

論文 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

村上 久志*1・晉 沂雄*2・鈴木 裕介*3・前田 匡樹*4

要旨：本研究では、柱梁強度比が 1.0 または 1.5 程度のト形柱梁接合部部分架構の静的加力実験を行い、接合部内の横補強筋量及び変動軸力が架構の耐力や変形性能に及ぼす影響について検討した。その結果、接合部補強比（梁全引張主筋の降伏強度に対する接合部横補強の降伏強度の比）を 0.2 から 0.5 に増大することで架構の耐力上昇及び接合部損傷の軽減が可能であることを明らかにした。また、圧縮軸力比（0.5 及び 0.3）の違いによって最終的な破壊性状や耐力性状に変化が生じることを確認した。

キーワード：ト形柱梁接合部、柱梁強度比、接合部降伏破壊、接合部横補強筋、変動軸力

1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下、RC）造柱梁接合部の既往の研究¹⁾及び昨年公開された保有水平耐力計算指針²⁾において、靱性保証指針³⁾に従って梁曲げ破壊先行型として設計した架構であっても式(1)で定義される柱梁強度比が 2.0 未満の場合、図-1 に示すように架構の耐力が設計強度（梁曲げ耐力）に到達しない場合があると指摘されている。これは、柱梁接合部内で柱主筋も降伏し接合部内に損傷が集中し、接合部内梁主筋降伏時の層せん断力が梁端でのヒンジ形成時に比べ小さくなる、接合部降伏破壊が起きるためである。

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

ここに、上、下 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

既往研究⁴⁾⁵⁾において、接合部補強比（図-2 参照）の増大及び一定の低圧縮軸力の作用が架構の耐力及び各構造性能向上に寄与すること、これに対し、引張軸力を作用させると、軸力比-0.3 程度であっても接合部の変形及び損傷が軸力がない状態に比べ拡大することを明らかにした。しかし、大地震時の高層建物下層部のト形柱梁接合部には、高変動軸力が作用し設計時の柱梁強度比が大きく変動すると想定されるため、高変動軸力の作用は接合部の変形及び損傷に多大に影響すると考えられる。しかしながら、既往の柱梁接合部の実験は一定軸力下のものがほとんどで、変動軸力の影響を実験的に検討した研究は見当たらない。

以上より本研究では、柱梁強度比 1.2~1.5 の部分架構に対し、高変動軸力と接合部補強比をパラメータとした RC 造ト形柱梁接合部の静的加力実験を行い、各因子が

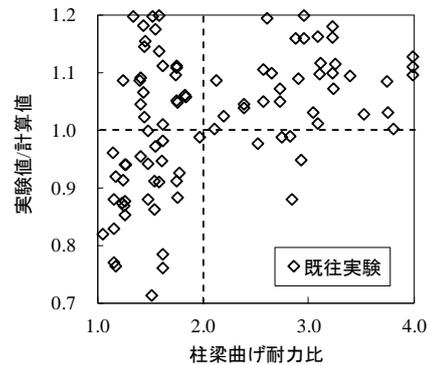


図-1 柱梁曲げ耐力比—最大耐力実験値/計算値

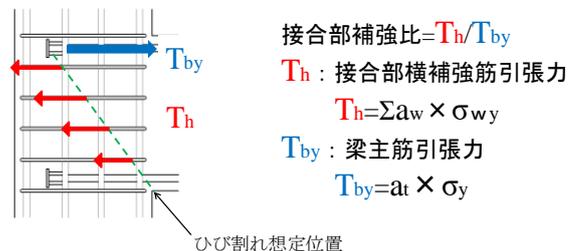


図-2 接合部補強比概念図

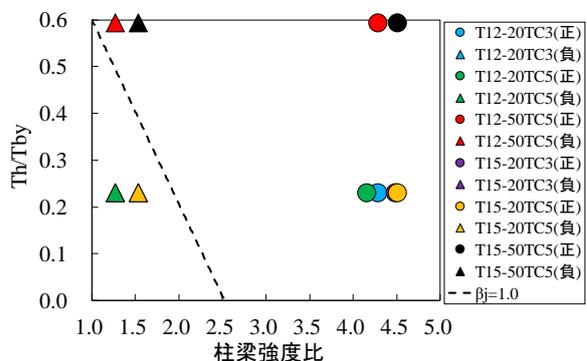


図-3 柱梁曲げ耐力比—接合部補強比 (T_h/T_{by})

