids and Structures 18 (1982), 181-197

13) FIB: CEB-FIP MODEL CODE 2010 DESIGN CODE, 2010

14) Menegotto, M., and Pinto, P. E.: Method of Analysis for Cyclically Loaded Reinforced Concrete Plane Frames Including Changes in Geometry and Nonelastic Behavior of Elements Under Combined Normal Force and bending, In Proc. IABSE Symposium on Resistance and ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads (Lisbon, 1973)

15) 浅津直樹，運上茂樹，星隈順一：鉄筋コンクリート橋脚における軸方向鉄筋の座屈長算定式，コンクリート工学年次論集，Vol.22，No.3，pp.1477-1482，2000

16) B. D. Scott, R. Park, M. J. N. Priestley: Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates, Journal Proceedings, ACI, Vol.79, No.1, pp.13-27, 1982. 1

17) K. Park, M. J. N. Priestley and W. D. Gill: Ductility of Square-Confined Concrete Columns, Journal of the Structural Division, Vol.108, No. 4, pp. 929-950, 1982