

# 論文 L形ヒンジリロケーション接合部の耐震性能

掛 悟史<sup>\*1</sup>・小倉 史崇<sup>\*2</sup>・中根 一臣<sup>\*2</sup>・麻生 直木<sup>\*3</sup>

要旨：本研究は柱主筋を梁上端筋直上で機械式定着し、梁端部に貫通孔を有するL形ヒンジリロケーション接合部の耐震性能を検討するため、柱頭降伏型およびヒンジリロケーション部降伏型のL形柱梁接合部試験体2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段筋を梁端部に設けることにより、ヒンジリロケーション断面において梁主筋が引張降伏することを確認した。また柱頭降伏型の試験体では、梁上端筋を折曲げ定着し、その余長部が柱頭部に入り込む場合、折曲げ定着筋が柱頭曲げ補強筋の効果を果たし、折曲げ定着筋端部で柱主筋が引張降伏する現象を確認した。

キーワード：L形柱梁接合部、ヒンジリロケーション、折曲げ定着、カットオフ筋

## 1. はじめに

筆者らはこれまでに、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、梁端部の主筋量を増加させることで、地震時において発生する梁塑性ヒンジ位置を柱面から離れた位置に移動させるヒンジリロケーション(HR)接合部の研究開発を行ってきた<sup>1)-3)</sup>。これまで行った実験では十字形接合部<sup>1)</sup>およびT形接合部<sup>2)</sup>を対象として、上記の配筋を行うことで柱面から離れた位置に塑性ヒンジを移動できることを確認し、また梁端部に開口補強筋を設置することで、従来では設置が困難であった梁端部への貫通孔設置を可能にした。

さらに、建物最上階を想定した柱頭降伏型のT形接合部<sup>3)</sup>において、柱主筋を梁上端筋直上で機械式定着した場合、層間変形角  $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$  の大変形まで安定した紡錘形の復元力特性を示すことを確認し、両端部に機械式定着具を取り付けた梁2段筋を配筋することで、梁端部に設けた貫通孔の損傷を軽微に留めることを確認した。

本研究ではこれまでの知見を基に、建物最上階のL形接合部を想定して、柱主筋を梁上端筋直上で定着し、梁

端部に貫通孔を有するL形ヒンジリロケーション接合部の構造性能を検討するため、構造実験を実施した。

## 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L形柱梁接合部2体である。実験変数は想定破壊モードとし、LJO10試験体は柱頭部での曲げ降伏先行型であり、LJO20試験体はHR断面での梁曲げ降伏先行型として設計を行った。両試験体ともに試験体形状および鉄筋本数は同一であるが、破壊モードを変更するため、柱および梁の主筋径を調整した。また、両試験体ともに柱部材は梁天端から20mm突出しており、柱主筋は機械式定着具を用いて梁上端筋直上で定着している。梁主筋については、上端1段筋は90°フック付き定着とし余長部で直線定着L2長さを確保し、下端筋は機械式定着とした。

また試験体のHR位置は柱面から $3/4D_b$ ( $D_b$ : 梁せい)とし、塑性ヒンジ位置を柱面から移動させるため、両端

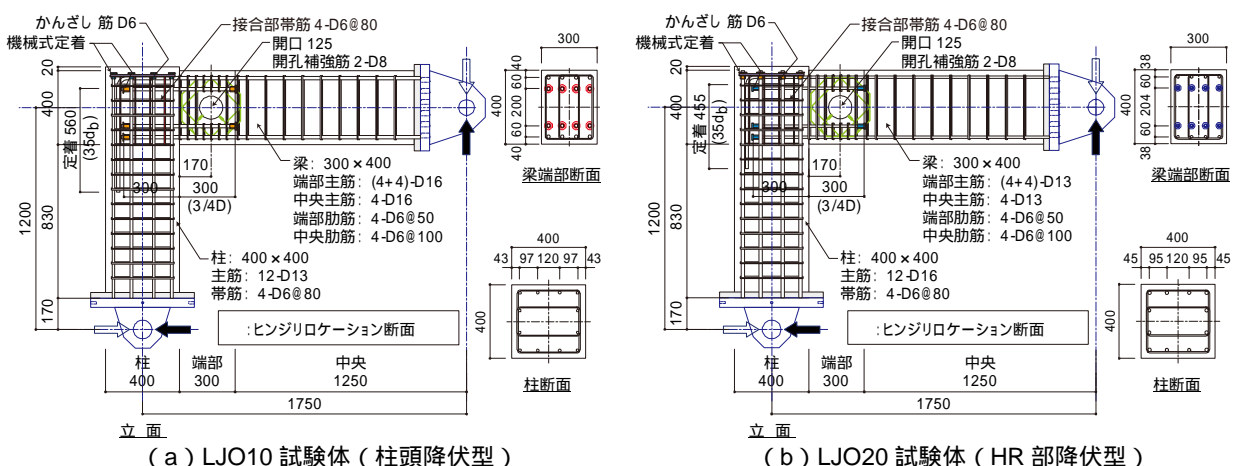


図-1 試験体形状および配筋詳細

\*1 (株)竹中工務店 東京本店設計部 修士(工学) (正会員)  
 \*2 (株)竹中工務店 東京本店設計部 修士(工学)  
 \*3 (株)竹中工務店 エンジニアリング本部

