

横補強筋及び軸力が RC 造ト形柱梁接合部の構造特性に及ぼす影響

Effect of Lateral Reinforcement and Axial Force on Structural Performance of Exterior Beam-Column Joints in Reinforced Concrete Buildings

太田 哲朗 (性能制御システム学分野)
Tetsuro OHTA

Abstract

In the recent research of Dr. Shiohara, et al.(2013), maximum strength of the frame structures with total collapse mechanism(beam yielding) does not achieve the design strength and the joint panels may eventually collapse if the beam-column bending strength ratio of the frame structure is less than 2.0. This may occur even when the frame structures satisfy the current seismic design standards. Even though the effect of lateral reinforcement and axial force on structural performance of exterior beam-column joints is studied by many previous research., the effect of lateral reinforcement and high level varying axial force on structural performance of exterior beam-column joints with a beam-column bending strength ratio of approximately 1.0 is not clear. The objective of this study is to clarify the structural performance of exterior beam-column joint structure with a beam-column bending strength ratio of approximately 1.0 with varying high level axial forces. In addition, the influence of the lateral reinforcement to the stiffening effects of joint panel is studied. Experiment of 8 specimens with beam-column bending strength ratios, varying axial levels and lateral reinforcements of the joint panel were tested. From experiment result, it is found that the damage of joint panel is reduced with increasing the amount of lateral reinforcement, but the influence of lateral reinforcement greatly decreased when beam-column bending strength ratio is approximately 1.0. Also, the specimens with varying axial force had better performance than the ones with non-axial force.

Keywords : Exterior Beam-Column joints, Lateral reinforcement, Varying axial force, Beam-Column bending strength ratio, Joint hinging failure

ト形柱梁接合部, 接合部横補強筋, 変動軸力, 柱梁曲げ耐力比, 接合部降伏

1.はじめに

鉄筋コンクリート (以下, RC) 造柱梁接合部の近年の研究¹⁾などにおいて, 梁曲げ破壊先行型として設計した架構であっても式(1)で定義される柱梁曲げ耐力比が 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多くある。これは図-2 に示すような梁部材に先行して接合部の損傷が拡大する接合部降伏破壊に起因することが指摘されている¹⁾。

$$\text{柱梁曲げ耐力比} = \frac{M_{cu上} + M_{cu下}}{M_{bu}} \quad (1)$$

ここに, $M_{cu上}$, $M_{cu下}$: 上, 下柱の曲げ終局時節点モーメント(kNm), M_{bu} : 梁の曲げ終局時節点モーメント(kNm), である。

既往の研究²⁾において, 柱梁曲げ耐力比 1.5 程度の接合部架構に対し接合部補強比 (T_h/T_{by} , 図-3 参照) と軸力 (軸力比 $-0.2 \sim -0.15$) をパラメータとした実験を行い, 接合部補強比の増大及び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, 引張軸力の作用が接合部降伏の変形及び損傷を拡大させることを明らかにした。しかし, 接合部降伏による損傷進展がさらに顕著になると考えられる, 柱梁曲げ耐力比が 1.0 により近い架構に対しては, いまだ検討が不十

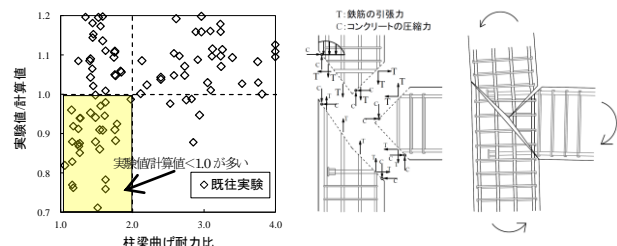


図-1 柱梁曲げ耐力比— 実験値/計算値
図-2 接合部破壊メカニズム図

分である。さらには, 高層建物下層部のト形柱梁接合部は, 激震時に高変動軸力が作用し, 設計時における柱梁曲げ耐力比が大きく変動する。そのため, 高引張軸力作用時の接合部の変形と損傷の顕在化, その後に高圧縮軸力が作用した場合の接合部の軸力保持の可否といった, 高変動軸力の作用が接合部及び架構の構造性能に及ぼす影響は無視できないほど大きいものと想定されるが, これら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, 柱梁曲げ耐力比 1.2~1.5 の架構に対し, 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。

