

論文 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

萩原 大樹*1・鈴木 裕介*2・小池 拓矢*3・前田 匡樹*4

要旨: 本研究では、高変動軸力下においてト形柱梁接合部で軸崩壊が発生するメカニズムを提案し、既往実験の結果からそのメカニズムの妥当性を検証した。さらに、その検証結果をもとに不足しているデータを補うためにコンクリート強度や柱主筋量をパラメータとしてト形柱梁接合部部分架構の静的加力実験を行った。その結果、全ての試験体で接合部降伏が発生し、中でも柱主筋量が既往実験よりも少なかった試験体のみが軸崩壊した。柱主筋量や接合部せん断変形角から軸崩壊発生の有無を評価できることを明らかにした。
キーワード: ト形柱梁接合部, 接合部降伏, 変動軸力, 軸崩壊, 強度低下率 β_j , 接合部せん断変形角

1. はじめに

筆者らはこれまで、中高層 RC 造建物の下層部を対象として、高変動軸力が作用するト形柱梁接合部部分架構の構造特性と破壊性状について、静的載荷実験を通し検討してきた¹⁾³⁾。高変動軸力作用下では、式(1)で示される柱梁強度比が載荷方向によって大きく変動するため、引張軸力が作用する側で接合部降伏、圧縮軸力が作用する側で梁降伏型の破壊性状を示すが、引張軸力側における接合部の変形及び損傷が大きい場合、圧縮軸力側において接合部内で軸崩壊する可能性があることを実験的に明らかにしてきた。具体的には、図-1 に示すように、柱梁強度比が 1.2~1.5 程度の架構は、接合部補強比 (式(2)) と圧縮側の軸力比 ($=N/bD\sigma_B$) の大きさで、架構の破壊モードを定性的に分類できることを明らかにしている。ここで、軸崩壊とは、接合部降伏の発生後、変形が進むごとに接合部パネルコンクリートの剥落が顕著になり、接合部コアコンクリートの圧壊や柱主筋の座屈を伴い急激に軸力、水平力の保持能力を喪失するものである³⁾。この破壊形式は建物の倒壊を招く危険性があるため、軸崩壊の発生条件を定量的に評価することが重要であると考えられる。これを受け、文献⁴⁾では、接合部内の鉛直方向の力の釣合いによる力学モデルを提案し、既往の実験データを用いてコンクリートの負担軸力と接合部内の軸耐力を比較分析することで、軸崩壊発生の有無を定量的に評価できる可能性を示した (2章で詳述)。

$$\text{柱梁強度比} = \frac{M_{cu} + M_{cu'}}{M_{bu}} \quad (1)$$

$$\text{接合部補強比} = \frac{\sum A_{jw} f_{jy}}{\sum A_t f_y} \quad (2)$$

本研究では、軸崩壊を示した既往の試験体に対して、コンクリート強度や柱主筋径及び量を変動させたト形柱

梁接合部の静的載荷実験を実施し、各試験体の破壊モードの比較やコンクリート及び柱主筋の負担軸力の分析を通し、提案した力学モデルの評価精度を再検証することを目的としている。

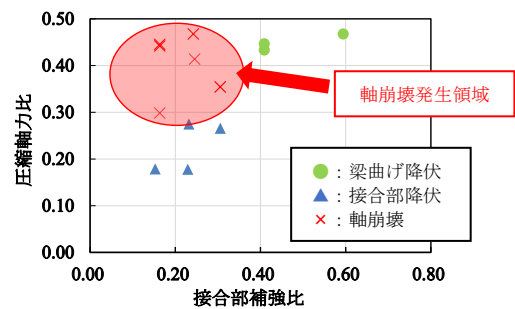


図-1 圧縮軸力比-接合部補強比関係

2. 接合部降伏後の軸崩壊メカニズム

軸崩壊が発生するメカニズムを提案し、既往実験¹⁾⁻³⁾の結果を用いてその妥当性を検証する。

2.1 メカニズムの提案

図-2 に接合部の力の流れのイメージを示す。柱から接合部に作用する軸力を柱主筋と試験体内部の斜め圧縮ストラットが負担していると仮定する。最大圧縮軸力 N から柱主筋の耐力 N_s を引いた圧縮ストラット作用軸力 N_c とストラットの強度 C_s にストラットの角度 $\cos\theta$ をかけたものを比べ、 $N_c > C_s \cos\theta$ するとき軸崩壊が発生すると仮定する。式(3)に N_c 、式(4)に N_s 、式(5)に C_s を示す。

$$N_c = N - N_s \quad (3)$$

$$N_s = a_g \cdot \sigma_y \cdot \alpha \quad (4)$$

$$C_s = \sigma_B \cdot b \cdot d_s \cdot a_1 \cdot a_2 \quad (5)$$

ここで、 a_g : 柱主筋全断面積、 σ_y : 柱主筋降伏強度、 α : 柱主筋強度の低減係数、 b : ストラットの幅、 d_s : ストラ

*1 東北大学 大学院工学研究科 都市系専攻 (学生会員)