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

架構の耐力性状，変形性能及び接合部の損傷に及ぼす影響について比較・検討する。

2. 実験概要

2.1 試験体計画

表-1 に試験体一覧を示す。なお，表中の各計算値は表-2，表-3 の材料試験結果の値を用いて算出している。本試験体は，高層 RC 造建物下層部を想定したト形柱梁接合部部分架構である。大規模地震時において，当柱には高変動軸力の作用が想定されるが，これを再現するため，引張軸力比-0.6 から圧縮軸力比 0.3 または 0.5 までの変動軸力を入力する計画とした。詳細として，引張側では，接合部降伏破壊が生じるよう柱梁強度比 1.5 または 1.2 程度となるような軸力を与え，圧縮側では，引張側で接合部降伏破壊した後の架構が，釣合軸力を超えるような大地震を想定した軸力比 0.5，または釣合軸力を越えない中規模地震を想定した軸力比 0.3 の軸力を受けた場合における架構の軸力保持性能を確認できる計画とした。なお，引張軸力比は軸力に対する柱全主筋の降伏応力の比，圧縮軸力比は軸力に対する柱の最大圧縮応力（鉄筋は無視）の比として算出している。並びに，高変動軸力が作用する架構に対し，接合部横補強筋の補強効果を確認するため，既往の実験結果^{4),5)}を参考に，接合部補強比 0.2 または 0.5 となるような試験体を計画した。

また，本試験体の接合部補強比と柱梁強度比の関係を図-3 に示す。図中の破線は塩原らの研究^{1),6)}により提案された塩原式の強度低下率 β_j (式 (2)) の値であり， β_j が 1 未満の場合には接合部降伏破壊が生じると考えられる。本実験のパラメータは図-3 も参考にして決定している。

$$\beta_j = \left\{ 0.85 - \frac{\sum A_j f_y}{b_j D_b F_c} + \frac{1}{4} \left(\frac{\tilde{M}_{cu} + \tilde{M}'_{cu}}{\tilde{M}_{bu}} \xi_a - 1 \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{\sum A_{jv} f_{jv}}{\sum A_j f_y} \right) \right\} \xi_r \quad (2)$$

2.2 試験体概要

図-4 に試験体配筋図を示す。試験体は，形状・寸法が同一の計 6 体とし，既往研究^{4),5)}の比較対象となるよう計画したが，加力装置のキャパシティに対し上記の軸力比を実現するために実大 1/2 スケール程度の柱断面 250mm×250mm，梁断面 225mm×275mm，梁スパン 1850mm，階高 1350mm とした。本研究の実験変数は，柱梁強度比，接合部補強比，変動軸力比の 3 つである。柱梁強度比においては，梁せん断力による変動軸力が下柱に引張軸力として作用する加力方向（後述の負載荷）時に 1.2 及び 1.5 とした。接合部補強比は 0.2 及び 0.5 であり，変動軸力比は引張時において-0.6，圧縮時において 0.3 及び 0.5 とした。また，試験体名称は，実験因子に基づき以下のように記している。

表-1 試験体一覧

試験体名	T15-50 TC5	T15-20 TC5	T15-20 TC3	T12-50 TC5	T12-20 TC5	T12-20 TC3
定着種類	機械式					
柱(250×250mm)	主筋	12-D16 (SD490)			12-D16 (SD345)	
	帯筋	2-D6 (SD295)				
	全長(mm)	950				
梁(225×275mm)	主筋	5-D13 (SD490)				
	あばら筋	2-D6 (SD295)				
	全長(mm)	825				
接合部横補強筋	4-D6 4set (SD345)	2-D6 3set (SD295)		4-D6 4set (SD345)	2-D6 3set (SD295)	
接合部補強比(%)	59.4	23.2		59.4	23.2	
コンクリート強度 σ_B (N/mm ²)	64.9	65	65.4	64.9	64.9	60.9
せん断補強筋比 P_w (%)	柱	0.51				
	梁	0.84				
	接合部	0.93	0.35		0.93	0.35
引張鉄筋比 P_t (%)	柱	1.91				
	梁	1.14				
下柱軸力比 下柱軸力(kN)	正	0.47	0.26	0.47	0.28	
		1898	1048	1898	1048	
	負	-0.62		-0.61		
柱梁強度比	正	4.46	4.47	4.59	4.24	4.26
	負	1.55			1.26	
接合部せん断余裕度	1.31	1.26		1.31	1.28	1.26
強度低下率 β_j	正	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	負	1.00	0.92	0.93	1.00	0.86

