

論文 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

西田 智康*1・鈴木 裕介*2・前田 匡樹*3

要旨: 本研究では、様々なレベルの高変動軸力下において柱梁強度比の下限値が 1.2 及び 1.5 程度となるト形柱梁接合部部分架構の静的加力実験を行い、接合部降伏の発生及び、その後の大変形時の軸力保持性能に関する検討を行った。その結果、柱梁強度比が 1.2 の試験体ではすべて接合部降伏が発生したが、その後圧縮軸力比 0.3 を下回る場合は軸崩壊は発生せず、最終サイクルまで耐力低下が見られなかった。一方で、圧縮軸力比が 0.3 を超え、接合部降伏後に軸崩壊した試験体は、柱梁強度比を 1.5 と高くすると接合部降伏型から梁曲げ降伏型に移行し、その後の軸崩壊も発生しない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 , 柱梁強度比, 接合部横補強筋

1. はじめに

鉄筋コンクリート造建築物の柱梁接合部の研究に関して、近年の研究により靱性保証型設計指針¹⁾に従って接合部せん断強度を確保して設計した場合でも、式(1)で定義される柱梁強度比が 1.0 に近い場合、架構の耐力が設計強度(梁曲げ耐力)に到達しない現象が確認されている。

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

ここに、 M_{cu} , M_{cu}' : 上, 下柱の曲げ終局時節点モーメント, M_{bu} : 梁の曲げ終局時節点モーメント

一方、保有水平耐力計算規準(案)²⁾及び既往研究³⁾において、柱梁接合部内の柱及び梁主筋が降伏することで接合部パネルに損傷が集中し、梁端でのヒンジ形成時に比べ層せん断力が小さくなる、柱梁接合部の曲げ降伏(接合部降伏)機構が提案されている。文献²⁾では式(2)で表される強度低下率 β_j が 1.0 を下回る場合に、既往研究³⁾では接合部終局モーメント M_j が梁の終局モーメント時節点モーメントを下回る場合に、接合部降伏が発生するとしている。

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

ここに、 A_t , A_{jw} : 梁主筋, 接合部横補強筋の断面積, f_y , f_{jy} : 梁主筋, 接合部横補強筋の降伏強度, b_j : 接合部有効幅, D_b : 梁せい, F_c : コンクリート圧縮強度, ξ_a : 柱の有効せい比, ξ_r : 接合部アスペクト比による補正係数
さらに、既往研究⁴⁾による実験変数内では、柱梁強度

比 1.2~1.5 の高変動軸力を受けるト形柱梁接合部は、接合部補強比(図-1 参照)が 40%未満である場合、接合部降伏後大変形時に高圧縮軸力を保持できず、軸崩壊が発生することを示した(写真-1 参照)。軸崩壊が発生すると、急激な水平耐力の低下とともに軸力保持能力を喪失し、建物の倒壊につながる恐れがある。そこで本研究では、既往実験に続いて変動軸力レベルを主なパラメータとした静的加力実験を通して、接合部降伏後のト形柱梁接合部の軸力保持性能を検討する。また、柱梁強度比及び接合部補強比が架構の破壊性状及び構造性能に与える影響を検討する。

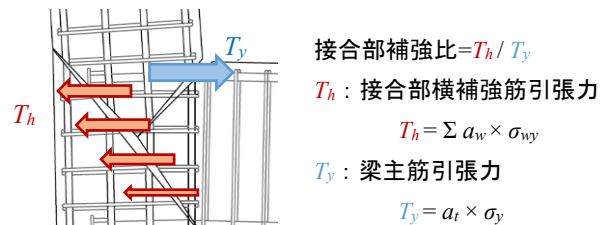


図-1 接合部補強比概念

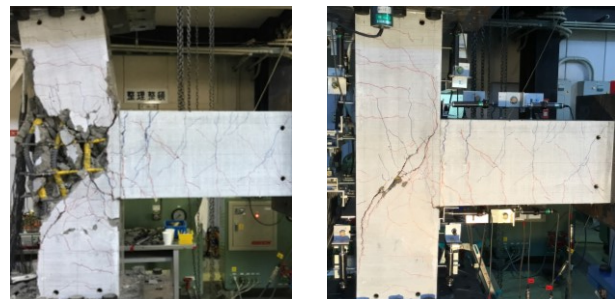


写真-1 左: 軸崩壊 右: 接合部降伏 (R=1/50rad.)