表-1 試験体一覧

試験体名		T15-50TC5	T15-20TC5	T12-50TC5	T12-20TC3	T10-40	T10-50	T10-60	T10-80
定着種類		機械式							
柱	主筋	12-D16 (SD490)		12-D16 (SD345)		12-D22 (SD345)			
	帯筋	2-D6 (SD295)		2-D6 (SD295)		4-D10 (SD390)			
	階高(mm)	1350		1350		2700			
梁	主筋	5-D13		5-D13		5-D25			
	あはら筋	2-D6 (SD295)		2-D6 (SD295)		2-D10 (SD295)			
	スパン(mm)	1850		1850		3700			
接合部横補強筋		4-D6 4set (SD345)	2-D6 3set (SD295)	4-D6 4set (SD345)	2-D6 3set (SD295)	4-D10 4set (SD390)	4-D13 4set (SD295)	4-D13 4set (SD390)	4-D10 4set (SD785)
接合部補強比(%)		52.6	20.6	52.6	20.6	40.3	50.9	66.6	70.2
せん断補強比 p_v (%)	柱	0.51				0.57			
	梁	0.84				0.48			
引張鉄筋比 p_t (%)	柱	0.93	0.35	0.93	0.35	0.52	0.92	0.52	0.52
	梁	1.91				0.93			
下柱想定軸力比	正	0.47				1.11			
	負	-0.63				-0.22			
柱梁曲げ耐力比	正	4.51		4.29	4.29	1.51	1.51	1.52	1.52
	負	1.54		1.27	1.27	1.23	1.23	1.23	1.23
柱曲げ終局時せん断耐力(kN)	上柱	正	297.0	297.4	287.5	283.0	380.3	379.7	380.9
		負	111.8	93.6	93.6	93.1			
	下柱	正	305.2	305.5	284.6	288.2	457.5	456.6	458.4
		負	93.8	75.6	75.6	75.3	301.2	300.8	301.6
梁曲げ終局時せん断耐力(kN)		65.7		65.7		276.6		276.8	
接合部せん断強度(kN)		393.4		393.8		376.3		1534	
せん断余裕度		1.31		1.26		1.25		1.22	
定着耐力/梁曲げ耐力		1.65		1.64		1.38		1.38	

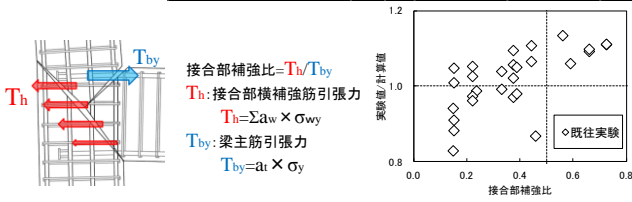


図-3 接合部補強比概念図

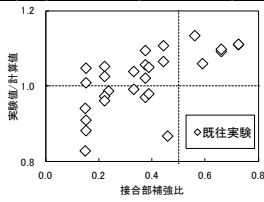


図-5 接合部補強比-実験値/計算値

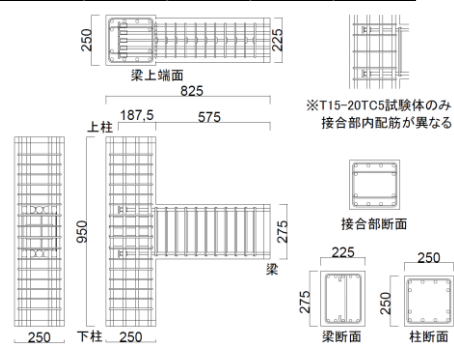


図-4 試験体配筋図 (単位: mm)