表-2 コンクリート材料試験結果

コンクリート						
試験体	呼び強度 F_c (N/mm ²)	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 ($\times 10^4$ N/mm ²)	圧縮強度時歪 (μ)	割裂強度 (N/mm ²)
T12-20TC3	50	47	60.9	3.27	2341	3.11
T12-20TC5		50	64.9	3.28	2631	3.20
T12-50TC5		75	64.9	3.32	2463	3.51
T15-20TC3		57	65.4	3.24	2610	3.30
T15-20TC5		81	65.0	3.35	2484	4.20
T15-50TC5		84	64.9	3.35	2573	3.50

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 ($\times 10^4$ N/mm ²)	
あばら筋 帯筋	D6 (SD295)	409	549	1981	20.7
	D6 (SD345)	393	583	2176	18.1
梁主筋	D13 (SD490)	529	710	2961	17.9
柱主筋	D16 (SD345)	410	589	2175	18.9
	D16 (SD490)	544	733	2908	18.7

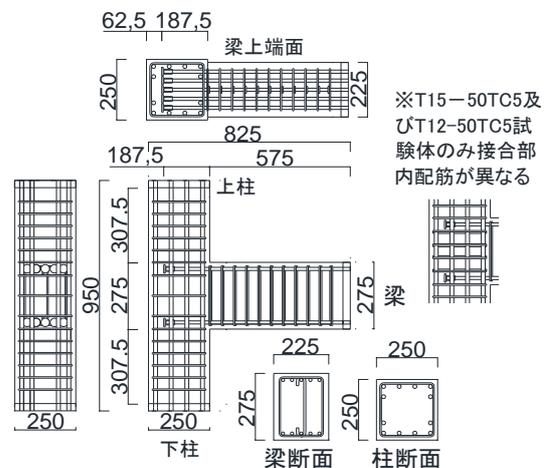


図-4 試験体配筋図 (単位: mm)

T15-50TC5

T : ト形柱梁接合部

15 : 柱梁強度比。1.5 の場合 15 と表記する。

50 : 接合部補強比。接合部補強比 0.5 の試験体は 50 と表記する。

TC5 : T (tension : 引張), C (compression : 圧縮) で変動軸力を示す。後に続く 5 は圧縮軸力比 0.5 を示す。

2.3 加力計画

加力装置を図-5 に示す。柱反曲点をピン支持、梁反曲点をピンローラー支持とし、加力ビームを介し 1000kN 水平ジャッキにより、図-6 に示す载荷履歴に従って正負交番の静的漸増繰返し载荷を行った。ここで梁のせん断力によって下柱に作用する変動軸力が圧縮となる方向への载荷を正加力としている。また、上部の 2 本の鉛直ジャッキにより加力ビームを水平に保ち、かつ、図-7 に示すような荷重制御で上柱に変動軸力を導入した。軸力は梁せん断力に比例させるように制御し、梁降伏時に目標軸力比が引張側で-0.6、圧縮側で 0.3 または 0.5 に達するよう制御した。

3. 実験結果

3.1 荷重-変形関係

表-4 に各試験体の最大耐力実験値/梁曲げ降伏耐力計算値の結果、図-8 に各試験体の層せん断力-層間変形角関係を示す。表中の破線は梁曲げ降伏耐力計算値(以下、計算値)である。

図-8(a)の T15-50TC5 試験体は接合部補強比、柱梁強度比の両方が大きいことから想定通りに梁曲げ降伏し、最大耐力は正負両側で梁曲げ耐力計算値に達し、1/20rad. サイクルに達しても耐力低下せず安定した履歴を描いた。これと比べて柱梁強度比のみが小さい T12-50TC5 試験体(図-8(d))においてもほぼ同程度の履歴性状を示した。

一方で接合部補強比の小さい T15-20TC5 試験体(図-8(b))は正側(圧縮軸力側)で計算値に達したが負側(引張軸力側)では達しなかった。また、正側の 1/25rad. サイクル時に軸力保持性能の急激な低下が確認された。柱梁強度比及び接合部補強比の小さい T12-20TC5 試験体(図-8(e))は荷重-変形関係において T15-20TC5 試験体(図-8(b))と比べて大きな差は確認されなかったが 1/33rad. サイクル以降は全試験体の中で最も著しく耐力低下を起こした。

