論文 変動軸力を受けるト形ヒンジリロケーション接合部の耐震性能

掛 悟史*1・中根 一臣*2・麻生 直木*3・石川 裕次*4

要旨:本研究はト形ヒンジリロケーション接合部の変動軸力下における耐震性能を検討するため,引張軸力時の想定破壊モードを実験変数として梁曲げ降伏型および柱曲げ降伏型の2体の試験体について構造実験を実施した。その結果,両端部に機械式定着具を取り付けた梁2段筋を梁端部に配筋することで塑性ヒンジが計画された位置に発生し,いずれの試験体も層間変形角 R=40×10³rad まで安定した紡錘形の復元力特性を示した。加えて引張軸力時の柱部材の挙動について検討を行い,梁曲げ降伏破壊型ではせん断変形が支配的であり,柱曲げ降伏型では曲げ変形が支配的であることを確認した。

キーワード: ト形接合部, ヒンジリロケーション, 機械式定着具, 変動軸力, 変形成分

1. はじめに

ヒンジリロケーション接合部とは、梁端部の主筋量を 増やすことで、地震時において発生する梁塑性ヒンジ位 置を意図的に柱面から離した位置に移動させた接合部で ある。筆者らはこれまでに主に RC 造建物の十字形柱梁 接合部 ^{1),2)}およびト形柱梁接合部 ³⁾を対象として、合理的 な配筋で最小の定着長さで降伏強度を確保するために、 両端部に機械式定着具を取り付けた梁 2 段筋を梁端部に 配筋し梁端部を曲げ補強することで、梁端部に塑性ヒン ジを発生させずに、柱面から $1/2D_b \sim 3/4D_b$ (D_b :梁せい) 離れた位置に塑性ヒンジを移動できることを確認した。

本研究では,極大地震時に引張軸力が作用するト形接 合部を対象として,変動軸力を受けた場合のト形ヒンジ リロケーション接合部の構造性能について検討を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図-1に試験体形状および配筋詳細を示し,表-1に 試験体諸元を示す。試験体は実大の約 1/2 スケールの上 下にスタブを有するト形接合部試験体 2 体である。梁主 筋はすべて柱内に機械式定着具を用いて $3/4D_e(D_e: 柱せ$ い)定着されている。全試験体共に梁部材のヒンジリロケ ーション位置は柱面から $3/4D_b$ とし,塑性ヒンジ発生位 置を柱面から移動させるため,両端部に機械式定着具を 取り付けた梁 2 段筋を梁端部に配筋した。また全試験体 共に梁端部に直径 $125mm(=1/3.2D_b)$ の貫通孔を有してお り,既製の開孔補強筋(S8)を配筋した。実験変数は引張 軸力時の想定破壊モードとし,AJO4 試験体は圧縮およ び引張軸力時においてもヒンジリロケーション断面にお



*1	(株)	竹中工務店	技術研究所	構造部	RC 構造グルー	プ 研究員	修士(工学)	(正会員)
*2	(株)	竹中工務店	東京本店	設計部	副部長		修士(工学)	
*3	(株)	竹中工務店	東京本店	設計部	部長			
*4	芝浦	前工業大学 シ	/ステム理工学	牟部 環境	ミシステム学科	教授	博士 (工学)	(正会員)

試験体名			AJO4	AJO5	
想定破壊			(圧) HR 部梁曲げ降伏	(圧) HR 部梁曲げ降伏	
	モー	۲	(引) HR 部梁曲げ降伏	(引)柱曲げ降伏	
	$B_c \times D_c[mm]$		400×400		
#1	主筋		20-D19 (SD685)	12-D19 (SD490)	
竹土			p _q =3.58%	p _q =2.15%	
44 10	帯筋		4-D6@50(SD785),p _w =0.63%		
17	軸力		(圧)0.55f'cbD	(圧) 0.55f'cbD	
			(引)-0.70a _g ・f _y	(引)-0.85a _g ・f _y	
	$B_b \times D_b[mm]$		300×400		
豜	主筋	端部	4+4-D16(SD490),pt=1.33%		
采血		HR 部	4-D16 (SD490) ,pt=0.66%		
-Dh	肋筋	端部	4-D6@40(SD785),p _w =0.85%		
าง		中央	4-D6@80(SD785),p _w =0.43%		
	貫通孔		125 Ø NS125 Ø (2-S8)		
接	B _i ×D _i [mm] 接合部		400 × 400		
合			4-D6@80(SD785)		
部	横補強筋		p _{wj} =0.40%		
# #	梁端部曲げ		1 11		
ー 作 生	余裕度β ¹⁾		1.41		
垣州	柱梁曲げ耐力比 ²⁾		(圧)6.79,(引)2.62	(圧)5.28,(引)1.07	
能	接合部せん断		1 31		
FL	余裕度 ³⁾		1.31		

