論文　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

村上　久志[*1]・Hu Yanbing[*1]・晉　沂雄[*2]・前田　匡樹[*3]

要旨：本研究では，柱梁強度比が 1.0 に近いト形柱梁接合部部分架構の静的加力実験を行い，高変動軸力下において負載荷時（下柱に引張変動軸力が作用する側）で生じる接合部曲げ降伏及び，正載荷時（下柱に圧縮変動軸力が作用する側）で生じる架構の軸崩壊の発生防止条件について検討した。その結果，柱梁強度比 1.2 の場合，梁主筋に対する接合部横補強筋の引張力で定義した接合部補強比 0.4 程度で両者が防止可能であり，柱梁強度比 1.5 の場合，補強比 0.2~0.4 の範囲内で防止可能であることが解った。更に 2016 年に公刊された保有水平耐力計算指針に示される強度低下率算定式を検証し，現行の指針式の評価精度・結果を示した。

キーワード：ト形柱梁接合部，柱梁強度比，接合部横補強筋，変動軸力，接合部曲げ降伏，軸崩壊

1. はじめに

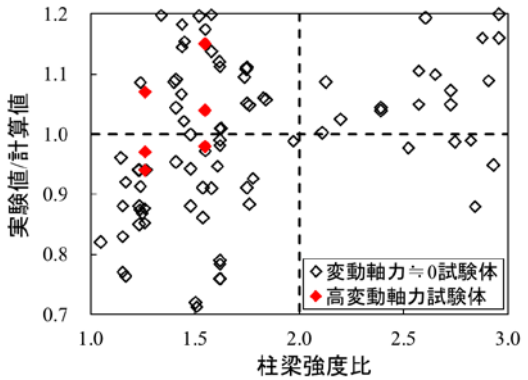
保有水平耐力指針 [1)]及び鉄筋コンクリート造柱梁接合部に関する既往研究 [2)]において，靭性保証指針 [3)]に従って梁曲げ破壊先行型として設計した架構であっても式(1)で定義される柱梁強度比が 2.0 未満の場合，**図－1** に示すように架構の耐力が設計強度（梁曲げ耐力）に到達しない場合があると指摘されている。これは，柱梁接合部内で柱主筋等が降伏し接合部内に損傷が集中し，接合部内梁主筋降伏時の層せん断力が梁端でのヒンジ形成時に比べ小さくなる，接合部曲げ降伏が起きるためである。

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

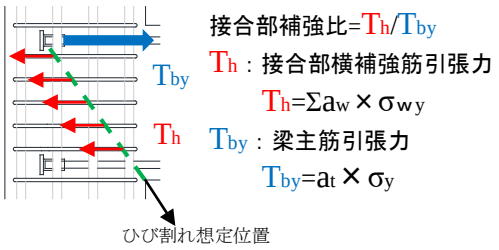
ここに，${}_{上,下}M_{cu}$：上，下柱の曲げ終局時節点モーメント，M_{bu}：梁の曲げ終局時節点モーメント

図－1 には既往実験 [4)]において高層建物下層部を想定し高引張（引張軸力比-0.6）・高圧縮（圧縮軸力比 0.3～0.5）変動軸力を作用させた試験体とそれ以外のもの（変動軸力≒0）の結果を分けて示している。高変動軸力を受ける試験体の数は非常に少なく，高変動軸力の影響に関する検討は未だ不十分である事が推測できる。また既往実験 [4)]において，負載荷時（下柱に引張変動軸力が作用する側）の柱梁強度比が 1.0 に近く接合部補強比（**図－2** 参照）が 20%程度の場合，負載荷時に接合部曲げ降伏が生じた後，正載荷時（下柱に圧縮変動軸力が作用する側）に架構が軸力を保持出来ず急激な耐力低下を生じることが確認された。そこで本研究では，接合部補強比と変動軸力を実験変数とし，これらの影響及び接合部曲げ降伏と軸崩壊の発生防止条件について更なる検討を行う。また，文献 [1)]に示される式(2)の強度低下率算定式（以下，指針式）及び既往研究 [2)]に示される接合部終局モーメント M_j より換算した強度低下率をそれぞれ実験結果と比較することで，既往式の評価精度や課題について検討する。