圧縮側の軸力比を 0.3 とした T15-20TC3 試験体(図-8(c))は正負共に計算値に達しており、軸力保持性能の低下も確認されなかった。一方、柱梁強度比の小さい T12-20TC3 試験体(図-8(f))は圧縮軸力が作用する正側で最大耐力が計算値に達したが、負側では計算値に達せず最大耐力発揮後に耐力低下を示した。

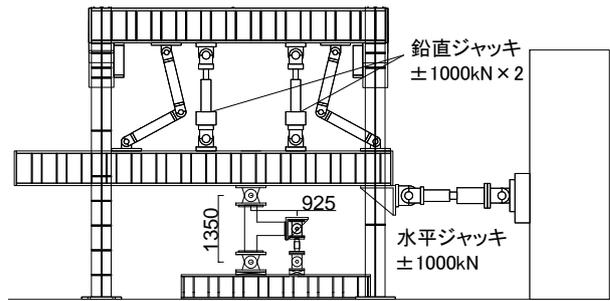


図-5 加力装置図 (単位 : mm)

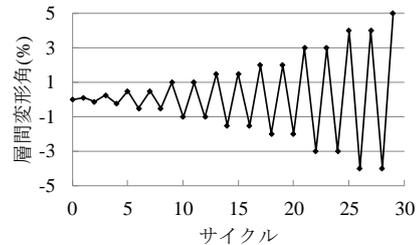


図-6 载荷履歴図

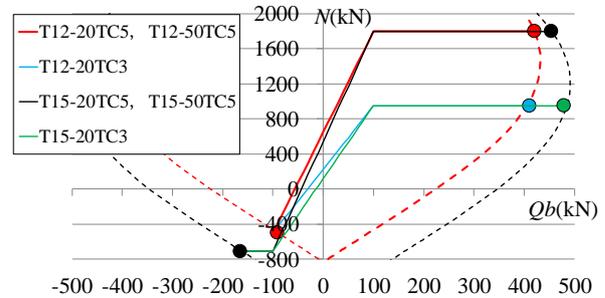
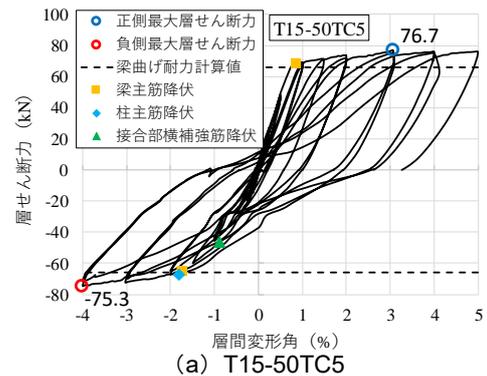


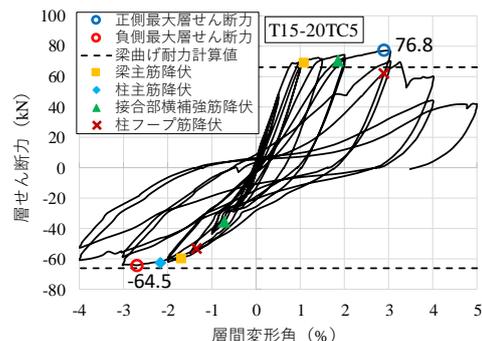
図-7 変動軸力のルール

表-4 試験体耐力結果 (最大耐力実験値/計算値)

試験体名	T15-50	T15-20	T15-20	T12-50	T12-20	T12-20
	TC5	TC5	TC3	TC5	TC5	TC3
実験値/計算値	正 1.17	1.17	1.13	1.16	1.17	1.09
	負 1.15	0.98	1.04	1.07	0.94	0.97



(a) T15-50TC5



(b) T15-20TC5

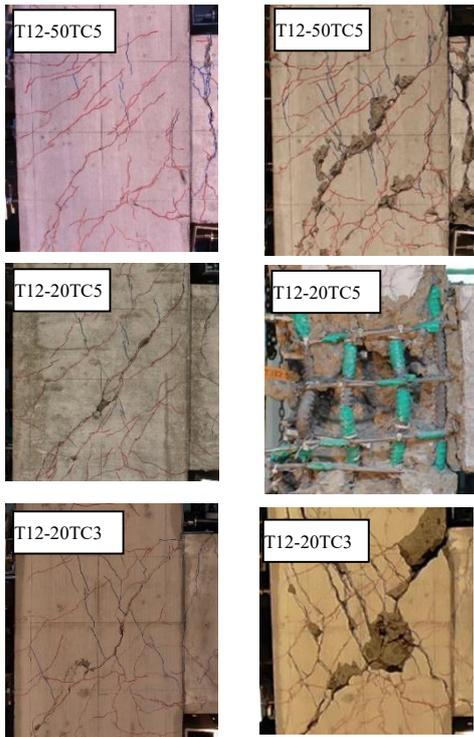
図-8 荷重-変形関係 (続く)