*2 大阪市立大学 大学院工学研究科 都市系専攻 准教授 工博 (正会員)

*3 (株) 鈴木建築設計事務所

*4 東北大学 大学院工学研究科 都市系専攻 教授 工博 (正会員)

ットのせい（曲げ解析によって求めた中立軸位置 x_n に角度 $\cos\theta$ をかけたもの）、 a_1 ：補強筋の拘束によるコンクリート強度の上昇を考慮した係数（拘束係数）、 a_2 ：損傷によるコンクリート強度の減少を考慮した係数（損傷係数）である。なお、実験では圧縮軸力側の大変形時に全柱主筋に圧縮ひずみが生じていたため、式(4)の通り全柱主筋が圧縮力を負担するものとした。

α はElwoodら⁵⁾が柱の軸崩壊モデルで提案する P - δ 効果を考慮した低減係数を用いた。図-3のように、本来は柱全体で用いていたものを本研究では接合部部分に適用した。式(6)に α を示す。

$$\alpha = \frac{d/L}{\frac{3}{4}\pi|\gamma| + \frac{d}{L}} \quad (6)$$

ここで、 d ：柱主筋径、 L ：梁せい、 γ ：圧縮軸力側荷重方向における接合部せん断変形角、である。接合部せん断変形角は接合部パネルの対角線の変位を測定し、そこから式(7)のように求める。図-4に接合部パネルの変形イメージを示す。

$$\gamma = \frac{\sqrt{a^2+b^2}}{2ab}(\delta_1 + \delta_2) \quad (7)$$

ここで、 a 、 b は接合部パネルの各辺の長さ、 δ_1 、 δ_2 は各対角線の変位である。

図-5に低減係数 α と接合部せん断変形角の関係を示す。図-5から、 α は接合部の変形角が大きくなるにつれて減少し、主筋径によっても変化することがわかる。

a_1 は式(8)に示す、修正 Kent&Park モデル⁶⁾の拘束効果を考慮するための係数 K を用いた。

$$a_1 = 1 + \frac{\rho_w \sigma_{wy}}{\sigma_B} \quad (8)$$

ここで、 ρ_w は接合部せん断補強筋比、 σ_{wy} は接合部補強筋の降伏強度である。

a_2 は式(9)のように引張軸力側荷重方向における最大層間変形角時の接合部せん断変形角 γ' を用いた係数として仮定する。これは、既往の実験¹⁾³⁾から、接合部の軸崩壊に引張軸力側荷重時の接合部せん断変形による損傷が大きく影響することが確認されており、層間変形角-4%時点で γ' が0.02を超え、強度が元の0.4程度になった試験体が軸崩壊していることから暫定的に決めた。

$$a_2 = 1 - 30|\gamma'| \quad (9)$$

さらに、軸崩壊までの過程を3段階に分けて考える。図-6に軸崩壊までの過程のイメージを示す。まず、初期段階ではコンクリートも主筋も健全であり、 α 、 a_2 ともに1.0である。次に、損傷段階ではコンクリートが損傷し、 a_2 が減少し始める。最後に、終局段階では柱主筋も損傷して α も減少する。

2.2 既往の実験データとの比較分析

既往の実験結果¹⁾²⁾³⁾を用いてメカニズムの妥当性を検

証した。層間変形角が0%、2%、4%の際に各試験体が軸崩壊するかをメカニズムを用いて評価した。図-7、図-8、図-9に各層間変形角時の $N_c/C_s \cos\theta$ を縦軸、引張軸力時の接合部降伏による強度低下率 β_j ⁷⁾（式(10)）を横軸としたグラフを示す。図中の各プロットの種類(●▲×)は実験における最終破壊モードを示している。なお、各試験体の β_j が0.95以上の場合は、引張軸力側の荷重方向においても梁曲げ降伏型の破壊モードを示し接合部の損傷が比較的小さいため、軸崩壊は発生しない。本提案式では、引張軸力側で接合部降伏した試験体が縦軸1.0を上回る時、軸崩壊が発生すると想定している。よって、図-8、9中の赤でハッチングされた領域が軸崩壊と判定される。また、一部4%サイクルより前に軸崩壊が発生したため加力を中断した試験体があるので、図-9ではプロット数が少なくなっている。それらの試験体では軸崩壊時には縦軸1.0以上となっていた。