表一1 試験体諸元

※文献^{4),5)}に従って構造性能の算定を行った。

ヒンジリロケーション断面が曲げ終局強度(計算値)に達した時の梁端部の作用モーメントに対する梁端部の曲げ終局強度(計算値)比。

 とンジリロケーション断面の曲げ終局強度(計算値)時における節点モー メントに対する柱の曲げ終局強度時における節点モーメント比。

3) ヒンジリロケーション断面の曲げ終局強度(計算値)時における接合部せん断力に対する接合部のせん断強度(Ф=0.85,計算値)比。

ける梁曲げ降伏破壊とし、高い引張軸力時においても梁 曲げ降伏破壊型とするため、柱主筋に高強度鉄筋 SD685 を p_g =3.58%配筋した。AJO5 試験体は圧縮軸力下ではヒ ンジリロケーション断面における梁曲げ降伏破壊とし、 引張軸力下では柱の曲げ降伏破壊とし、柱主筋に SD490 を p_g =2.15%配筋した。変動軸力は圧縮側は両試験体共に 0.55 $b_cD_f'_c$ (b_c : 柱幅, D_c : 柱せい, f'_c : コンクリート圧 縮強度)とし、引張側は AJO4 試験体および AJO5 試験 体でそれぞれ-0.70 $a_g \cdot f_y$ (a_g : 柱主筋全断面積, f_y : 柱主 筋降伏点材料強度) および-085 $a_g \cdot f_y$ とした。

表-2および**表-3**に使用したコンクリートおよび 鉄筋の材料試験結果を示す。AJO4 試験体の柱主筋には SD685 を使用し, AJO5 試験体の柱主筋および各梁主筋 には SD490 を使用した。なお,各部材のせん断補強筋に は SD785 を使用した。

2.2 載荷方法

図-2に載荷装置を示す。載荷は試験体上部および左 右に取りつけたジャッキにより変動軸力を作用させると 同時に,梁端部に取りつけたジャッキにより梁にせん断 力を加力した。また柱の傾きが常に0となるように,水 平方向のジャッキを制御した。

図-3に変動軸力載荷履歴を示す。両試験体共に実験 開始時に長期軸力を想定して軸力比 η=0.15 に相当する 軸力を,試験体上部のジャッキにより導入した。その後, 最大圧縮軸力時にヒンジリロケーション断面が曲げ終局

表-2 コンクリートの材料特性

試験 体名 AJO4 AJO5

[N/mm ²]	[×10 ⁻⁶]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
38.6	2317	3.01 × 10 ⁴	2.77

f'c: 圧縮強度, ε_B: 圧縮強度時ひずみ E_c: ヤング係数, σ_{sp}: 割裂引張強度

表-3 鉄筋の材料特性

種別	f _y [N/mm ²]	E _s [N/mm²]	σ _u [N/mm²]	使用 箇所
D19 (SD685)	715	1.92 × 10 ⁵	909	柱主筋 AJO4
D19 (SD490)	533	1.89 × 10⁵	728	柱主筋 AJO5
D16 (SD490)	525	1.88 × 10⁵	711	梁主筋 AJO4,5
D6 (SD785)	913*	1.98×10⁵	1096	せん断 補強筋
S8 (SD785)	1038*	2.01 × 10 ⁵	1180	開孔 補強筋

f_y:降伏点, E_s:ヤング係数, σ_u:引張強さ *0.2%オフセット耐力





強度計算値に到達するように,最大引張軸力時に AJO4 試験体ではヒンジリロケーション断面が曲げ終局強度計 算値に,AJO5 試験体では柱部材が曲げ終局強度計算値 に到達するように梁端部の荷重を制御して加力を行った。 また除荷時においても図-3に示す経路を辿るように加 力を行った。なお,各軸力の目標値および終局強度計算 値は,材料強度に基づいて算出した。

梁端加力は変位漸増載荷とし,層間変形角で R=±1.0, ±2.0, ±3.3, ±5.0, (±2.0), ±7.5, ±10, (±5.0), ±15, ±20,