以上から、通常の設計で考えている設計限界の範囲2%までは、負側で接合部が降伏して、接合部に損傷が生じて、正側での軸力保持性能を失わなかった。しかし、これを超える大変形時には引張側の柱梁強度比が1.5以下となる接合部架構は軸力保持性能を損なう可能性がある。また、T12-50TC5試験体(図-8(d))のように接合部補強比0.5が確保されれば、柱梁強度比が1.2程度まで低下しても軸力保持性能が維持できることが確認された。

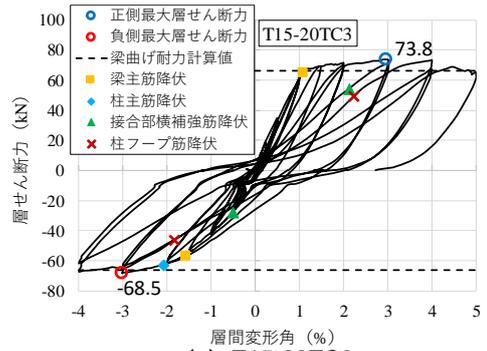
3.2 破壊過程及び接合部変形の比較

写真-1(a)に $R=-1/50\text{rad}$ サイクル2回目除荷時の破壊状況を、写真-1(b)に最終破壊状況($R=1/20\text{rad}$)を示す。写真の青線は正側で生じたひび割れであり、赤線は負側で生じたひび割れを示す。また、図-9に層間変形角に対する負側の接合部せん断変形角の割合の推移を示す。ここで柱梁強度比1.2と1.5の試験体間で破壊性状に大きな差は確認されなかったため、柱梁強度比1.2の試験体のみを示す。

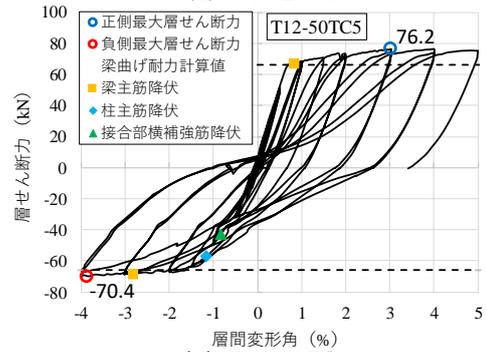
図-9において各試験体で比較すると、正側は変動軸力の影響により柱梁強度比が大きく、いずれの試験体も梁曲げ降伏の挙動を示し梁に変形が集中したため、接合部の変形は最終サイクル時においてもわずかである。一方で負側においてはいずれの試験体も接合部の変形が比較的大きく推移した。負側において接合部の変形が最も大きくなったT12-20TC5試験体は、正側最終サイクル時においてコアコンクリートの圧壊及び柱主筋の座屈といった建物崩壊に繋がる最も著しい破壊が見られた。圧縮側の軸力比を0.3としたT12-20TC3試験体は、負側での



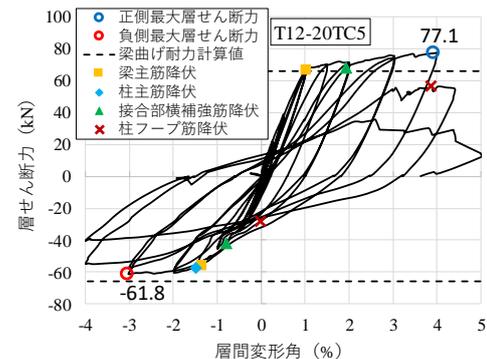
(a) $-1/50\text{rad}$ 除荷時破壊状況 (b) 最終破壊状況
写真-1