図-7より、層間変形角0%時に軸崩壊と判定される試験体は存在しない。図-8より、層間変形角2%時は2体だけ縦軸が1.0以上となっている試験体が存在する。実験において、この2体は他の試験体よりも小さい層間変形角($R=3\%$ 程度)で軸崩壊が発生しているため、軸崩壊の判定は概ねその傾向をとらえられている。最後に図-9より、層間変形角4%時は実験で軸崩壊を示した試験体すべてが縦軸1.0以上となっており、接合部降伏した試験体とおおよそ区別することができる。以上の検討から、破壊が進むにつれ、概ね軸崩壊と他の破壊モードを区別できるため、当モデルは軸崩壊の発生を力学的に評価し得ると考えられる。

$$\beta_j = \left\{ 0.85 - \frac{\sum A_t f_y}{b_j D_b \sigma_B} + \frac{1}{4} \left(\frac{M_{cu} + M_{cu'}}{M_{bu}} \xi_a - 1 \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{\sum A_{jw} f_{jy}}{\sum A_t f_y} \right) \right\} \xi_r \quad (10)$$

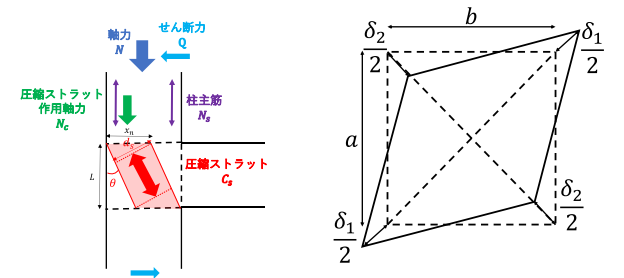


図-2 接合部内の力の流れ 図-4 接合部パネルの変形

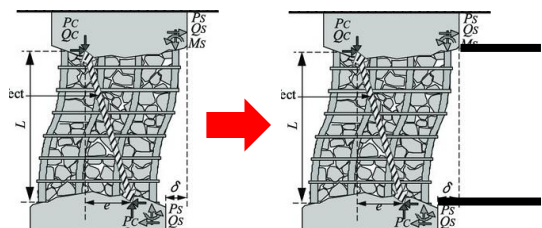


図-3 軸崩壊モデルの適用

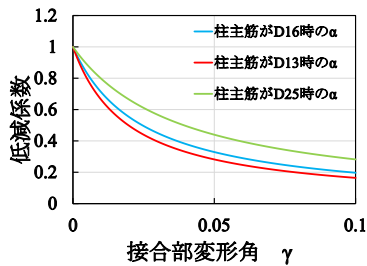


図-5 低減係数と接合部せん断変形角の関係

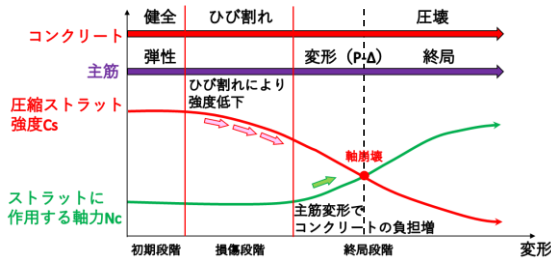


図-6 軸崩壊のイメージ

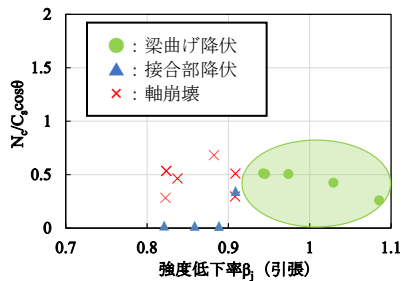


図-7 初期段階のメカニズム評価

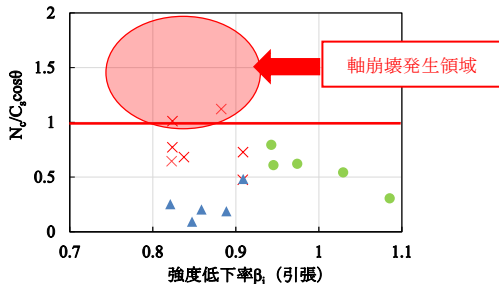


図-8 損傷段階のメカニズム評価

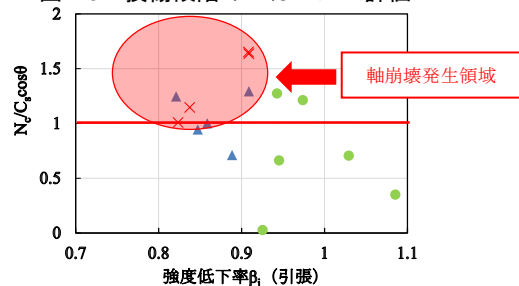


図-9 終局段階のメカニズム評価

3. 実験概要

既往実験¹⁾⁻³⁾では主に圧縮軸力比や接合部補強比をパラメータとして試験体を設計し検討を進めてきた。本実験では、以上の変数が既往の実験と同等であっても、コンクリートの負担軸力 N_c が異なることで、軸崩壊発生の有無が生じることを想定している。よって、基準試験体 T12-30T6C5³⁾に対し、コンクリート強度や柱主筋径及び量を変動させたト形柱梁接合部の静的加力実験を行う。

3.1 試験体計画及び概要

表-1に試験体諸元を示す。また、表-2, 3に材料試験の結果を示す。T12-40T6C5-NのみD6とD16の鉄筋はロットが異なるため(2)として示す。基準試験体に対し、コンクリート強度を 30N/mm^2 程度まで下げ、柱主筋を主なパラメータとして設計した。既往実験¹⁾⁻³⁾でパラメータとされてきた、柱梁強度比、圧縮軸力比、接合部補強比、強度低下率 β_j は可能な限り基準試験体に合わせるものとする。なお、柱梁強度比は軸力の大きさによって変化するが、本論文における柱梁強度比とは加力時の引張軸力が最大となり柱曲げ強度が最小となる時、つまり柱梁強度比が下限となる時の値を示している。また、ここで引張軸力比は柱全主筋の降伏応力に対する軸力の比 $(N/a_g\sigma_y)$ と定義して負号で示し、圧縮軸力比は柱の最大圧縮応力に対する下柱に作用する軸力の比 $(N/bD\sigma_B)$ として定義し正号で示している。