(±5.0),±30,±40,±50×10³rad を加力した。±2.0,±5.0, ±10×10³rad については、長周期地震動を想定した 10 回 の多数回繰り返し載荷を行い、()内のサイクルは履歴特 性を把握するために各変形後の小サイクルを想定した。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

写真-1に各試験体のR=30×10⁻³rad 正負載荷ピーク時の破壊状況を示す。全ての試験体において,R=1.0×10⁻³radの載荷サイクルにおいて,梁端部およびヒンジリロケーション断面に曲げひび割れが発生し,R=3.3×10⁻³radの載荷サイクルでは柱軸力が引張側となり,柱全長に渡りせん断補強筋位置の周辺に柱主筋の直交方向にひび割れが発生した。その後,R=5.0×10⁻³radの負側載荷において,接合部に梁主筋の機械式定着具を基点としてせん断ひび割れが発生し,R=7.5×10⁻³radの載荷サイクルにおいて

ヒンジリロケーション断面で梁上端側の主筋の引張降伏 が確認され,同時に曲げひび割れの伸展が顕著となった。 試験体 AJO4 では, R=-10×10⁻³rad において, ヒンジリ ロケーション断面で梁下端側の主筋の引張降伏が確認さ れ, R=30×10⁻³rad に最大耐力を記録した。その後, 梁部 材の曲げ降伏後のせん断破壊により緩やかに耐力低下を 生じた。試験体 AJO5 では、R=-7.5×10-3rad の載荷サイ クルにおいて、下柱柱頭部の柱主筋が引張降伏し、同時 に柱頭および接合部内に発生した曲げひび割れが伸展し た。その後、その他の柱頭柱脚においても柱主筋の引張 降伏が確認され、耐力が上昇した。その後、ヒンジリロ ケーション断面において梁下端側の主筋の引張降伏が確 認されたが、最終サイクルまで柱頭および柱脚の曲げひ び割れによる損傷が顕著であった。両試験体共に、正負 載荷共 R=40×10⁻³rad まで概ね耐力を保持したまま変形 が進み、紡錘形の安定した復元力特性を示した。

3.2 復元力特性

図-4に各試験体の層せん断力および等価粘性減衰 定数-層間変形角関係を示す。また等価粘性減衰定数の 計算値は、定常振幅を想定した武田モデル^のの復元力 特性に基づいて下式により算定した。

 $h_{eq} = 1/\pi (1 - 1/\sqrt{\mu})$ (3.1)

ここで、 h_{eq} :等価粘性減衰定数, μ :塑性率である。 図-4より,正側載荷(圧縮軸力時)では,AJO4 試験体および AJO5 試験体は共に同程度の剛性および 耐力を発揮しており,梁主筋の降伏時変形角について も同程度の値を示した。負側載荷(引張軸力時)にお いては,梁曲げ降伏型である AJO4 試験体では正側載 荷に比べて,ひび割れ後の剛性低下が大きく,梁主筋 の降伏時変形角が大きくなる傾向を示した。また正側 載荷に比べて負側載荷の方が除荷時の残留変形が小さ くなる傾向が確認された。

柱曲げ降伏側である AJO5 試験体では, AJO4 試験体 と比べて, 柱主筋量が少ないため柱ひび割れ後の剛性 低下が大きくなる傾向を示し, また除荷時の残留変形 が小さくなる傾向も示した。

等価粘性減衰定数については,AJO4 試験体では正 負両載荷共に武田モデルで算出した計算値で概ね評価 できるのに対して,AJO5 試験体では負側載荷の残留 変形が小さいことから,第2象限でのエネルギー吸収 が少なくなり,正側載荷で計算値の0.6 倍程度の値を 示した。

3.2 梁主筋応力分布

図-5に各試験体の層間変形角 R=20×10⁻³rad 正負載 荷ピーク時の梁主筋の応力度分布を示す。応力は梁主 筋の履歴特性をバイリニアと仮定し,ひずみゲージ(図 -5参照)から得られた計測値を用いて計算した。