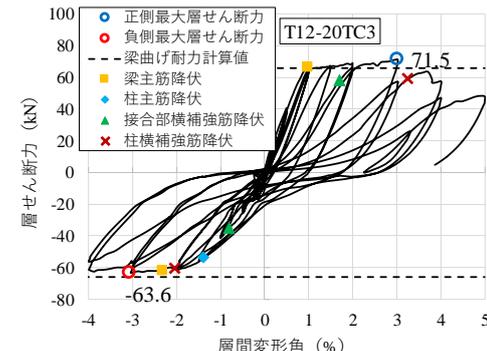
(c) T15-20TC3



(d) T12-50TC5



(e) T12-20TC5



(f) T12-20TC3

図-8 荷重-変形関係

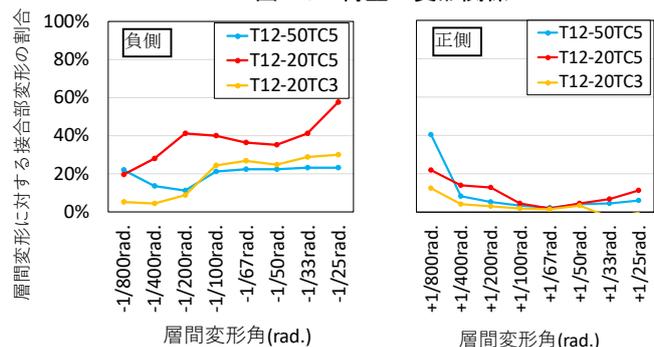


図-9 接合部せん断変形角の比較

接合部変形は比較的抑えられたものの、正側最終サイクル時において、接合部の圧縮ストラットゾーン内のかぶりコンクリートが剥落した。以上の2体に対し T12-50TC5 試験体は、最終時まで接合部の変形が最も抑えられ、梁曲げ降伏破壊型に至ったことから、接合部の損傷ももっとも軽微なものとなった。以上から、接合部補強比が架構の破壊モードに大きく影響していると考えられる。

3.3 接合部横補強筋の歪推移

図-11 に柱梁強度比 1.2 シリーズの試験体における接合部横補強筋の歪挙動推移を示す。なお、歪計測位置は図-10 に示す。

接合部補強比 0.5 の試験体と 0.2 の試験体を比較すると (図-11(a), (b)と(c), (d)), 接合部補強比が大きい方が正負共にほとんどの鉄筋の降伏が遅れていることが確認できる。特に図-11(a), (b)の鉄筋 (2), (5) (入隅部から梁主筋定着端へ伸びるひび割れ発生位置) は $R=\pm 1/33\text{rad}$ まで降伏しなかった。このことから接合部補強比の増大による接合部変形の抑制効果が確認された。

圧縮軸力比 0.3 の試験体と 0.5 の試験体を比較すると (図-11(c), (d)と(e), (f)), 圧縮軸力が大きい試験体は全鉄筋が降伏したのに対し、軸力が小さい試験体の鉄筋は一部未降伏 (2), (5) であった。このことから図-9 にも示したように圧縮軸力が小さい試験体の接合部変形がより抑制されている。

鉄筋 (4) の歪は試験体間で大きな変化が見られなかったが、負荷荷時の梁引張主筋定着端部の位置に近いため、鉄筋が定着具による支圧の影響を受けた事が一原因と思われる。

4. 実験各パラメータの影響

図-12 に負側 (引張軸力側) の柱梁強度比と試験体耐力 (実験値/計算値) の関係を示す。同図より柱梁強度比が 2.0 未満の場合でも、柱梁強度比の上昇によって最大耐力が上昇することが確認できる。なお、図-12 における縦方向のバラつきには接合部補強比や軸力比の影響が含まれていると考えられるため、図-13 において接合部補強比と試験体耐力の関係を示す。接合部補強比が増大することで耐力計算値に達したことが確認できる。