試験体設計において、基準試験体に対しコンクリート強度を小さくすると強度低下率 β_j が小さくなるため、接合部横補強筋や梁主筋量を変動させて検討している。T12-40T6C5-Nは、基準試験体に対して、コンクリート強度を小さくすることで圧縮軸力比0.5におけるコンクリート負担軸力が小さくなるよう計画した試験体である。

表-1 試験体諸元

		T12-30T6C5 (基準)	T12-40 T6C5-N	T12-30 T6C5-N	T12-30 T6C5-N-25 (SD345)	T12-30 T4C5-N-13 (SD345)
柱	主筋	12-D16(SD345)			4-D25 (SD345)	12-D13 (SD345)
	帯筋	2-D6@50(SD295)				
	階高(mm)	1350				
梁	主筋	5-D13(SD490)		4-D13(SD490)		
	帯筋	3-D6@50(SD295)				
	スパン(mm)	1850				
コンクリート強度		94.9	33	34.5	35.4	35.1
接合部補強筋		2-D6 4set (SD295)	2-D6 5set (SD295)	2-D6 3set(SD295)		
接合部補強比		0.31	0.32	0.24		
せん断補強筋比(%)		0.57	0.46	0.34		
梁引張鉄筋比(%)		1.14				
柱主筋比(%)		0.38		0.32	0.24	
最大導入軸力(kN)	圧縮	2000		950		
	引張	-470		-400	-190	
下柱軸力比	圧縮	0.50				
	引張	-0.61	-0.60	-0.58	-0.60	-0.45
柱梁強度比	圧縮	5.52	3.02	3.75	4.34	3.03
	引張	1.10	1.07	1.39	1.15	1.20
強度低下率 β_j	圧縮	1.78	1.21	1.34	1.46	1.20
	引張	0.91	0.82	0.87	0.82	0.83

表-2 コンクリート試験結果

試験体	呼び強度 (N/mm ²)	材齢 (日)	ヤング係数 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
T12-40T6C5-N	33	31	30179	34.1	2.62
T12-30T6C5-N		41	30200	34.5	3.24
T12-30T6C5-N-25		58	29675	35.4	2.64
T12-30T4C5-N-13		51	32050	35.1	2.97

表-3 鉄筋試験結果

鉄筋	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	降伏歪 (μ)	ヤング係数 (N/mm ²)
D25(SD345)	397.9	569.6	2350	198268
D16(SD345)	393.8	562.7	2340	200323
D16(SD345)(2)	388.0	580.1	2375	194172
D13(SD345)	406.2	577.5	2491	185992
D13(SD490)	537.7	730.7	5184	198387
D6(SD295)	355.8	522.6	3756	207575
D6(SD295)(2)	351.7	532.7	3846	187722