表 - 1 試験体諸元

試験体名		LJO10	LJO20
想定破壊モード		柱頭降伏	HR 部降伏
柱部材	$B_c \times D_c$ [mm]	400 × 400	
	主筋	12-D13(SD390) $\rho_g=0.95\%$	12-D16(SD390) $\rho_g=1.49\%$
	帯筋	4-D6@80(SD295A), $\rho_w=0.40\%$	
梁部材	$B_b \times D_b$ [mm]	300 × 400	
	主筋 (梁端部)	4+4-D16(SD390) $\rho_l=1.60\%$	4+4-D13(SD390) $\rho_l=1.02\%$
	主筋 (HR 断面)	4-D16(SD390) $\rho_l=0.74\%$	4-D13(SD390) $\rho_l=0.47\%$
	あばら筋 (A) 断面	4-D6@50(SD785) $\rho_w=0.84\%$	
	あばら筋 (B) 断面	4-D6@100(SD785) $\rho_w=0.42\%$	
	貫通孔	125 (2-D8)	
接合部	$B_j \times D_j$ [mm]	400 × 400	
	せん断補強筋	4-D6@80(SD295A), $\rho_w=0.32\%$	
	かんざし筋	4-D6(SD295A)	
構造性能	接合部せん断 余裕度	1.43 <sup>1</sup>	1.04 <sup>2</sup>
	梁端部曲げ 余裕度 $\beta_h$ <sup>3</sup>	1.22 (正側) 1.42 (負側)	1.19 (正側) 1.43 (負側)
	柱梁曲げ 耐力比 <sup>4</sup>	1.83 (正側) 1.58 (負側)	1.22 (正側) 1.60 (負側)

文献 4), 5) に従って構造性能の算定を行った。

- 1 柱頭部の曲げ終局強度 (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比 ( =0.85 )
- 2 HR 断面の曲げ終局強度 (計算値) に達したときの梁端部の作用モーメントから算定した接合部せん断力に対する接合部のせん断強度比 ( =0.85 )
- 3 HR 断面の曲げ終局強度 (計算値) に達したとき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。(文献 2) 参照)
- 4 柱の曲げ終局強度時の節点モーメントに対する HR 断面の曲げ終局強度 (計算値) 時の節点モーメント比。

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。さらに梁端部には直径 125mm ( =1/3.2 $D_b$  ) の貫通孔を有しており、既製の開口補強筋 (D8) を配筋した。

表 - 2 および表 - 3 にコンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を示す。コンクリートは実験時の目標圧縮強度を  $f'_c=36\text{N/mm}^2$  とした。柱・梁主筋には SD390 を使用し、柱帯筋およびかんざし筋には SD295A を使用した。

## 2.2 荷重方法および計測方法

図 - 2 に荷重装置を示す。柱および梁端部にピン支承を取り付け、荷重は試験体梁端部の水平ジャッキにより柱にせん断力を作用させた。また梁端部には鉛直ジャッキを取り付け、梁端部の上下方向の変位が 0 となるように鉛直ジャッキを制御した。

加力は変位漸増繰り返し荷重とし、層間変形角で  $R=\pm 1.0, \pm 2.0, \pm 3.3, \pm 5.0, (\pm 2.0), \pm 7.5, \pm 10, (\pm 5.0), \pm 15, \pm 20, \pm 30$  および  $\pm 40 \times 10^{-3}\text{rad}$  を計画した。 $\pm 2.0$  および  $\pm 5.0 \times 10^{-3}\text{rad}$  については、長周期地震動を考慮した 10 回の多数回繰り返し荷重を行い、( ) 内のサイクルは履歴特性を把握するため各変形後の小サイクルを想定した。なお、加力方向については接合部が閉じる

表 - 2 コンクリートの材料特性

$f'_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_B$ [ $\times 10^{-6}$ ]	$E_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{sp}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
37.1	2145	$2.76 \times 10^4$	2.73

$f'_c$ : 圧縮強度,  $\epsilon_B$ : 圧縮強度時ひずみ  
 $E_c$ : ヤング係数,  $\sigma_{sp}$ : 割裂引張強度

表 - 3 鉄筋の材料特性

種別	$\sigma_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	使用箇所
D16 (SD390)	445	$1.91 \times 10^5$	625	柱主筋 梁主筋
D13 (SD390)	440	$1.86 \times 10^5$	632	柱主筋 梁主筋
D6 (SD295A)	415	$1.94 \times 10^5$	540	帯筋 かんざし筋
D6(SD785)	940*	$1.81 \times 10^5$	1055	あばら筋
D8(SD785) $a_s=49.5\text{mm}^2$	1026*	$2.06 \times 10^5$	1175	開口補強筋