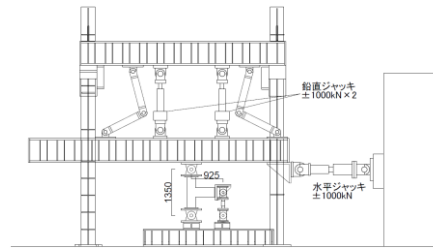


図-6 加力装置図

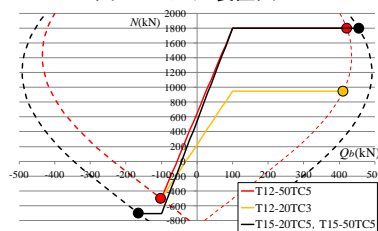


図-7 変動軸力のルール

2.実験概要

2.1 試験体概要

表-1に試験体一覧を示し、図-4にT15-50TC5試験体を例に形状及び配筋図を示す。計画した試験体は高層建物下層部のト形柱梁接合部を想定した計8体であり、すべて梁曲げ降伏先行型(接合部せん断余裕度1.0以上)として計画した。形状は、比較のため既往実験²⁾と同一とし、変動軸力を作用させる試験体4体については後述する加力装置の制限と目標軸力比を考慮しスケール比を1/2(形状は同一)として設計した。また、高層建物下部のト形柱梁接合部の柱梁曲げ耐力比を再現するために、下柱に引張軸力が作用する加力方向時(負側)の柱梁曲げ耐力比が1.2及び1.5程度となるよう柱及び梁主筋を決定した。

実験因子は柱梁曲げ耐力比、軸力比、接合部補強比の違いである。図-5を見ると接合部補強比0.5以上の試験体はほとんどの試験体が計算強度を發揮している。本実験ではこれらの結果を参考に、柱梁曲げ耐力比1.5、接合部補強比0.5とするT15-50TC5試験体を設計し、梁曲げ降伏し計算強度を發揮すると予想した。T15-20TC5試験体は接合部補強比を0.2と低く設定し、接合部降伏する架構における高変動軸力の影響を検討する。軸力を作用させない試験体は柱梁曲げ耐力比を1.2とし、既往実験²⁾において接合部補強比0.4では接合部降伏、0.8では梁曲げ降伏したことを参考に、接合部補強比0.4~0.8の範囲を検証することとした。更に接合部補強比が十分に大きいT10-50試験体が高変動軸力を作用させ、その影響を確認する試験体としてT12-50TC5試験体を設計した。また、柱梁曲げ耐力比が小さく接合部補強比も小さい、接合部降伏による損傷進展がより顕著である接合部における変動軸力の影響を検証するためにT12-20TC3試験体を設計した。

2.2 加力計画

図-6に1/2スケール試験体を例に加力装置を示す。水平ジャッキにより下柱に作用する(梁せん断力による)変動軸力が圧縮となる方向への载荷を正加力として正負交番繰り返す载荷を行う。変動軸力を作用させる試験体は上部2本の鉛直ジャッキによって図-7に示す軸力のルールの通りに軸力の制御を行う。本実験は高層建物下部の外部柱梁接合部を想定しているため引張側の目標軸力比を-0.6、圧縮側は大地震時を想定し目標軸力比0.3と0.5を設定した。梁降伏時(梁せん断力 Q_b (kN)=±94)に目標軸力比を実現するようにし、 $-94 < Q_b$ (kN) < 94の範囲では梁せん断力に比例させるように軸力の制御を行う。