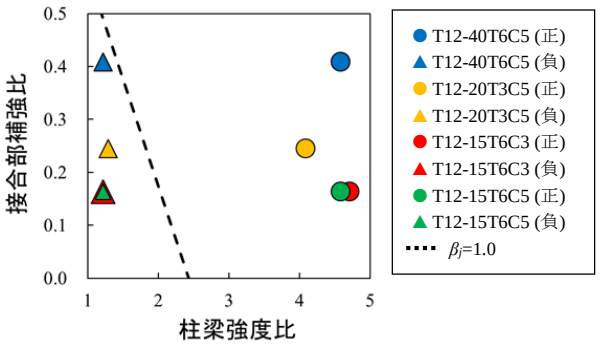
$$\beta_j = \left\{0.85 - \frac{\Sigma A_t f_y}{b_j D_b F_c} + \frac{1}{4}\left(\frac{\tilde{M}_{cu} + \tilde{M}'_{cu}}{\tilde{M}_{bu}}\xi_a - 1\right) + \frac{1}{2}\left(\frac{\Sigma A_{jw} f_{jy}}{\Sigma A_t f_y}\right)\right\}\xi_r \qquad (2)$$



図－1　柱梁強度比－最大耐力実験値/計算値



図－2　接合部補強比の概念図



図－3　柱梁強度比－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 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。曲げ終局強度は ACI 基準を用いて算出した。ここで**表－1** における柱梁強度比は同表における上・下柱軸力の値を用い，正負でそれぞれ算出している。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。大規模及び中規模地震時において，外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 または-0.3 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。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（$N/(a_g\sigma_y)$），圧縮軸力比は軸力に対する柱の最大圧縮応力の比（$N/(bD\sigma_B)$）として定義している。

負載荷時は，接合部曲げ降伏が生じるよう柱梁強度比 1.2 程度となるように軸力及び柱主筋を調整した。正載荷時は，接合部曲げ降伏した後の架構が，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である。接合部補強比に関しては 0.15 または 0.2，0.4 の 3 パターンとした。

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。図中の破線は指針式の値であり，負載荷側において β_j がすべて 1 未満であることから，理論上全試験体には接合部曲げ降伏が生じると考えられる。

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 4 体とした。本研究の試験体は既往研究[4),5),6)]の比較対象となるよう計画しており，柱断面を 250×250mm, 梁断面を 225×275mm, 梁スパンを 1850mm, 階高を 1350mm とした。柱梁強度比について，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負載荷時に 1.2 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。

T12-40T6C5

T：ト形柱梁接合部

12：柱梁強度比。1.2 の場合 12 と表記する。

40:接合部補強比。補強比 0.4 の試験体は 40 と表記する。

T6C5：T（tension：引張），C（compression：圧縮）で変動軸力を示す。後に続く 6, 5 はそれぞれ引張軸力比-0.6, 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** に示す載荷履歴に従って正

表－1　試験体一覧

試験体名		T12-40 T6C5	T12-20 T3C5	T12-15 T6C3	T12-15 T6C5
定着種類		機械式			
柱(250×250mm)	主筋	12-D16 (SD345)	12-D13 (SD295)	12-D16(SD345)	
	帯筋	2-D6@50(SD295)			
	階高(mm)	1350			
梁(225×275mm)	主筋	5-D13(SD490)			
	あばら筋	2-D6@50(SD295)			
	スパン(mm)	1850			
接合部横補強筋		2-D6 5set (SD295)	2-D6 3set (SD295)	2-D6 2set (SD295)	2-D6 2set (SD295)
接合部補強比		0.41	0.25	0.16	
せん断補強筋比 p_w	柱	0.0051			
	梁	0.0084			
	接合部	0.0057	0.0034	0.0023	
下柱軸力比	正	0.45	0.41	0.30	0.44
	負	-0.60	-0.30	-0.60	
上柱軸力(kN)	正	2000		1300	2000
	負	-450	-65	-450	
下柱軸力(kN)	正	2100		1400	2100
	負	-550	-165	-550	
柱梁強度比	正	4.60	4.37	4.71	4.64
	負	1.22	1.29	1.22	
強度低下率 β_j	正	1.63	1.51	1.54	1.52
	負	0.96	0.90	0.84	