図-5より,正負両載荷共にヒンジリロケーション 断面で曲げ降伏する AJO4 試験体では、ヒンジリロケ ーション断面付近(断面3,4)において,正負両載荷 共に梁主筋が降伏点に到達しており、柱面から 3/4D_b 近傍に塑性ヒンジが形成されていることが確認された。 AJO5 試験体では、正側載荷においてヒンジリロケー ション断面付近(断面3,4)において,梁主筋が降伏 点に到達しており、AJO4 試験体同様、柱面から 3/4D_b 近傍に塑性ヒンジが形成されていることが確認された。 また負側載荷については、柱曲げ降伏型であり梁主筋 は通常降伏しないが、柱主筋降伏後の耐力上昇に伴い 梁主筋が降伏した。しかしながら、梁2段筋により梁 端部に曲げ余裕度を設けていることから,耐力上昇が 生じてもヒンジリロケーション断面において梁主筋が 降伏することが確認された。また梁端部については, 最終サイクルまで降伏点に到達しなかった。



3.4 ひび割れ幅の推移

図-6に両試験体のピーク時ひび割れ幅の推移を示す。 ひび割れ幅は正負載荷時の1回目のピーク時のひび割れ 幅であり、クラックスケールを用いて目視により計測を 行った。両試験体ともに正側載荷時では、梁曲げ降伏が 発生する変形角(図中赤点線)以前では、梁端部のひび 割れ幅が最も大きい値を示した。しかし、梁曲げ降伏以 降については、ヒンジリロケーション断面に発生した曲 げひび割れの伸展が顕著となり、ヒンジリロケーション 断面のひび割れ幅が最も大きい値を示した。

負側載荷時では、梁曲げ降伏型である AJO4 試験体で は正側載荷と同様の傾向を示し、ヒンジリロケーション 断面において曲げひび割れの伸展が顕著となった。一方, 柱曲げ降伏型である AJO5 試験体では、柱部材の曲げ降 伏が発生する変形角(図中赤一点鎖線)以降は、柱曲げ ひび割れ幅の増加が顕著となった。また柱主筋降伏後の 耐力上昇に伴い、ヒンジリロケーション断面で梁主筋の 引張降伏が確認された変形角(R=20×10⁻³rad)以降につ いてはヒンジリロケーション断面において曲げひび割れ 幅の増加も併せて顕著となった。なお、接合部に発生し たせん断ひび割れについては除荷時に 0.1mm 以下に留 まり、最終サイクルまで損傷が小さいことを確認した。

3.5 実験結果の検討

表-4に実験結果の一覧を示す。表-4には梁および 柱曲げひび割れ強度, 接合部せん断ひび割れ強度および 試験体の正負側最大耐力の計算値および実験値の比較を

試験	AJO4	AJO5		
沙井に	計算值 _{cal} V _{bc}	24.0		
米田い れが割れ改産	実験値 _{exp} V _{bc}	38.3	33.6	
いい割れ短度	_{exp} V _{bc} / _{cal} V _{bc}	1.60	1.40	
柱曲げ	計算值 _{cal} V _{cc}	-49.2		
ひび割れ強度	実験值 _{exp} V _{cc}	-58.8	-52.0	
(負載荷のみ)	_{exp} V _{cc} / _{cal} V _{cc}	1.20	1.06	
接合部せん断	計算值 _{cal} V _{jc}	-136.1		
ひび割れ強度	実験值 _{exp} V _{jc}	-75.6	-66.2	
(負載荷のみ)	_{exp} V _{jc} / _{cal} V _{jc}	0.56	0.49	
르누자누	計算值 _{cal} V _{mu}	144.8		
取入削力 (工創業券)	実験值 _{exp} V _{mu}	167.0	174.9	
(正則戦1月)	_{exp} V _{mu} / _{cal} V _{mu}	1.15	1.21	
르누자누	計算值 _{cal} V _{mu}	-144.8	108.8	
取入削力 (名側載芬)	実験值 _{exp} V _{mu}	-168.1	-160.2	
(貝則戦10)	_{exp} V _{mu} / _{cal} V _{mu}	1.16	1.47	
(補足) 単位:[kN]				
_{cal} V _{bc} :RC 規準式 ⁴⁾ 梁端部曲げひび割れ強度時の層せん断力				
計質値(梁主筋を老庸した断面係数に其づいて質出)				

表-4 実験結果の一覧

calVcc: RC 規準式⁴⁾ 柱端部曲げひび割れ強度時の層せん断力

計算値(柱主筋を考慮した断面係数に基づいて算出) _{cal}V_{ic}: 靱性保証指式針⁵⁾ 接合部せん断ひび割れ強度時の

層せん断力計算値 ($\sigma_0=0$ N/mm²として算定)

calVmu:ヒンジリロケーション断面において曲げ降伏が発生した時 の層せん断力(AJO4 試験体正負載荷,AJO5 試験体正載荷) :上下柱柱頭柱脚において曲げ降伏が発生した時 の層せん断力(AJO5 試験体負載荷)