*1 東北大学大学院工学研究科 博士前期課程 (学生会員)
 *2 大阪市立大学大学院工学研究科 講師・博士(工学) (正会員)
 *3 東北大学大学院工学研究科 教授・博士(工学) (正会員)

2. 実験概要

2.1 試験体計画

表-1 に試験体諸元を示す。本論文を含めた一連の実験^{4) 5)}では、中高層 RC 造建物下層部を想定したト形接合部部分架構を対象とし、高変動軸力の作用を想定している。本実験では、既往研究で明らかとなった軸崩壊が発生する圧縮軸力レベルに対して、小さい軸力レベルとすることで、軸崩壊が発生する軸力レベルをより明確に示すことを目的とする。従って、試験体寸法は既往研究^{4) 5)}と同一とし、柱梁強度比は約 1.2 または 1.5 とした。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。接合部補強比は既往研究⁴⁾により 40%以上では高圧縮軸力を保持可能であることが既に確認されているため、それ以下となる 15, 20, 及び 30%の 3 パターンで検討する。変動軸力は、引張軸力比-0.6 から圧縮軸力比 0.2~0.4 までを層せん断力に応じて変化させ、入力する計画とした。ここで、引張軸力比は軸力に対する柱全主筋の降伏応力の比 ($N/(a_g\sigma_y)$) と定義して負号で示し、圧縮軸力比は下柱に作用する軸力に対する柱の最大圧縮応力の比 ($N/(bD\sigma_B)$) として定義し正号で示している。

なお、表-1 中の各計算値は表-2、表-3 の材料試験結果の値を用いて算出した値である。梁せん断力はすべて下柱に作用すると考え、上柱及び下柱に作用する軸力からそれぞれの曲げ終局強度を求め、柱梁強度比を算出している。曲げ終局強度は ACI 規準の等価応力度ブロックを用い、すべての柱主筋を考慮した曲げ解析によって算出した。

2.2 試験体概要

図-2 に試験体配筋図を示す。試験体の寸法・形状は既往実験⁴⁾と同一の計 6 体とし、比較対象となるよう計画した。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とし、これらも既往実験と同一とした。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 $3/4D_c$ (D_c : 柱せい) とした。

各試験体の名称は実験パラメータに基づき以下のように設定した。

T12-15T6C2

T: ト形接合部

12: 柱梁強度比。約 1.2 のときは 12, 約 1.5 のときは 15 と表す。

15: 接合部補強比 (%)

表-1 試験体諸元

試験体	T12-15 T6C2	T12-20 T6C2	T12-30 T6C3	T12-30 T6C5	T15-15 T6C2	T15-30 T6C5
柱(250×250mm)	主筋		12-D16(SD345)		12-D16(SD490)	
	帯筋		2-D6@50(SD295)			
	階高(mm)		1350			
梁(225×275mm)	規格		5-D13(SD490)			
	帯筋		2-D6@50(SD295)			
	スパン(mm)		1850			
接合部補強筋		2-D6 2set	2-D6 3set	2-D6 4set (SD295)	2-D6 2set	2-D6 4set
接合部補強比 T_h/T_y (%)		15.6	23.4	31.2	15.6	31.2
コンクリート圧縮強度 σ_{Rc} (N/mm ²)		94.8	95.1	95.1	94.9	94.8
最大導入軸力(kN)		正 960		1480	2000	960
		負		-470		-670
下柱軸力比		正 0.18		0.27	0.35	0.18
		負		-0.61		
柱梁強度比		正 4.77		4.77	5.34	5.53
		負		1.24		1.57
強度低下率β _j		正 1.58		1.62	1.78	1.81
		負 0.86		0.90	0.94	0.94

表-2 コンクリート材料試験結果

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)	圧縮強度時歪 (μ)	割裂強度 (N/mm ²)
T12-15T6C2	50	125	3.93×10^4	94.8	3140	4.8
T12-20T6C2		118	3.95×10^4	95.1	3125	4.0
T12-30T6C3		109	3.98×10^4	95.1	3113	3.8
T12-30T6C5		101	3.97×10^4	94.9	3098	4.0
T15-15T6C2		136	3.89×10^4	94.8	3199	4.1
T15-30T6C5		83	3.92×10^4	93.3	3091	3.0