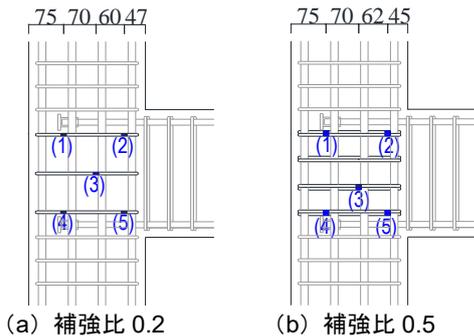


図-10 横補強筋歪計測位置

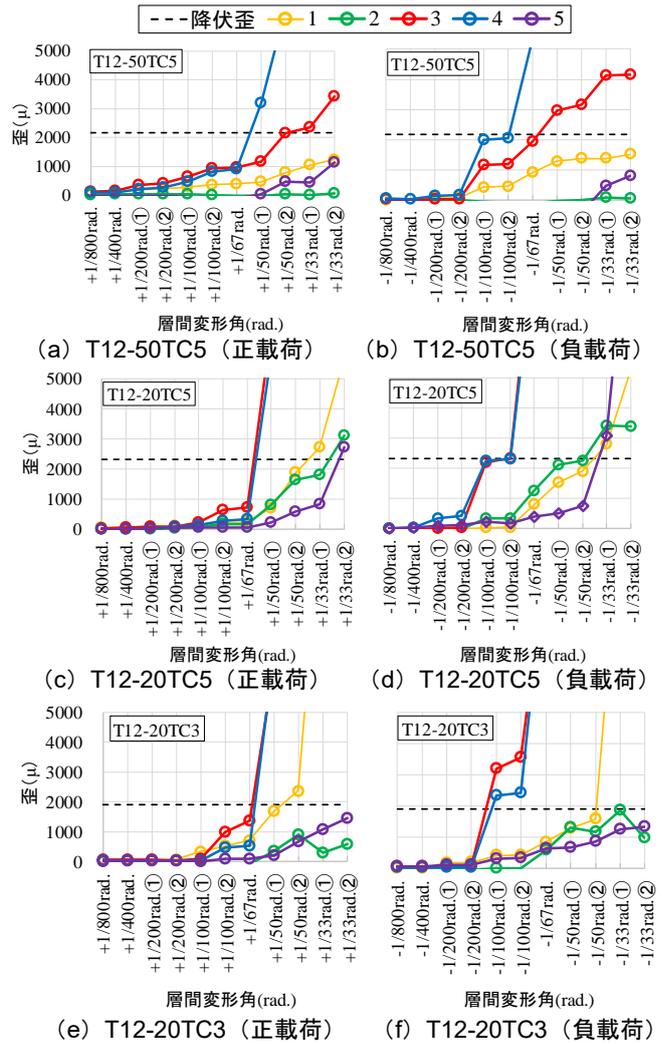


図-11 接合部横補強筋歪挙動

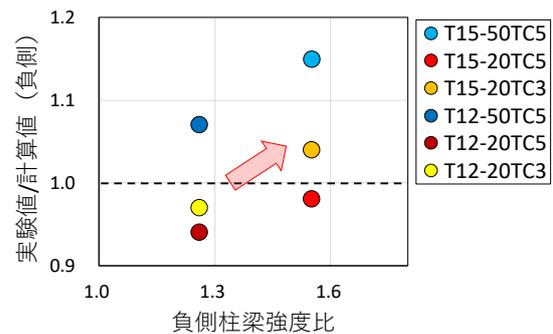


図-12 柱梁強度比—試験体耐力関係 (負側)

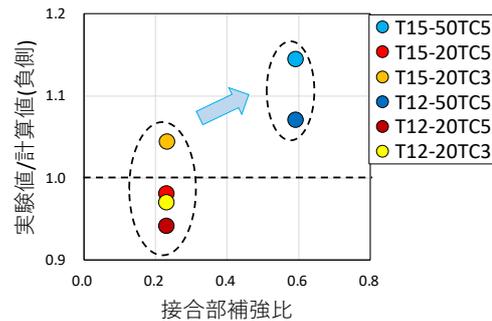


図-13 接合部補強比—試験体耐力関係 (負側)

図-14 に正側（圧縮軸力側）の軸力比と試験体耐力の関係を、図-15 に載荷終了時（1/20rad. サイクル）における最大耐力に対する耐力低下率を示す。図-14 より圧縮軸力が作用することによって試験体の耐力が上昇する傾向が見られた。しかし、図-15 より、圧縮軸力比が 0.5 程度作用すると接合部補強比が小さい試験体は急激な耐力低下を示した。このことから圧縮軸力が接合部架構に対して必ずしも良い影響を及ぼさないことを確認した。