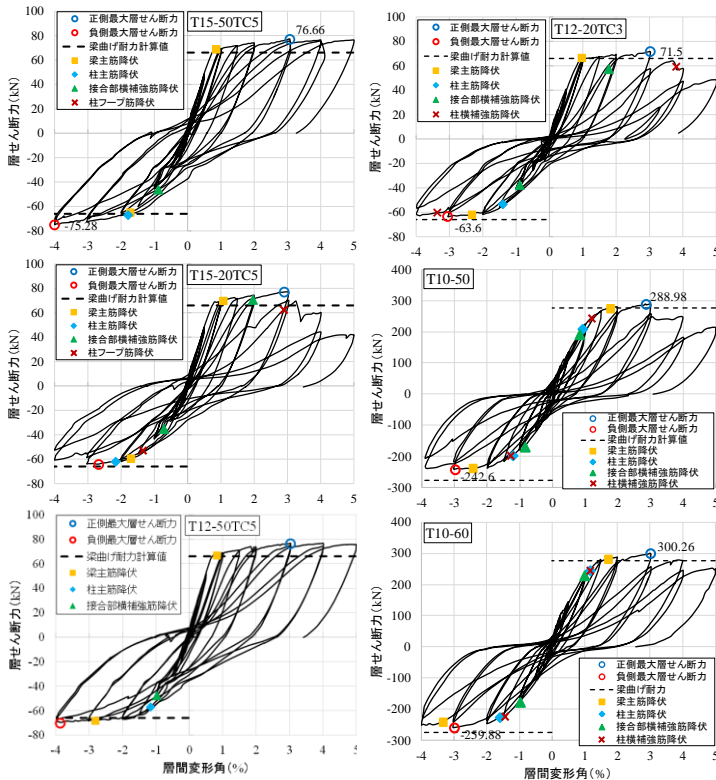


図-8 層せん断力-層間変形角関係

3.実験結果及び考察

3.1 荷重-変形関係

図-8 に各試験体の層せん断力-層間変形角関係を示す。

図中の梁曲げ降伏計算値（以下計算値）は文献³⁾を参考に曲げ解析を行い算定した。T10-40, T10-50, T10-60, T10-80 試験体はループの形状が似ていたため、ここでは T10-50 及び T10-60 試験体を代表させ図-8 に示す。

T15-50TC5 試験体は接合部補強比, 柱梁曲げ耐力比の両方が大きいことから想定通りに梁曲げ降伏し, 最大耐力は正負側どちらでも計算値に達した。大きな耐力低下も確認されず, 軸力保持性能も維持された。対して接合部補強比が小さい T15-20TC5 試験体は正側で計算値に達したが, 負側ではわずかに達しなかった。また, 正側で最大耐力発揮後に柱主筋の座屈と共に接合部のコアコンクリートが剥落し, 軸力保持性能の低下が確認された。軸力が作用していない柱梁曲げ耐力比が 1.2 の T10-40, T10-50, T10-60, T10-80 試験体は正側では T10-40 以外の試験体は最大耐力が計算値に達したが, 負側ではいずれの試験体も計算値に達しなかった。ここで T10-50 試験体と T12-50TC5 試験体を比較すると, T12-50TC5 試験体は正負側どちらも最大耐力が計算値に達しており, 履歴性状も紡錘型に近く耐力低下も確認されない。これは T10-50 試験体が正側の耐力比が 1.5 であるため接合部降伏する可能性があるのに対し, T12-50TC5 試験体は圧縮軸力が作用し柱梁曲げ耐力比が 4.3 と非常に高く, 正側での接合部の損傷が抑えられたために負側において接合部降伏を生じにくかったと考えられる。また, T12-20TC3 試験体は圧縮軸力が作用する正側では最大耐力が計算値に達したが, 負側では計算値に達しなかった。T12-20TC3 試験体は T15-20TC5 試験体のようにコアコンクリートの剥落は生じ

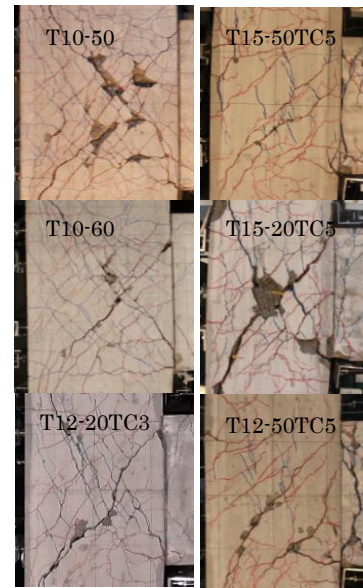


写真-1 -1/25rad.サイクル破壊状況

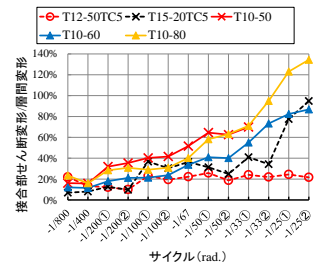


図-9 接合部せん断変形角比較

なかったが, 最大耐力発揮後に接合部のひび割れの拡大と共にかぶりコンクリートが剥落し, 正側で耐力低下を示した。T15-20TC5 試験体より小さい圧縮軸力で耐力低下を示したことから, 柱梁曲げ耐力比が小さいと早期に軸力保持性能が低下する可能性があるが, T12-50TC5 試験体のように接合部補強比が大きければそれを防げることが確認された。