T12-30T6C5-Nは、T12-40T6C5-Nに対して、接合部補強比を小さくし引張軸力側載荷方向時の接合部変形の増大 (= コンクリートの損傷係数 α_2 の低下) を想定した試験体である。T12-30T6C5-N-25 及び T12-30T6C5-N-13 は、T12-30T6C5-N に対して、柱主筋径又は量を変動させることで、図-5 で示したような柱主筋強度の低減係数 α 及び柱主筋比といった主筋負担軸力 N_c の影響の検討を想定した試験体である。以上4体を計画した。

図-10 に試験体配筋図を示す。試験体の寸法・形状は4体とも既往実験¹⁾²⁾と同一とした。柱断面は 250×250mm、梁断面は 225×275mm、階高は 1350mm、梁スパンは 1350mm の 1/4 スケール縮小試験体である。各部材の配筋詳細については表-1 中に示している。また、全試験体において、接合部内梁主筋の定着は機械式定着工法とし、その定着長さは 3/4Dc(Dc: 柱せい)とした。

3.2 加力計画

図-11 に加力装置図を示す。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1000kN 水平ジャッキにより正負交番静的漸増繰り返し載荷を行った。変動軸力は2本の1000kN 鉛直ジャッキにより加力梁を水平に保ちながら導入した。図-12 に示すように、梁せん断力が梁曲げ終局時の計算値に達する時に目標最大軸力となるように、変動軸力を梁せん断力に比例させて制御した。

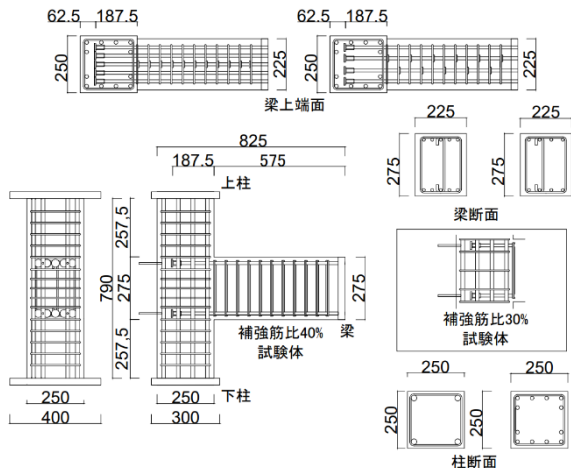


図-10 試験体配筋図 (単位: mm)

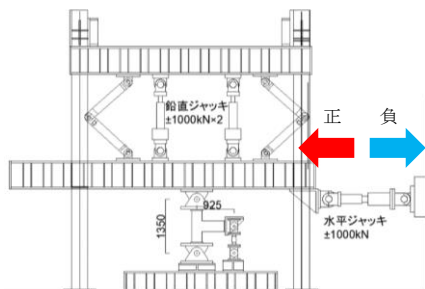


図-11 加力装置図

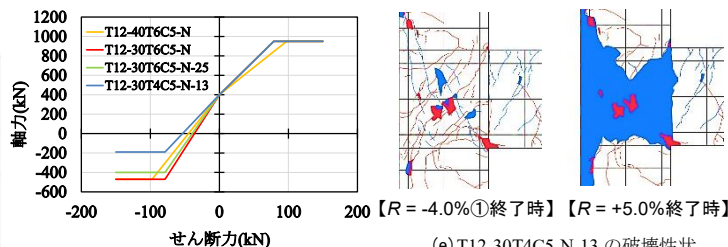


図-12 軸力のルール

4. 実験結果

4.1 荷重-変形関係及び最終破壊状況

実験結果として、図-13 に各試験体の荷重-変形関係、及び(後述の通り)軸崩壊に至った T12-30T4C5-N-13 試験体の破壊状況を示す。荷重変形関係の破線は梁曲げ終局耐力時層せん断力の計算値を示す。ここで、本研究において軸崩壊とは、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崩壊が発生した場合と定義した。

図-13(a)の T12-40T6C5-N 試験体は、概ね想定通りの履歴形状を示した。詳細として、圧縮軸力が影響して柱梁強度比及び β_j が大きくなる正載荷側では、梁主筋が降伏するまで顕著な剛性劣化は見られず、梁曲げ降伏型の破壊モードを示した。これに対し、引張軸力が作用する負載荷側では、小変形角時から勾配が小さく推移し接合部横補強筋が他の補強筋に先行して降伏した。その後、梁曲げ終局時の計算値と同等の耐力を示すものの、正側の耐力より明確に小さかったため、当初の設計通り接合部降伏先行型の破壊モードに至ったものと推察される。最終的に、 $R=1/20$ rad. サイクルにおいて、計算値を下回る程度の耐力低下が見られたが、軸崩壊には至らなかった。