表-3 鉄筋材料試験結果

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)
D16(SD490)	530.8	725.4	3225	1.94×10^5
D16(SD345)	393.0	564.0	2026	2.02×10^5
D13(SD490)	534.9	705.8	3009	1.94×10^5
D6(SD295)	417.0	546.4	4084	2.02×10^5

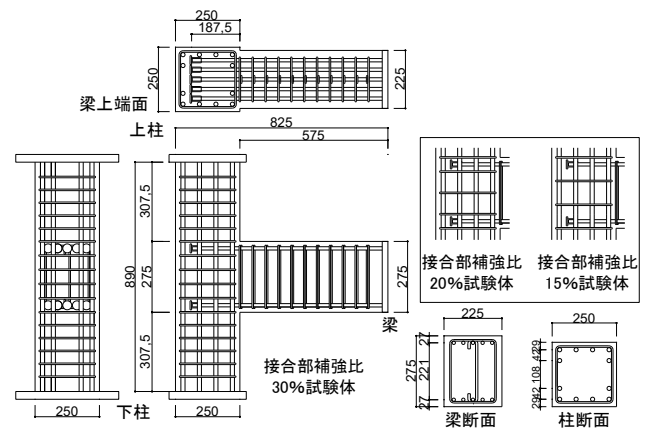


図-2 試験体配筋図

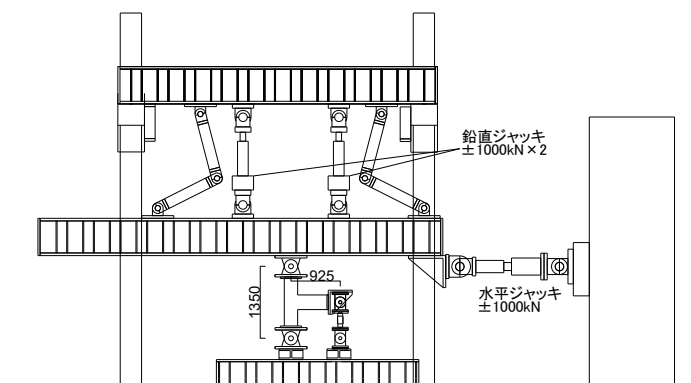


図-3 加力装置図

T6C2 : T (tension), C (compression) で変動軸力を示す。
後に続く 6, 2 はそれぞれ引張軸力比-0.6, 圧縮軸力比 0.2
を示す。

2.3 加力計画

図-3 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繰り返し荷重を行った。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-4 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とき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。なお、図中の破線は、軸力と柱曲げ終局強度時の梁せん断力の関係を示したものである。

3. 実験結果

3.1 荷重-変形関係

図-5 に各試験体の荷重-変形関係を示す。図中の破線は梁曲げ終局耐力時層せん断力の計算値を示す。

図-5(a)の T12-15T6C2 試験体は、6 体の試験体の内最も β_j の値が小さく、接合部降伏に対して危険側の設計であった。実際に柱梁強度比が小さくなる負荷荷時の耐力を見ると、すべての試験体の内最も耐力が小さく、履歴ループのスリップ性状も見られた。しかし、圧縮軸力比が 0.2 と小さいため、大変形時の軸崩壊は見られず、最終サイクルまで降伏時耐力を維持することが出来た。

図-5(b)の T12-20T6C2 試験体は、T12-15T6C2 試験体に対し接合部補強比が増加したことによって負側の最大耐力がやや計算値に近づいたものの、計算値に到達せず接合部降伏が発生した。これは β_j の値が未だ 1 未満であることから妥当な結果であると言える。本試験体においてもスリップ性状は見られ、圧縮軸力レベルが小さいため軸崩壊は見られなかった。

図-5(c)の T12-30T6C3 試験体は、接合部補強比がさらに増加したことで負側の耐力も計算値と概ね同等であったが、上記と同様に接合部の損傷が大きく、接合部降伏が発生した。しかし、履歴ループは紡錘形を示し、エネルギー吸収能力においては高い性能を発揮しているといえる。また、圧縮軸力比を 0.3 に増加させたが、本試験体でも最終サイクルまで軸崩壊の発生は見られなかった。