3.2 接合部の破壊状況

写真-1 に-1/25rad.サイクル時の接合部破壊状況を示す。軸力を作用させていない試験体は損傷状況が似ていたため, T10-50 及び T10-60 試験体のみ示す。写真より軸力の有無に関わらず接合部補強比が大きい試験体ほど接合部の損傷が抑制されている。また, T10-50 試験体と T12-50TC5 試験体を比較すると, T12-50TC5 試験体の方が正側の接合部斜めひび割れが開いておらず, 剥落も少ないことがわかる。ここで, T12-20TC3 や T15-20TC5 試験体を見ると, 接合部補強比が小さい試験体は圧縮軸力が作用していても正側の接合部斜めひび割れが開いていることが確認できる。以上のように高変動軸力が作用すると軸力が作用していない試験体より正側（圧縮側）での接合部の損傷が少ないために, 負側（引張側）において架構全体としての性能が向上することが確認された。しかし, 接合部補強比が小さいと負側の損傷が大きくなり, それに伴い正側の圧縮軸力の保持が出来なくなり, 接合部の損傷が進行することがある。本実験では既往実験のように接合部補強比 0.5 程度であれば柱梁曲げ耐力比が小さくても軸力の保持性能を維持し, 接合部の損傷が抑制され, 梁曲げ降伏耐力が発揮された。