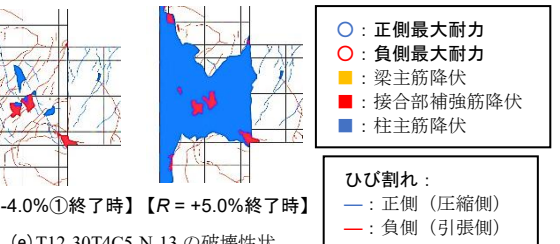
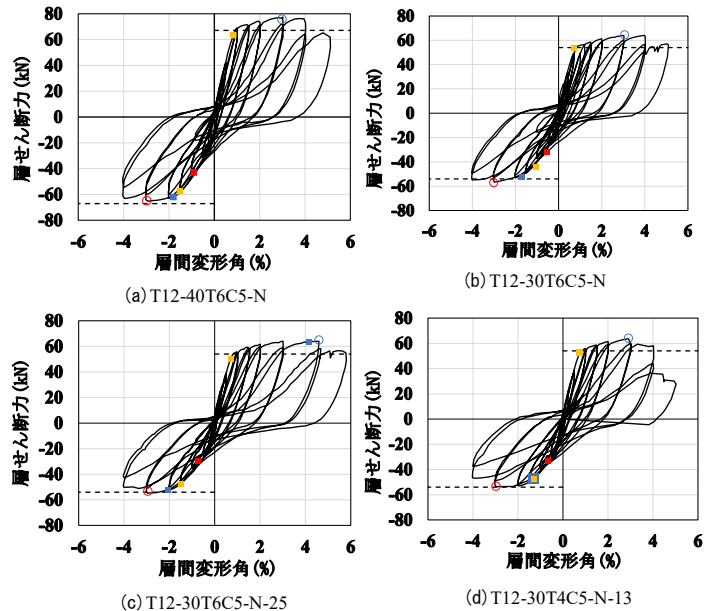


図-13 荷重-変形関係及び破壊状況

軸崩壊を示した既往実験の基準試験体 (T12-30T6C5) に対する当試験体の主な変動因子は、コンクリート強度であり、前掲した図-1 では軸崩壊の領域にプロットされる。よって、コンクリート強度を下げたことで同等の圧縮軸力比であっても作用軸力が小さくなり、相対的にコンクリートが負担する軸力に対する柱主筋が負担する軸力が大きくなることで、軸崩壊が防止される、といった既往実験¹⁾²⁾³⁾には無い成果を得た。

図-13(b)~(d)の3体は、 $R=\pm 1/25\text{rad}$ サイクルまでは、T12-40T6C5-N 試験体の荷重変形関係とほぼ同等の履歴形状を示した。T12-40T6C5-N 試験体に比べて、接合部補強比を低くしているが、(梁主筋量を減じて柱梁強度比が上昇したことで) β_j が同等であるため、履歴性状に大差がなかったものと考えられる。しかしながら、柱主筋に細径 (D13) を用いた T12-30T4C5-N-13 試験体のみ、最終サイクルにおいて、顕著な耐力低下とともに軸崩壊を生じる結果に至った。柱主筋量を減じたことでコンクリートの負担軸力が増加したためと考えられる。

4.2 提案式による軸耐力の検討

図-14 に各試験体の圧縮ストラットにおける強度と作用軸力の関係を表したグラフを示す。

図-14(a)~(c)に示す 3 試験体は、実験では最終的に軸崩壊が発生しなかったにもかかわらず、4~5%サイクルで強度が作用軸力を下回った。今回接合部の損傷を評価するために仮定した、接合部せん断変形角の増大に比例して低減するよう設定したコンクリートの損傷係数 a_2 、または主筋強度の低減係数 α のいずれかを過小に評価していることが要因と考えられる。

図-14(d)の T12-30T4C5-N-13 試験体は実験時に軸崩壊が発生した試験体であるが、その原因は前述のとおり柱主筋量を減じたためだと考えられ、接合部の損傷評価に関しては今後更なる検討が必要である。しかし、この試験体が最も早く作用軸力が強度を上回っていることから傾向はつかめているのではないかと考えられる。