示す。梁および柱曲げひび割れでは計算値に対する実験 値の比率はそれぞれ1.40~1.60および1.06~1.20となり、 概ね安全側の評価を示した。また接合部せん断ひび割れ では 0.49~0.56 となり危険側の評価となった。これはせ ん断ひび割れ強度算定時の軸方向応力度をσ_e=0N/mm² として算出したため,計算値が過大評価になったためと 考えられる。また最大耐力については、ヒンジリロケー ション断面において曲げ降伏した場合の層せん断力と比 較して、その比率は 1.15~1.21 と安全側かつ精度良く評 価できることを確認した。AJO5 試験体の負側載荷につ いては全ての柱頭柱脚で曲げ降伏した場合の層せん断力 と比較して、1.47倍と安全側の評価を示した。



4. 変動軸力を受けるト形接合部の変形割合

図-7および図-8に各試験体の各変形角ピーク時 における各部材の変形成分の割合を示す。梁および柱 部材の曲げ変形は各部材の長さ方向に分割して測定し た部材の軸方向変位量から算出した。接合部のせん断 変形は図-9に示すような任意の四辺形に変形するこ とを想定し算出した。全体の変形から梁・柱部材の曲 げ変形および接合部のせん断変形を差し引いたものを 梁および柱部材のせん断変形を累加したものとした。 また図-10に各試験体の引張軸力時の変形図および R=-20×10⁻³rad 時の損傷状況を示す。図-10は各部 材に取りつけた変位計の計測値より求めた。

図-7および図-8より, 圧縮軸力時では, 両試験 体共に梁部材の曲げ変形が支配的であり, 全体変形の 増加に伴い, 柱・梁部材のせん断変形の増加が確認さ れた。せん断変形の増加は, 柱部材のせん断スパン比 が a/D=1.25と比較的小さいため, せん断変形が支配的 になったと考える。引張軸力時について, 梁曲げ降伏 型である AJO4 試験体では, 圧縮軸力時同様, 梁部材 の曲げ変形が支配的であるが, 柱・梁部材のせん断変 形の増加が確認された。梁部材に明確なせん断ひび割 れが生じていないことから, せん断変形の増加は柱部 材と考えられ, 引張軸力下では柱部材はせん断変形が 支配的であると考えられる。柱曲げ降伏型である AJO5 試験体では, 梁部材の曲げ変形が支配的であるが, 柱 主筋の引張降伏が確認された R=7.5×10⁻³rad 以降は柱 部材の曲げ変形の増加が確認された。

5. まとめ

本研究では、変動軸力を受ける塑性ヒンジ位置を柱面 から離したト形ヒンジリロケーション接合部について, 引張軸力時の想定破壊モードを実験変数として実験を実 施し,以下の知見が得られた。

- 圧縮および引張軸力時においても、梁主筋の応力分 布およびひび割れ幅の推移よりヒンジリロケーショ ン断面において塑性ヒンジが形成されたことを確認 し、いずれの試験体も層間変形角 R=40×10⁻³rad まで の変形レベルにおいて、紡錘形の安定した復元力特 性を示した。
- 2) 試験体の最大耐力は、ヒンジリロケーション断面で 曲げ降伏が発生するものとして算定した曲げ終局強 度時および全ての柱頭柱脚において曲げ降伏が発生 するものとして算定した曲げ終局強度時の層せん断 力によって安全側に評価することを確認した。
- 3) 引張軸力時の柱部材の挙動は柱の破壊モードで異なり、梁曲げ降伏型ではせん断変形が支配的であり、 柱曲げ降伏型では曲げ変形が支配的であった。





参考文献

- 石川裕次,平林聖尊,川野翔平,麻生直木:鉄筋コン クリート造ヒンジリロケーション接合部の耐震性能, 構造工学論文集, Vol.61B, pp.59-69, 2015.4
- 2)川野翔平,石川裕次,麻生直木,中根一臣:鉄筋コン クリート造ヒンジリロケーション柱梁接合部の耐震 性能,コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.271-276, 2015
- 3) 掛悟史,石川裕次,中根一臣,麻生直木:ト形ヒンジ リロケーション接合部の耐震性能,コンクリート工 学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.295-300, 2016
- 4)日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解
 説,2010
- 5) 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, 1999
- 6) Takeda et al.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, 第 3 回日本地震工学シンポジウム, pp.357-364, 1970