図-5(d)の T12-30T6C5 試験体は 1/33rad.負サイクルまでは前述の T12-30T6C3 試験体とほとんど同等の履歴ループとなった。しかし、1/25rad.サイクル荷重中に接合部の斜めひび割れの拡大及び上柱入隅部のコンクリートの剥落が顕著となり、1/20rad.正サイクルの 1/50rad.付近で急激に軸力及び水平力負担を喪失し、軸崩壊に至った。軸崩壊が発生する 1/20rad.までは β_j が 0.94 であるよう

に、耐力はほぼ計算値まで到達し、履歴ループもエネルギー吸収能力に富む紡錘形を示した。

図-5(e)の T15-15T6C2 試験体は T12-15T6C2 試験体と同様に、接合部の変形が進展し接合部降伏が発生した。しかし、柱梁強度比が増加したことによって負側の耐力低下は小さくなった。

図-5(f)の T15-30T6C5 試験体は唯一 β_j の値が 1.0 を上

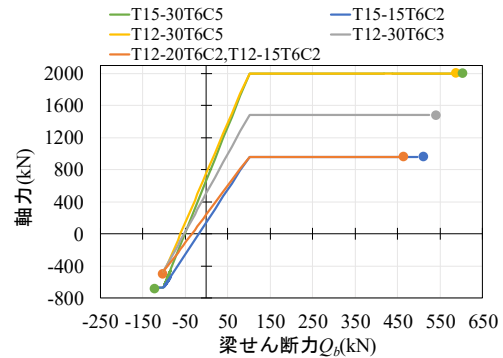


図-4 変動軸力ルール

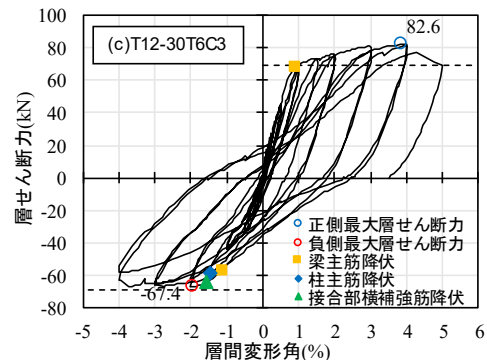
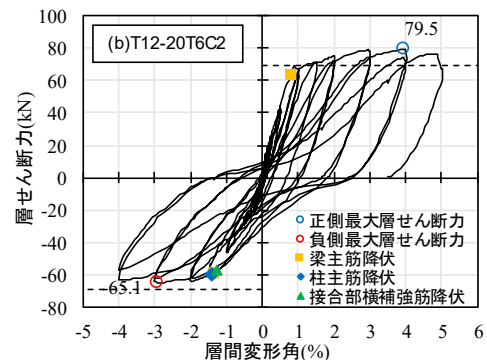
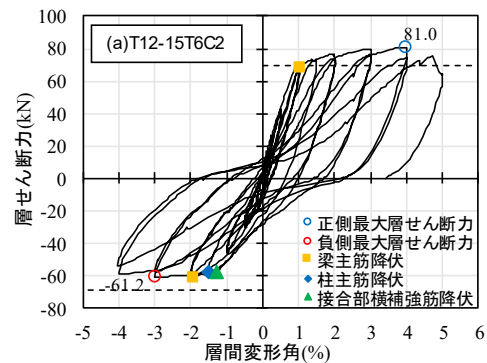


図-5 荷重-変形関係 (次項に続く)

回る試験体であった。本実験においても実際に負側の耐力は計算値を上回り、梁曲げ降伏型となった。正側大変形時においても、最終サイクルまで軸力保持性能を維持し、高い変形性能を発揮した。前述の T12-30T6C5 試験体では接合部降伏の後軸崩壊が発生しており、柱梁強度比の違いが明確に表れた。

3.2 破壊性状及び変形割合の推移

図-6 に負側加力時の層間変形に占める接合部変形及び梁変形の割合の推移、図-7 に $R=1/50rad$ 加力サイクル終了時のひび割れ図を示す。変形割合は、柱、梁及び接合部に取り付けた変位計より算出した各部材変形を基に導出した。ひび割れ図の青線は正側加力時に、赤線は負側加力時に生じたひび割れを示している。