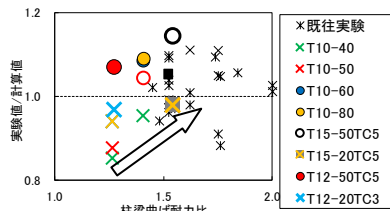


図-10 柱梁曲げ耐力比—試験体耐力

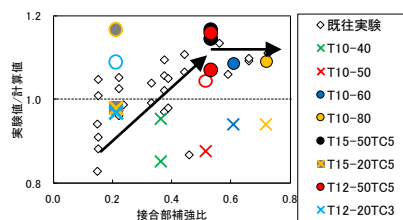


図-11 接合部補強比—試験体耐力

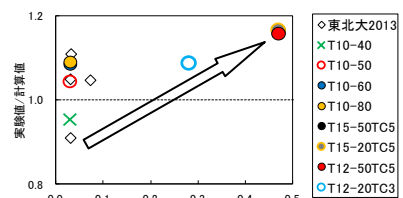


図-12 正側軸力比—試験体耐力

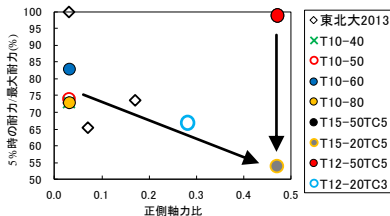


図-13 正側軸力比—耐力低下率

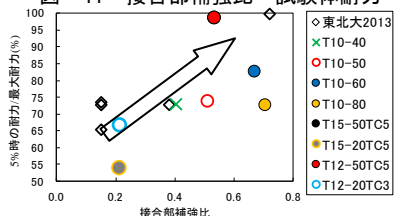


図-14 接合部補強比—耐力低下率

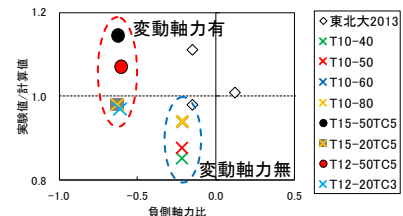


図-15 負側軸力比—試験体耐力

3.3 接合部の変形の比較

図-9に T10-50, T10-60, T10-80 及び T15-20TC5, T12-50TC5 試験体の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。図より小変形時, 大変形時を問わず変動軸力が作用している試験体の方が接合部の変形が小さく, 正側での損傷の程度が関わっていると思われる。なお, T15-20TC5 試験体は軸力保持能力の低下により-1/25rad. サイクルから接合部の変形が増大した。T12-50TC5 試験体はほとんど接合部の変形が進行せず, 破壊状況とも一致し最も接合部の変形が抑制されている。T10-50 及び T10-60 試験体を比べると接合部補強比が大きい T10-60 試験体の方が接合部の変形が抑制されていることが確認できる。しかし, T10-80 試験体は接合部補強比が大きいにも関わらず変形の抑制がされていない。以上より接合部補強比の増大による接合部の変形抑制効果には限界があることが確認できる。

4. 実験各パラメータの影響

図-10に柱梁曲げ耐力比と試験体耐力の関係を示す。図-10より柱梁曲げ耐力比が2.0未満の場合でも, その上昇によって試験体耐力が上昇することが確認できる。図-10における縦方向のバラつきは接合部補強比や軸力比の影響が現れているものだと考えられる。そこで図-11において接合部補強比と試験体耐力の関係を示す。図-11より接合部補強比が増大すると耐力も増大することがわかる。ここで本実験試験体を見ると T10-60 試験体と T10-80 試験体の耐力が同程度であり, 柱梁曲げ耐力比が1.2程度と小さい負側では接合部補強比を増大しても計算強度に達していないことが確認できる。試験体の損傷状況等から見ても T10-60 試験体と T10-80 試験体の間には大きな差が確認されず, 柱梁曲げ耐力比が1.0に近い場合接合部補強比の増大による補強効果が小さくなり, 本実験では接合部補強比0.6が補強の限界と確認された。

図-12に本実験における正側(圧縮軸力側)の軸力比と試験体耐力の関係を示す。図-12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あることわかる。しかし, 図-13の正側軸力比と試験体の終局時の耐力(本実験では層間変形角5%)を最大耐力で除した耐力低下率の関係に示すように圧縮軸力比が大きい T15-20TC5 試験体や T12-20TC3 試験体は負側の接合部降伏が起因して正側で軸力保持できなくなり急激な耐力低下が確認されている。こ

で図-14に接合部補強比と耐力低下率を示す。接合部補強比が増大すると架構の耐力低下を抑制できていることが確認できる。特に変動軸力試験体はその差が大きく, 接合部補強比の大きさが軸力保持性能に大きく影響していることがわかる。

変動軸力を作用させた試験体と作用させていない試験体を同程度の柱梁曲げ耐力比である負側において比較すると, 図-15に示すように引張軸力比が大きいにも関わらず, 変動軸力を作用させた試験体の方が全体的に耐力が高いことがわかる。変動軸力が作用すると圧縮側の接合部の損傷が抑制され, 接合部全体の損傷が少なくなるため, 接合部に損傷が集中する負側でも設計耐力に近い値となったと思われる。

5. まとめ

- (1)接合部補強比が大きくなると接合部の損傷が抑制され耐力は向上する。しかし, 柱梁曲げ耐力比が1.0に近いと接合部補強比の増大による補強効果が小さくなる傾向があり, 柱梁曲げ耐力比が1.2の本実験では軸力が作用していない場合接合部補強比0.6が補強の限界となった。また, 接合部補強比が増大すると架構の急激な耐力低下が抑制され, 軸力保持性能の向上に有効であることを示した。
- (2)圧縮軸力が作用すると柱梁曲げ耐力比や接合部補強比の大きさに関わらず耐力が上昇する傾向がある。変動軸力を作用させた試験体は圧縮軸力が作用している正側では全試験体実験値が計算値に達し, 負側では接合部補強比が大きい試験体は実験値が計算値に達した。
- (3)変動軸力を作用させた試験体と作用させていない試験体を引張側と比較すると, 変動軸力を作用させた試験体試験体の方が耐力が高かった。変動軸力が作用すると圧縮側の接合部の損傷が抑制され, 接合部全体の損傷が少なくなったためだと思われる。

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) 太田哲朗, 伊藤衛, 鈴木裕介, 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
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造の設計, 2002