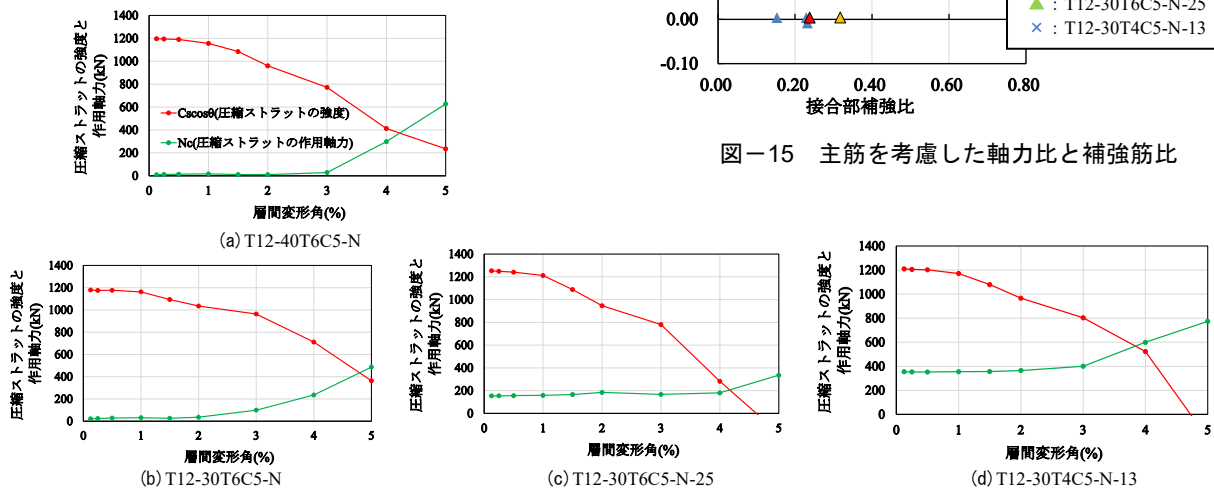


図-14 圧縮ストラットの強度と作用軸力の関係

5. 破壊モードに対する影響因子の分析

ト形柱梁接合部の破壊モード、特に軸崩壊発生の有無に影響を及ぼすパラメータに関する分析を行う。

5.1 柱主筋とコンクリート強度

前章において、接合部降伏後の軸崩壊発生には、柱主筋量の影響が大きいことを示した。よって図-15 には、全作用軸力から柱主筋耐力を減じそれをコンクリート耐力で除した値 $((N - a_g \sigma_y) / bD\sigma_B)$ を縦軸に、接合部補強比を横軸にとったグラフを示す。本実験の試験体 4 体は、図-1 にプロットする場合、基準試験体³⁾と同様に軸崩壊発生領域にプロットされる。しかしながら本実験では、1 体のみが軸崩壊し、他の 3 体は接合部降伏破壊にとどまった。圧縮軸力比が同等であったとしてもコンクリート強度が小さくなると相対的に柱主筋が負担できる軸力の割合が大きくなる。これが接合部降伏後の軸崩壊発生の有無に大きく影響することを明らかにした。図-15 の縦軸のようにコンクリートの負担軸力のみで表現したパラメータを用いると、本実験の範囲を含めた場合でも、軸崩壊と接合部降伏した試験体とを区別することができる。一方、柱主筋量の影響に比べて主筋径や本数の影響は小さいものと考えられる。

5.2 損傷係数

図-16 に層間変形角と接合部せん断変形角の関係を示す。負側は層間変形角 1.5% から接合部のひび割れが増加し始め、図-16 より、接合部せん断変形角の割合も増加していることがわかる。正側でも層間変形角 3% あたりから接合部せん断変形角が増加していることがわかり、このあたりから徐々に柱主筋が変形し始めているので、