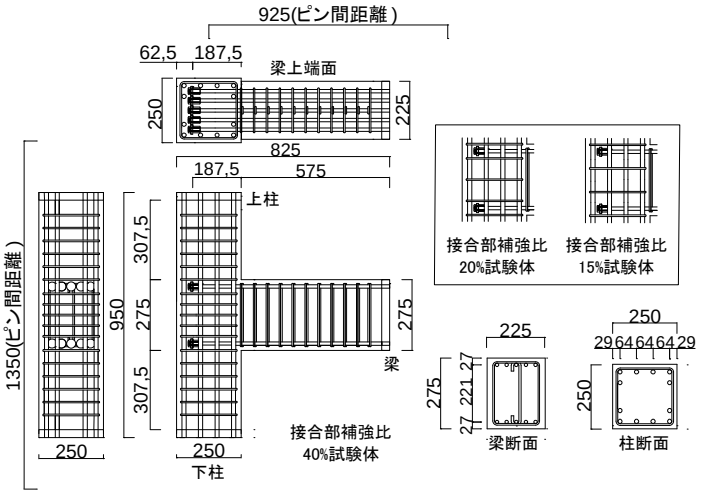
表－2　コンクリート材料試験結果

試験体	呼び強度 Fc (MPa)	材齢 (日)	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (MPa)	圧縮強度時歪 (μ)	割裂強度 (MPa)
T12-15T6C3	50	58	75.0	3.42×10^4	2854	3.4
T12-15T6C5		76	76.0	3.24×10^4	2900	3.2
T12-40T6C5		93	75.2	3.33×10^4	2966	3.0
T12-20T3C5		111	81.2	3.78×10^4	2664	3.8

表－3　鉄筋材料試験結果

鉄筋		降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	降伏歪 (μ)	ヤング係数 (MPa)
あばら筋 帯筋	D6(SD295)	436.9	539.8	4340	1.88×10^5
梁主筋	D13(SD490)	534.3	670.1	2735	1.95×10^5
柱主筋	D16(SD345)	382.4	553.8	1935	1.98×10^5
	D13(SD295)	361.7	543.5	1803	2.01×10^5

※D6 の降伏点は 0.2%オフセット法により求めた。



図－4　試験体配筋図（単位：mm）

負交番の静的漸増繰返し載荷を行った。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載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負載荷時に-0.6 または-0.3，正載荷時に 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

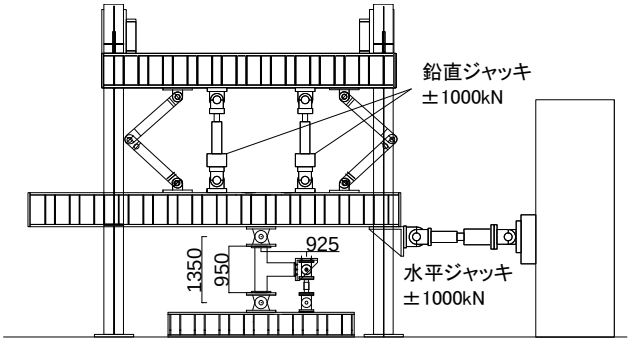
表－4 に各試験体の最大耐力実験値／梁曲げ降伏耐力計算値の結果，**図－8** に各試験体の荷重－変形関係を示す。表中の破線は梁曲げ降伏耐力計算値である。

図－8(a)の T12-40T6C5 試験体は指針式では接合部降伏と判定されているが，接合部補強比が大きいことから正負両側において最大耐力は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ため，梁降伏型であると判断される。

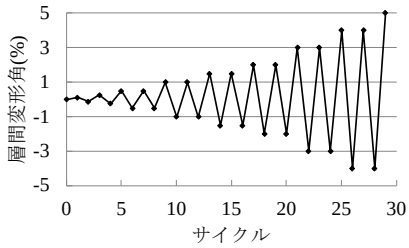
図－8(b)の T12-20T3C5 試験体は引張軸力比を-0.3 に低減させることで接合部損傷の低減を期待したが，負側において耐力は計算値に達しておらず接合部曲げ降伏が生じた。一方，柱梁強度比の大きい正側においては梁曲げ耐力計算値に達したが，負側の 1/33rad.サイクル以降，正側（圧縮軸力側）で圧壊した接合部のコアコンクリートの剥落が顕著となり，構造性能が大きく低下した。既往研究[4]の接合部横補強筋量（接合部補強比）が同等の試験体よりも接合部パネルの損傷がより激しくなったことから，他の試験体に比べ柱主筋量が少なくなったことが接合部の損傷後に柱主筋の座屈を早期に誘発し，構造性能の低下に繋がったと考えられる。