正加力時にはすべての試験体において、圧縮軸力の影響により柱梁強度比が大きくなるため梁部材の変形割合が大部分を占めており、梁曲げ降伏型の挙動を示した。1/50rad 終了時のひび割れ状況においても、正加力時のひび割れは梁が支配的であることが分かる。特に圧縮軸力が大きい試験体が、その傾向はより顕著であった。

一方負荷荷時では、小変形時には柱梁強度比が大きい値で推移しているため梁の変形が支配的であるが、加力サイクルが進むにつれ梁変形割合が減少し、接合部変形が増加した。また、この傾向は柱梁強度比が小さいほど顕著に見られた(図-6 参照)。さらに図-7 を見ると、負荷荷時には柱及び接合部にも多数のひび割れが発生していることがわかる。

また負側で梁曲げ終局耐力計算値を達成した T15-30T6C5 試験体でも、接合部変形割合は他の試験体より小さかったものの、最終的に全体の変形割合の5割程度まで見られた。履歴ループ(図-5(f)参照)においても正負に形状の差が見られており、負側でも良好な梁端曲げ降伏ヒンジが形成されたとは言えない結果であった。文

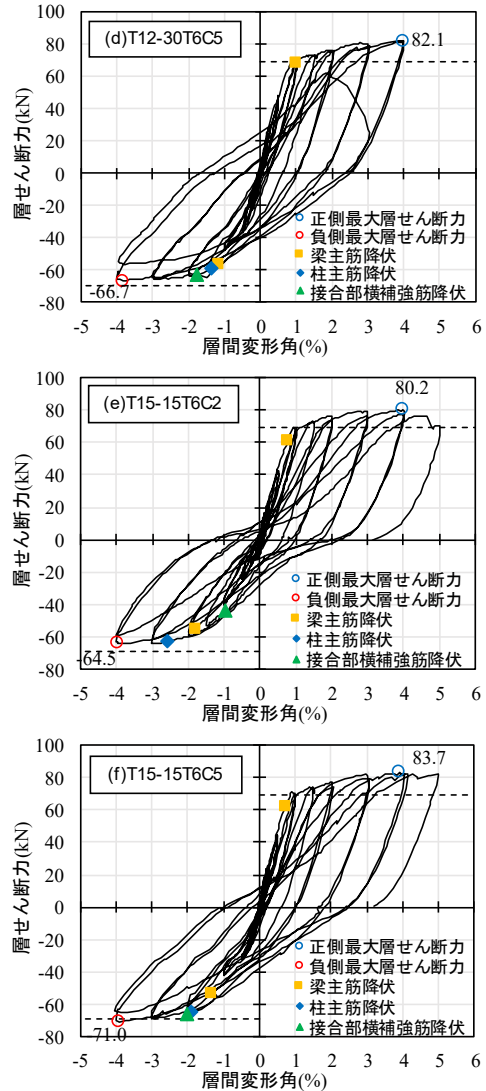


図-5 荷重-変形関係

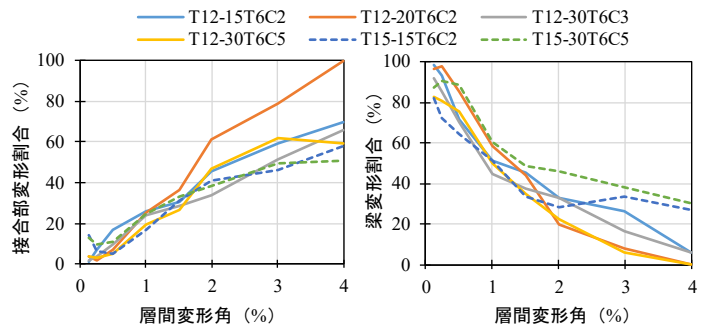


図-6 負側加力時における部材変形割合の推移
(左: 接合部, 右: 梁)