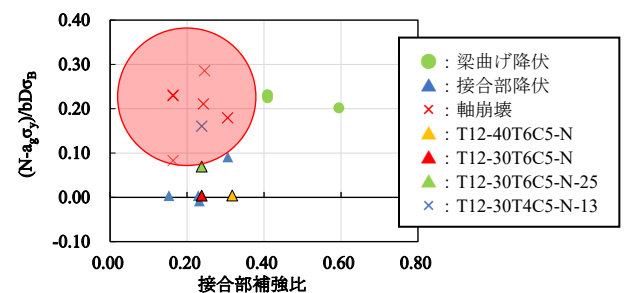


図-15 主筋を考慮した軸力比と補強筋比

各材料の損傷は接合部せん断変形角で評価できていると考えられる。しかし、ストラットの損傷係数は過小に評価している可能性がある。そこで、軸崩壊に至らなかった試験体3体の5%サイクル終了後に層間変形角、層せん断力ともに0まで戻し、軸圧縮破壊するまで漸増軸力を載荷した。その際の軸圧縮耐力から柱主筋耐力を減じたものがコンクリートの残存耐力と想定し、それを用いて損傷係数を試算した。この時、せん断力が作用していないため、柱主筋は低減係数を1.0、ストラットのせいは柱のせいとした。表-4に負荷側最終サイクル時の接合部せん断変形角とともに各試験体の損傷係数を示す。表-4と図-16から、コンクリートの損傷係数は接合部せん断変形角が-3~4%のときに0.4程度と考え、T12-30T6C5-N-25とT12-30T4C5-N-13において提案メカニズムで仮定した損傷係数を過小に評価していることがわかる。

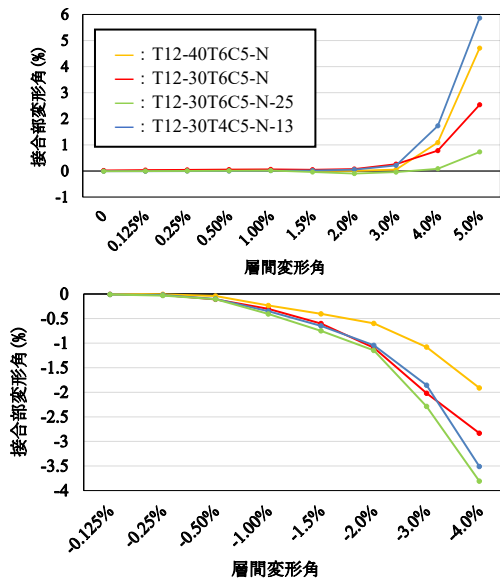


図-16 接合部変形角と層間変形角の関係

表-4 損傷係数

	T12-40 T6C5-N	T12-30 T6C5-N	T12-30 T6C5-N-25	T12-30 T6C5-N-13
R=4%時の接合部せん断変形角	-2.68	-2.31	-3.79	-3.88
メカニズムの損傷係数	0.20	0.31	-0.14	-0.16
軸圧縮による損傷係数	0.47	0.33	0.49	

6. まとめ

接合部降伏後に発生する軸崩壊のメカニズムを提案し、既往実験の結果から妥当性の検討を行った。また、接合部内コンクリート及び柱主筋の負担軸力の影響を調べるための静的加力実験を行い、以下の知見を得た。

- (1) 本実験によって、柱梁強度比が小さい柱梁接合部の破壊モードを、既往の成果で示したような圧縮軸力比と接合部補強比のみでは区別できないことがわかった。
- (2) 柱主筋量やコンクリート強度を変数としたことで

柱主筋の負担軸力の大きさが接合部降伏後の軸崩壊発生の有無に大きく影響することを示した。

- (3) 提案式によって、接合部内圧縮ストラットの強度とストラットに作用する軸力を比較することで、本実験結果も含めて軸崩壊発生条件を評価できる可能性を示した。
- (4) 接合部内コンクリートの損傷係数は接合部せん断変形角によって評価できると考えられるが、今回提案した損傷係数は軸耐力を過小評価しているため、今後さらなる検討が必要である。

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、実験の計画・設計・実施に際しては、(株)堀江建築工学研究所、(株)鈴木建築設計事務所、東京鉄鋼(株)、朝日工業(株)及び各関係大学者の皆様より、技術資料・試験体材料の提供、及びご指導を受けました。ここに記して感謝の意を表します。実験を実施した鳥羽元氏(東北大学大学院)にもお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 村上久志, 他: 接合部補強筋及び軸力がRC造ト形柱梁接合部の構造性能に及ぼす影響に関する実験的研究, コンクリート工学会年次論文集, Vol39, No2, pp205-210, 2017
- 2) 村上久志, 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
- 3) 西田智康, 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
- 4) 萩原大樹, 鈴木裕介, 前田匡樹, 小池拓矢, Shegay Alex: 高変動軸力を受けるRC造ト形柱梁接合部の曲げ降伏後の軸崩壊に影響する因子の検討, 日本建築学会大会, 学術講演梗概集, 構造IV, pp381-382, 2021, 9
- 5) Elwood K J, and Moehle J P: Axial capacity model for sheardamaged columns. ACI Structural Journal, 102(4): 578-587, 2005
- 6) Park, R., Priestley, M. J. N., and Gill, W. D.: Ductility of Square-Confined Concrete Columns, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST4, Proc. Paper 17024, Apr., 1982, pp. 929-950.
- 7) 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(案)・同解説, 2016