図－8(c)の T12-15T6C3 試験体においても正側では梁曲げ耐力計算値を発揮したが，負側では接合部曲げ降伏が生じ，梁曲げ耐力計算値以下となった。その後，正側では 1/33 rad.サイクル 2 回目以降，軸力保持性能の低下が見られ，架構耐力が徐々に低下していった。履歴の形状について正側では最大耐力時まで紡錘形であったが，軸崩壊発生以後はスリップ形状が目立ち，負側においては，履歴ループが細くスリップ形状が確認された。

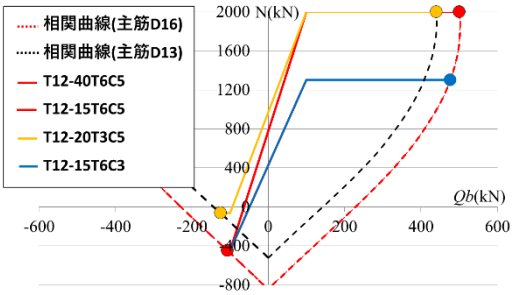
図－8(d)の T12-15T6C5 試験体は T12-15T6C3 試験体と同様に負側において接合部曲げ降伏が生じ，梁曲げ耐力計算値以下となった。また，負側の最大耐力は本実験及び既往研究[4]を含め最小値を記録した。その後，正側 1/33rad.サイクル 1 回目のピーク時に接合部から柱の側面まで伸びたひび割れの急激な開きとともに軸力を保持できず，一気に変形が 1/20rad.まで進行したため加力を終了した。本試験体は接合部補強比が最も小さく，高変動軸力を受けたためと考えられる。



図－5　加力装置図（単位：mm）



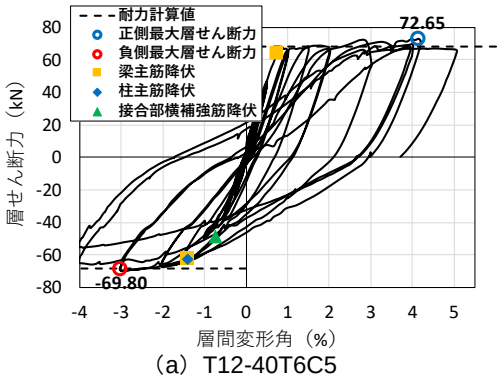
図－6　載荷履歴図



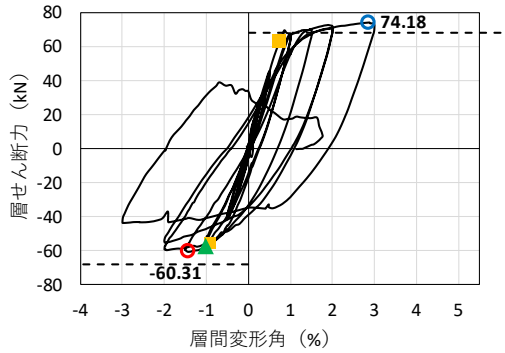
図－7　変動軸力のルール

表－4　試験体耐力結果（最大耐力実験値/計算値）

試験体名		T12-40 T6C5	T12-20 T3C5	T12-15 T6C3	T12-15 T6C5
実験値/計算値	正	1.06	1.09	1.06	1.13
	負	1.02	0.88	0.87	0.78