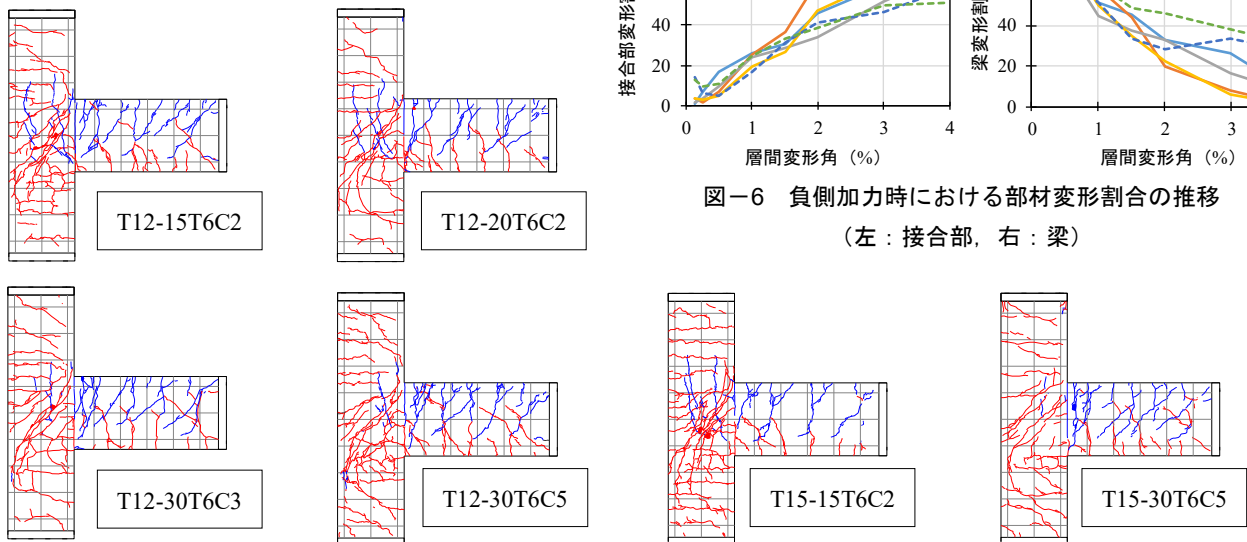


図-7 1/50rad 時ひび割れ図

献⁶⁾では、ヒンジゾーンを有する良好な梁降伏型となるための目安としては β_j が1.5より大きいことが必要であるとされており、T15-30T6C5試験体の負加力時の β_j が1.01であったことに起因すると考えられる。

4. 各パラメータが与える影響の分析

本章以降では変動軸力下でト形接合部の静的荷重試験を行った既往研究^{4), 5)}の結果も併せて分析を行う。

4.1 破壊モード

図-8に各試験体の破壊モード一覧を圧縮軸力比及び接合部補強比をパラメータとして柱梁強度比別(1.2及び1.5)に示す。梁曲げ降伏型(●)は正負両荷重時ともに梁曲げ終局時の計算耐力を發揮した試験体、接合部降伏型(▲)は負荷時に計算耐力に到達しなかった試験体と定義している。また、接合部降伏後高圧縮軸力によって、接合部コアコンクリートの圧壊や柱主筋の座屈とともに軸力・水平耐力が急激に低下した試験体を、接合部降伏→軸崩壊型(×)と定義している。

赤で示したプロットが本実験の試験体、黒破線が柱梁強度比1.2及び1.5それぞれにおける β_j が1.0となるときの接合部補強比を示している。なお、実験では柱梁強度比は正確に1.2及び1.5とはなっていないため、プロット位置と黒破線の関係に若干のずれが生じる場合がある。本研究及び既往研究による接合部降伏発生の有無の境界を青破線で示した。軸崩壊は負加力時に接合部降伏が発生した場合のみ正加力時に発生しており、接合部降伏は軸崩壊発生の必要条件であることが推定される。よって、負加力時に梁曲げ降伏型となる場合、軸力保持能力は低下せず大変形時においても高圧縮軸力による脆性的な破壊には至らないと考えられる。一方で、負加力時に接合部降伏が発生する場合は、圧縮軸力の大きさをパラメータとして軸崩壊の有無を検討する必要がある。

ここで、柱梁強度比1.2について既往研究及び本実験により明らかとなった軸崩壊発生の有無の暫定的な境界を実線で示す。境界線に正の傾きを付けた理由は、前述のように軸崩壊の発生と接合部降伏、つまり接合部コアコンクリートの損傷が密接に関係しており、一方で接合部横補強筋がその損傷の抑制に寄与すると考えたためである。また、柱梁強度比が1.5の場合は実験データが不足しており推定が困難であるが、柱梁強度比1.2の場合よりも接合部降伏に対して安全側となるため、軸崩壊発生予想境界線は縦軸正方向に移動すると考えられる。