5. 強度低下率 β_j と実験値の比較

図-16 に式 (2) により算出した強度低下率 β_j の値と実験結果（最大耐力実験値/計算値）の関係を示す。図-16 より、柱梁強度比の異なる試験体（1.5 及び 1.2）においては図中の破線と同程度の傾きとなっており、柱梁強度比の影響を精度よく考慮できていると考えられる。一方で、前章までの検討により変動軸力の大きさが試験体の最大耐力に影響を与えていることが分かるが、式(2)においてはその影響が直接反映されておらず、接合部補強比 0.2 の試験体（ $\beta_j < 1.0$ ）は実験結果が強度低下率 β_j を上回っているため、接合部降伏による強度低下を過大に評価していることが確認できる。このことから今後、変動軸力の影響を考慮して検討を進める必要があると考えられる。

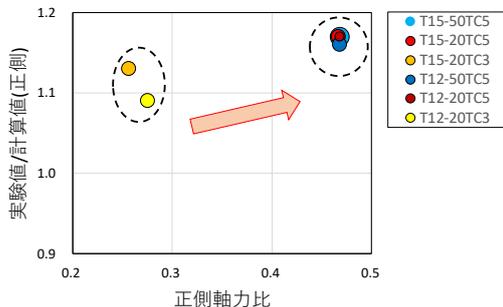


図-14 軸力比—試験体耐力関係（正側）

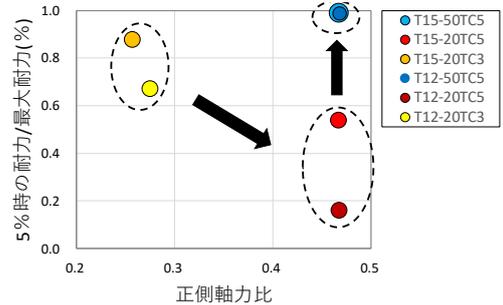


図-15 軸力比—耐力低下率関係（正側）

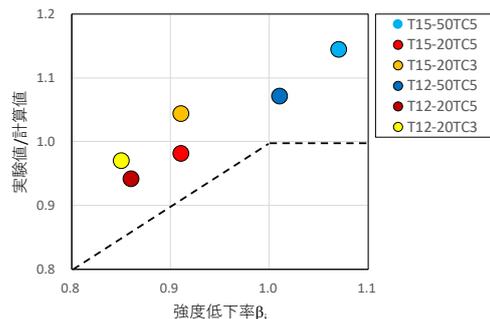


図-16 強度低下率 β_j —試験体耐力関係（負側）

6. まとめ

柱梁強度比 1.2~1.5 のト形柱梁接合部部分架構を対象に、接合部補強比及び高変動軸力が架構の耐力及び破壊性状に及ぼす影響を検討した結果以下の知見が得られた。

- 1) 柱梁強度比が 1.5 以下となる接合部架構は正側で軸力保持性能を失う可能性があるが、設計実務範囲である層間変形角 2% 以内であれば軸力保持性能が損なわれることはなかった。また大変形時においても接合部補強比 0.5 が確保できていれば軸力保持性能を維持できることが確認された。
- 2) 圧縮軸力が作用している正側では全試験体の最大耐力実験値が計算値に達し、負側においては接合部補強比を 0.5 以上に設定することで接合部の損傷や変形が抑制され、引張軸力比が 0.6 で柱梁強度比が 1.2 と小さい場合でも梁曲げ耐力が確保できることが確認された。
- 3) 強度低下率 β_j の検討結果として、負側において接合部降伏による強度低下を過大に評価している結果となった。原因として式中に変動軸力の影響が考慮されていないことが挙げられるため、今後これらを考慮して検討を進める必要があると考えられる。

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、(株)竹中工務店、東京鉄鋼(株)及び朝日工業(株)より、技術資料・助言・鉄筋等の提供を受けた。ここに記して関係各位に感謝の意を表す。実験を実施した太田哲朗氏（現前田建設工業株式会社）にも御礼申し上げる。

参考文献

- 1) 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
- 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基準(案)・同解説, 2016
- 3) 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
- 4) 太田哲朗, 伊藤衛, 鈴木裕介, 前田匡樹, 他: RC 造ト形柱梁接合部の構造性能に及ぼす横補強筋及び軸力の影響, その 1~3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.361-366, 2014.9
- 5) 小池拓矢, 太田哲朗, 鈴木裕介, 前田匡樹, 他: 柱梁曲げ耐力比の小さい RC 造ト形柱梁接合部の構造性能に及ぼす横補強筋の影響, その 1~3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.211-212, 2015.9
- 6) 塩原等: 鉄筋コンクリート柱梁接合部における接合部降伏の終局強度の実用的算定法, 日本建築学術講演梗概集, pp.389-390, 2014.9