（a）T12-40T6C5



（b）T12-20T3C5

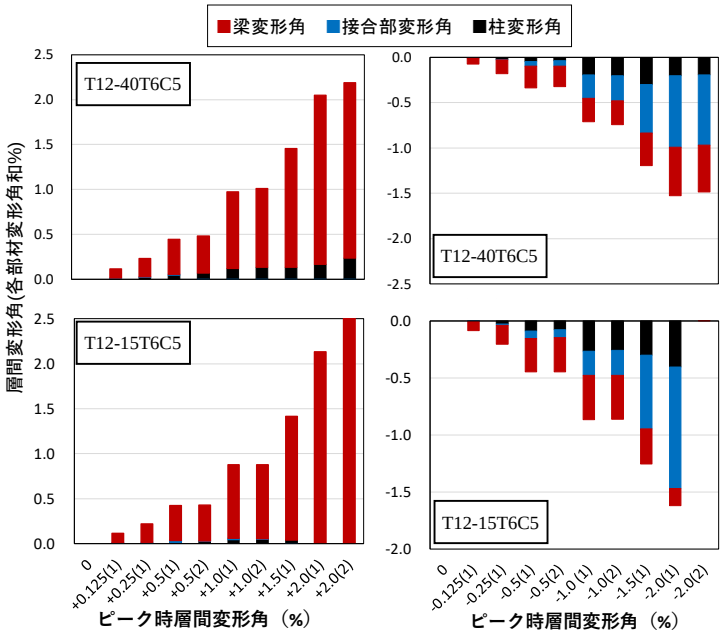
図－8　荷重－変形関係（続く）

3.2 破壊過程及び各部材変形割合

図－9 に正負載荷ピーク時の各部材変形角割合（層間変形角に対する割合）を T12-40T6C5 試験体及び T12-15T6C5 試験体を例に示す。ここで各部材変形角の算定方法は文献7)を参考とした。また**写真－1(a)**に *R*=-1/50rad.除荷時破壊状況を，**写真－1(b)**に最終破壊状況（*R*=1/20rad.）を示す。ここで写真の青線は正側で生じたひび割れを，赤線は負側で生じたひび割れを示す。

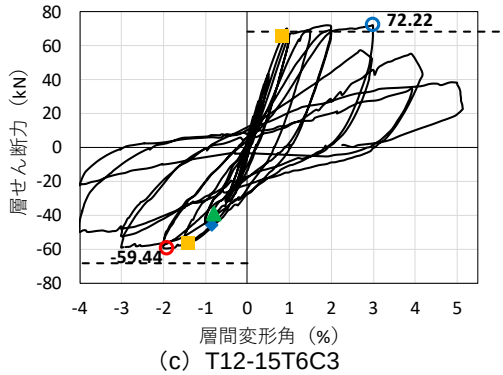
図－9 について，正載荷時においては両試験体共に各部材の中でも梁変形割合が 9 割以上を占めており梁曲げ降伏型の挙動を示した。一方，負載荷時においては層間変形角-1.5%以降接合部変形割合が増大しており，接合部変形が支配的になる傾向であった。またこの傾向は，接合部補強比の小さい試験体の方で顕著であり，接合部横補強筋の増大によって接合部変形が抑制されることが確認できた。

写真－1 において，負側の最大耐力付近である *R*=-1/50rad.除荷時の破壊状況を見ると，いずれの試験体も負載荷時に入る接合部斜めひび割れが卓越している。一方，正載荷方向の接合部ひび割れはわずかであった。接合部補強比が大きく梁曲げ耐力計算値を満足した T12-40T6C5 試験体においてもひび割れ状況を見る限りは他の試験体とほぼ同程度の損傷である。しかし最終破壊状況を見ると，軸崩壊が生じ，接合部が大きく損傷した他の試験体と比べ，梁へ損傷が移行していることが確認できる。ここで，T12-15T6C5 試験体については加力を途中（1/33rad.サイクル 1 回目のピーク時）で終了させているため見かけの損傷は少なく見えるが実際は最も接合部損傷が顕著であった。

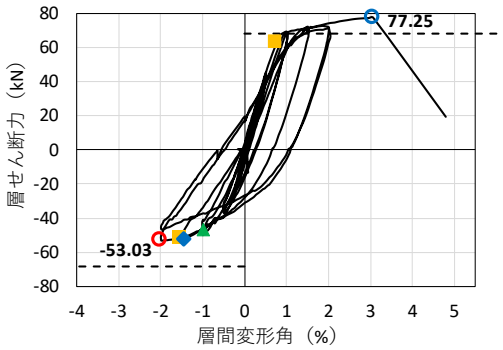


（a）正載荷　（b）負載荷

図－9　各部材変形角割合
(上段：T12-40T6C5，下段：T12-15T6C5)