4.2 軸崩壊発生時変形角の比較

図-9に軸崩壊発生時変形角-接合部補強比及び圧縮軸力比関係を示す。軸崩壊発生時の変形角は最も小さい場合であっても層間変形角3.0%以降であった。また、最

終サイクルは5%サイクルとしているためそれ以降の軸崩壊の可能性は検討対象としていない。ここから、接合部補強比およそ25%付近までは接合部横補強筋の増加が変形性能の増加に寄与することが分かる。しかし、それ以降は接合部補強筋を増やしても変形性能は向上せず4%で頭打ちとなった。一方、圧縮軸力比が軸崩壊時変形角に与える影響はあまり見られなかった。

4.3 等価粘性減衰定数の比較

各試験体の減衰性能を評価するため、-2.0%サイクル2回目における等価粘性減衰定数 h_{eq} を履歴ループより算出した。図-10に h_{eq} -塑性率関係及び圧縮軸力比関係を示す。塑性率を求める際の降伏変形は、負側サイクルでは柱、梁、接合部すべてに変形が見られ、正側と比較して荷重履歴ループにおいても明確な降伏点が表れず判断が困難であったため、完全弾塑性体モデルに置き換えた際の降伏変形を用いた。また、破線は(3)式に示す限界耐力計算で用いられる h_{eq} -塑性率関係(文献⁷⁾参照)をグラフに示したものである。

$$h_{eq} = 0.05 + 0.25(1 - 1/\sqrt{\mu}) \quad (3)$$

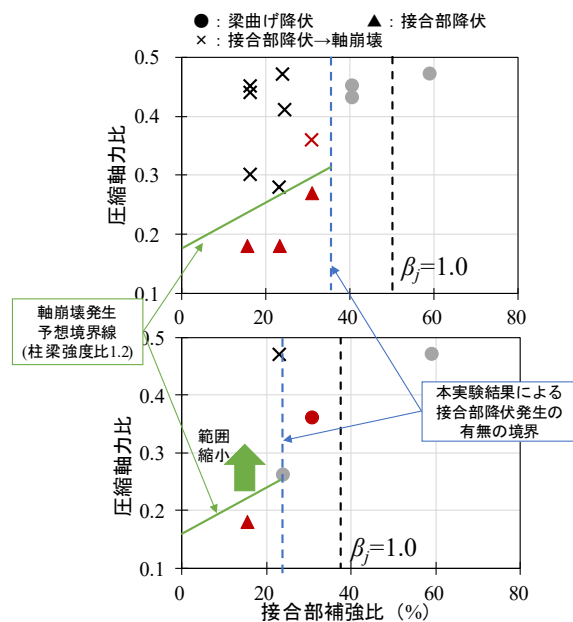


図-8 試験体の破壊モード
(上：柱梁強度比1.2, 下：柱梁強度比1.5)