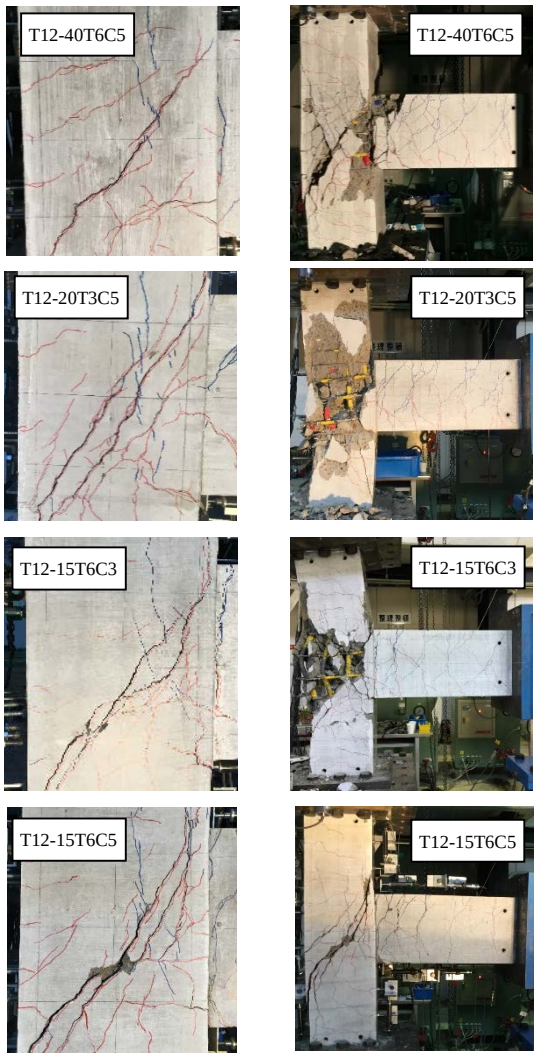


（c）T12-15T6C3



（d）T12-15T6C5

図－8　荷重－変形関係



（a）-1/50rad.除荷時破壊状況　（b）最終破壊状況

写真－1

4. 実験各パラメータの影響

本章では既往研究[4),5),6)]の結果も併せて示し，各パラメータの影響分析を行う。**図－10** に負側の接合部せん断変形角 γ－接合部補強比関係を示す。同図より小変形時は試験体間で大きな差は確認されなかったが，-1/67rad.以降では徐々に接合部補強筋量による影響が表れ始め，接合部補強比が大きいほど接合部の変形が抑制される傾向にあった。接合部補強比の増大が接合部の変形抑制に有効であるためである。

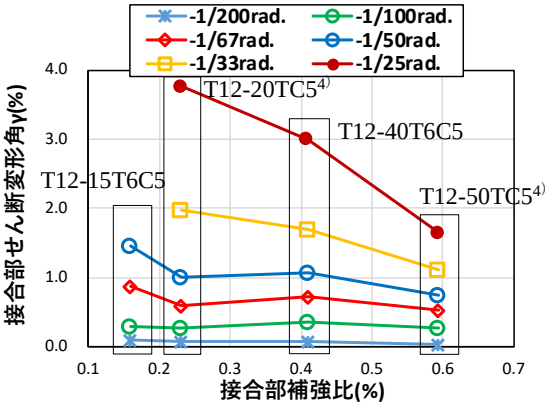
図－11 に負側の実験値／梁曲げ耐力計算値－接合部補強比関係を示す。ここで高変動軸力試験体は引張軸力比-0.6・-0.3，圧縮軸力比 0.5・0.3 のいずれかの組み合わせである。全試験体を通して接合部補強比の増大に伴って架構の耐力が上昇することを確認した。しかし，変動軸力の有無によりその補強効果の程度には異なる傾向が見られた。変動軸力≒0 試験体[5)]において接合部補強比 60%で耐力が頭打ちとなり，計算耐力を発揮できなかったのに対し，高変動軸力試験体では接合部補強比 40%以上とすることで梁曲げ耐力計算値を満足した。高変動軸力試験体は正載荷時において圧縮軸力の影響により架構が梁曲げ降伏型の挙動へと移行し，接合部損傷が変動軸力≒0 試験体よりも抑制されたことがその要因として考えられる。

図－12 は高変動軸力試験体における正側の圧縮軸力比－接合部補強比関係を示しており，図中には軸崩壊の発生予想境界線を示した。同図より，最終的に軸崩壊を生じた試験体は，各種パラメータに関わらず，柱梁強度比が小さくなる負載荷側で必ず接合部降伏を生じている。そのため軸崩壊の発生防止条件は，架構の接合部曲げ降伏を防止することと密接な関係にあると考えられ，ここでは本実験結果に基づき接合部曲げ降伏と軸崩壊との発生防止条件を統一して以下に示すこととした。柱梁強度比 1.2 の場合，接合部補強比 0.4 程度で両者が防止可能であった。また柱梁強度比 1.5 の場合，接合部補強比 0.2~0.4 の範囲内で防止可能であると思われる。今後，柱梁強度比・接合部補強比・軸力比と軸力保持能力との関係については更なる検討を行う予定である。

図－13 に接合部補強比－軸崩壊時の層間変形角関係を示す。同図より，軸崩壊発生時の変形は，接合部補強比が 0.15 と小さい架構であっても層間変形角 3%以降であった。また，接合部補強比の増大が軸崩壊発生時の変形を遅らせることを確認した。なお，圧縮軸力比の大きさによる軸崩壊発生時の変形に差は見られなかった。以上より，接合部補強比が 0.2 や 0.15 と小さい場合は圧縮軸力による軸崩壊発生のリスクは高いと考えられるが，その発生は層間変形角 3.0%以降の大変形時であった。