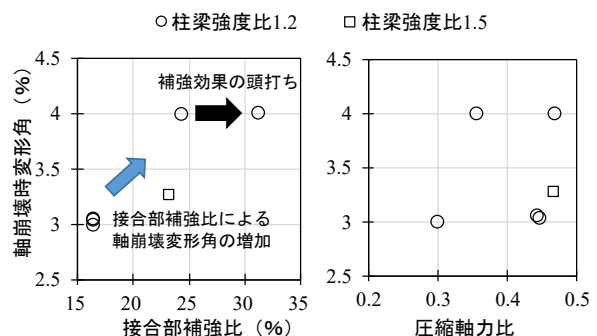


図-9 軸崩壊発生時変形角の検討

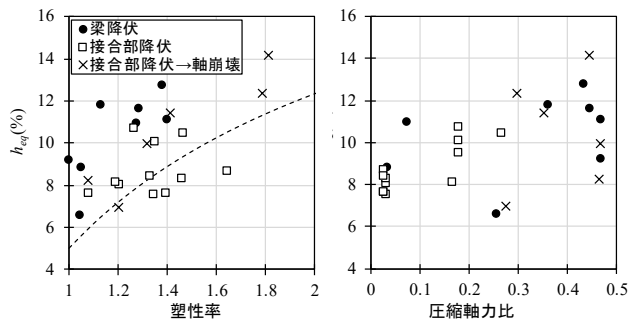


図-10 等価粘性減衰定数の検討

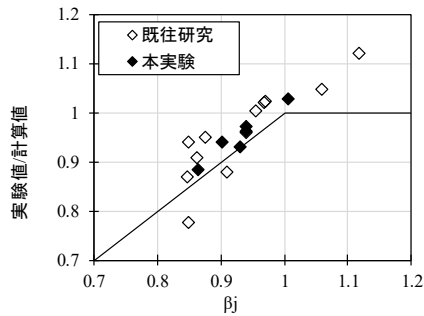


図-11 強度低下率 β_j と実験値の比較

接合部降伏が発生した試験体は、梁曲げ降伏となったものよりも h_{eq} はやや低い傾向にあり、(3)式で求められる h_{eq} より小さいものも見られた。また圧縮軸力が大きくなると、最終的な破壊モードに関わらず h_{eq} の値はやや大きくなる傾向であった。これは、圧縮軸力により正加力時の損傷が梁に集中し、負加力時の良好な履歴ループの形成に寄与したためであると考えられる。また軸崩壊をした試験体に特異な傾向は見られなかったことから、大変形時に軸崩壊が発生する場合であっても 2.0% サイクル以前の減衰性能は軸崩壊が発生しない試験体と同等の性能を発揮することが分かる。

4.4 強度低下率 β_j の評価精度に関する検討

図-11 に文献²⁾より算出した強度低下率 β_j と、試験体耐力低下率（負側実験値耐力/梁曲げ終局耐力計算値）の関係を示す。ここから、強度指標 β_j は変動軸力試験体において軸力変動レベルによらず、比較的精度よく耐力低下を評価することが出来ていることがわかる。

5. まとめ

負側の柱梁強度比が 1.2 および 1.5 の高変動軸力を受けるト形柱梁接合部に対し、変動軸力、接合部補強比をパラメータとして静的載荷試験を行い、破壊性状及び各種構造性能について検討し、以下の知見が得られた。

- 1) 負側載荷時に接合部降伏が発生した場合にのみ正載荷時に高圧縮軸力を受けると軸崩壊が発生する。柱梁強度比 1.2 の場合は接合部補強比 35%前後、圧縮軸力比 0.3 前後、柱梁強度比 1.5 の場合は接合部補強比 20%前後、圧縮軸力比 0.3~0.4 程度に、それぞれ接合部降

伏及び軸崩壊の有無の境界線が存在すると推測できる。

- 2) 軸崩壊が発生する変形角は、接合部補強比 25%程度までは接合部横補強筋の増加によって大きくすることが可能だったが、それ以降は接合部補強比を増加させても軸崩壊時変形角は変化しなかった。
- 3) 接合部降伏が発生すると履歴ループがスリップ性状を示し、等価粘性減衰定数も梁降伏型と比較してやや小さい値を示した。また、圧縮軸力が増加すると等価粘性減衰定数は増加する傾向にあった。接合部降伏する試験体において、最終的な軸崩壊の有無による軸崩壊前の等価粘性減衰定数 ($R=1/50\text{rad.時}$) の違いは見られなかった。
- 4) 強度低下率 β_j は変動軸力レベルによらず、実験における接合部降伏による耐力低下を比較的精度よく推定することが出来た。

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、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。また、Hu Yanbing 氏(現(株)横河ブリッジホールディングス)には実験を実施して頂きました。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) 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
- 3) 楠原文雄、塩原等：鉄筋コンクリート造ト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、第78巻、第693号、pp.1949-1958、2013.11
- 4) 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、コンクリート工学年次論文集、Vol.40、No.2、pp.223-228、2018.6
- 5) 村上久志、他：接合部横補強筋及び軸力が 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、コンクリート工学年次論文集、Vol.39、No.2、pp.205-210、2017.6
- 6) 楠原文雄、他：鉄筋コンクリート造十字型柱梁接合部部分架構の履歴エネルギー吸収能に関する検討、コンクリート工学年次論文集、Vol.34、No.2、pp.271-276、2012.7
- 7) 国土交通省住宅局建築指導課：建築物の構造関係技術基準解説書、2007