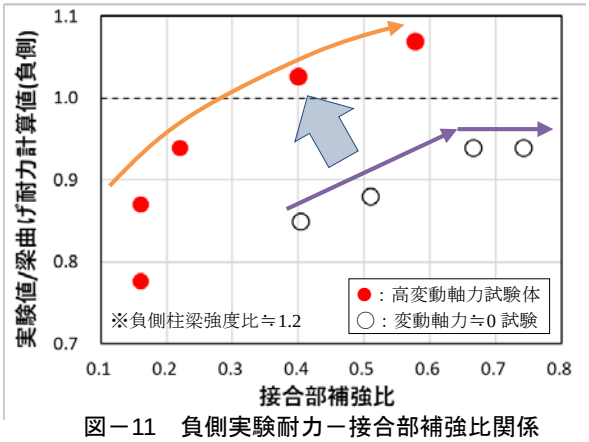
5. 強度低下率 β_j と実験値の比較

図－14 に文献 1)より算出した β_j と試験体耐力（負側

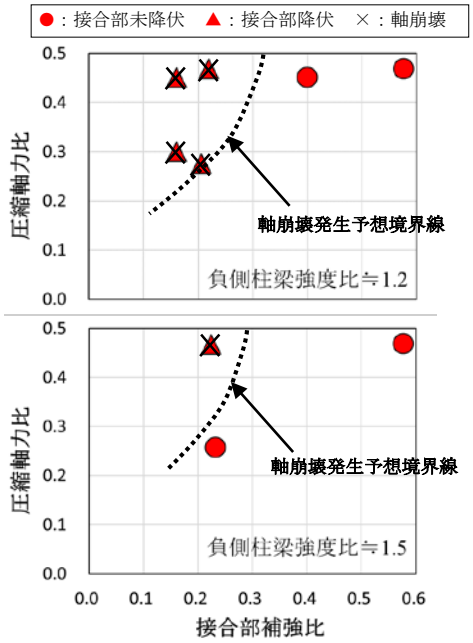


※引張軸力比-0.6，圧縮軸力比 0.5

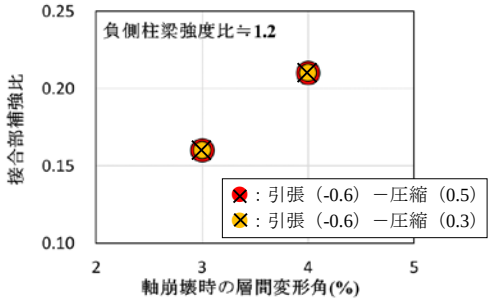
図－10　接合部せん断変形角 γ - 接合部補強比関係



図－11　負側実験耐力－接合部補強比関係



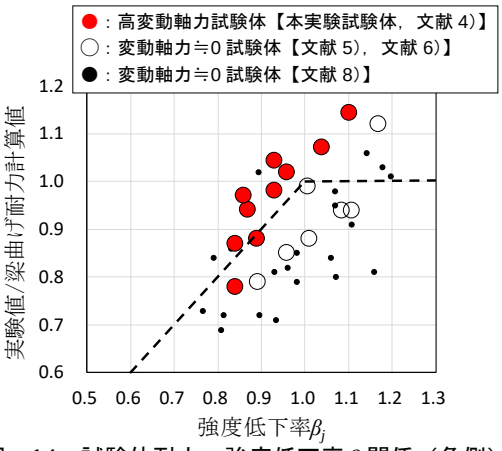
図－12　圧縮軸力比－接合部補強比関係



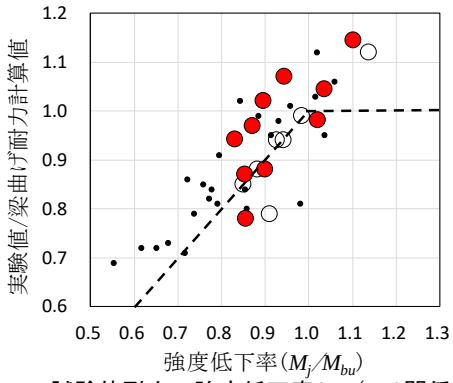
図－13　接合部補強比－軸崩壊時の層間変形角関係

の実験値／梁曲げ耐力計算値）の関係を示し，**図－15** に文献 2)より算出した接合部終局モーメント M_j から換算した強度低下率（M_j／M_{bu}）と試験体耐力との関係を示す。

図－14 にて変動軸力≒0 試験体は実験値が計算値を下回り，危険側の評価となる試験体が多く見られる。また，高変動軸力試験体は変動軸力≒0 試験体と比較して高く推移する傾向にあった。対して，**図－15** における M_j より精算した強度低下率は軸力の有無によらず実験値を概ね精度良く評価する結果であった。この要因として，文献 2)による M_j の精算法では接合部曲げ降伏においていくつかの破壊機構（Ⅰ～Ⅲ）を仮定しそれぞれの精算値の内，最小値を採用するのに対して，文献 1)の指針式はある一つの破壊機構を想定して，略算的に算出されるものであるためと考えられる。なお，**図－15** において破壊機構Ⅰのみを採用した場合，**図－14** の結果と酷似したことから，上記のある一つの破壊機構とは機構Ⅰであると思われる。以上より今後の課題として指針式で想定している以外の破壊機構においても実用的に簡略化された式へと展開すること等が考えられる。



図－14　試験体耐力－強度低下率β_j関係（負側）



図－15　試験体耐力－強度低下率(M_j/M_{bu})関係（負側）

6. まとめ

負側柱梁強度比が 1.0 に近い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について検討し，以下の知見が得られた。

1)　接合部補強比の増大による架構耐力の上昇及び接合部変形の抑制効果を確認した。また，架構耐力の上昇においてその補強効果は変動軸力の有無により異なった。変動軸力なしの場合は接合部補強比 60%で耐力が頭打ちとなり梁曲げ降伏耐力計算値に達しなかったのに対し，変動軸力ありの場合は接合部補強比 40%で計算耐力に達した。

2)　本実験で想定した高変動軸力において接合部曲げ降伏及び軸崩壊の発生防止条件は次の通りである。柱梁強度比 1.2 の場合，接合部補強比 0.4 程度で両者が防止可能であり，柱梁強度比 1.5 の場合，補強比 0.2~0.4 で防止可能であると思われる。

3)　接合部終局モーメント M_j より換算した強度低下率は実験結果を精度良く評価できたのに対し，指針式 β_j は軸力なし試験体において危険側の評価となるものが数多く存在した。今後の課題として，β_j で想定している以外の破壊機構においても実用的に簡略化された式へと展開することが考えられる。

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，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・助言・鉄筋等の提供を受けた。ここに記して感謝の意を表する。

参考文献

1)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

2) 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

3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説，2011

4) 村上久志，他：RC 造ト形柱梁接合部の構造性能に接合部補強筋及び変動軸力が及ぼす影響，その 1~2，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.519-522，2017.8

5）小池拓矢，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) 太田哲朗，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

7）伊藤衛，他：RC 造ト形柱梁接合部の構造性能に及ぼす定着工法及び横補強筋量の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，No.2，pp.193-198，2014.7

8) 楠原文雄，塩原等：柱と梁の曲げ強度の比が小さい鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の耐震性能，日本建築学会構造系論文集，第 78 巻，第 693 号，pp.1939-1948，2013.11