$\sigma_y$ : 降伏点,  $E_s$ : ヤング係数,  $\sigma_u$ : 引張強さ  
\*0.2% オフセット耐力

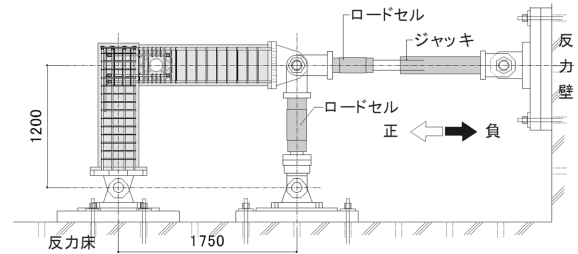


図 - 2 荷重装置

方向を正側荷重、開く方向を負側荷重とした。

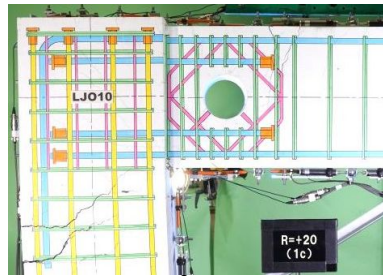
また計測方法については、試験体裏面において画像関連法による光学式全視野 3 次元変位・ひずみ計測システム<sup>6)</sup>を使用して、接合部および柱・梁端部のコンクリート面の変形を計測した。

## 3. 実験結果

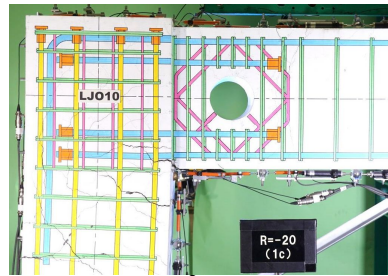
### 3.1 破壊状況

写真 - 1 に柱頭降伏型の LJO10 試験体の破壊状況を示し、写真 - 2 に HR 部降伏型の LJO20 試験体の破壊状況を示す。LJO10 試験体では、 $R=1.0 \times 10^{-3}\text{rad}$  の荷重サイクルにおいて、柱頭部、梁端部、貫通孔周辺および HR 断面に曲げひび割れが発生し、 $R=5.0 \times 10^{-3}\text{rad}$  の荷重サイクルでは接合部において、柱主筋に取り付けた機械式定着具を起点とした斜めひび割れが発生した。また  $R=7.5 \times 10^{-3}\text{rad}$  付近において、正側荷重では梁上端筋の折曲げ定着の先端付近で柱曲げひび割れが拡幅し、負側荷重では柱頭危険断面位置の曲げひび割れが拡幅した。その後は柱曲げひび割れの伸展が顕著となったが、 $R=30 \times 10^{-3}\text{rad}$  の 2 サイクル目において、接合部の斜めひび割れが伸展し耐力低下を生じた。

LJO20 試験体では、 $R=5.0 \times 10^{-3}\text{rad}$  までは LJO10 試験体と同様な破壊過程を示した。その後、 $R=7.5 \times 10^{-3}\text{rad}$  以降については、HR 断面での曲げひび割れが拡幅した。その後  $R=30 \times 10^{-3}\text{rad}$  の 1 サイクル目において HR 断面



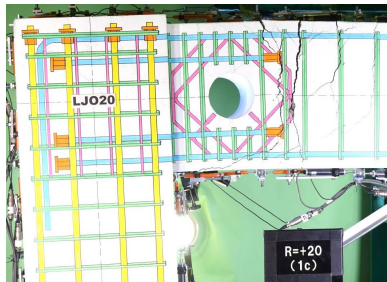
(a)  $R=+20 \times 10^{-3}$  rad (閉じる方向)



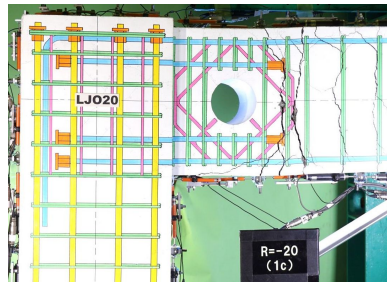
(b)  $R=-20 \times 10^{-3}$  rad (開く方向)



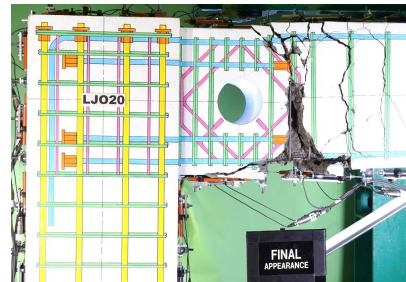
(c) 実験終了時 ( $R=40 \times 10^{-3}$  rad 経験後)  
写真 - 1 LJO10 試験体 破壊状況



(a)  $R=+20 \times 10^{-3}$  rad (閉じる方向)



(b)  $R=-20 \times 10^{-3}$  rad (開く方向)



(c) 実験終了時 ( $R=30 \times 10^{-3}$  rad 経験後)  
写真 - 2 LJO20 試験体 破壊状況

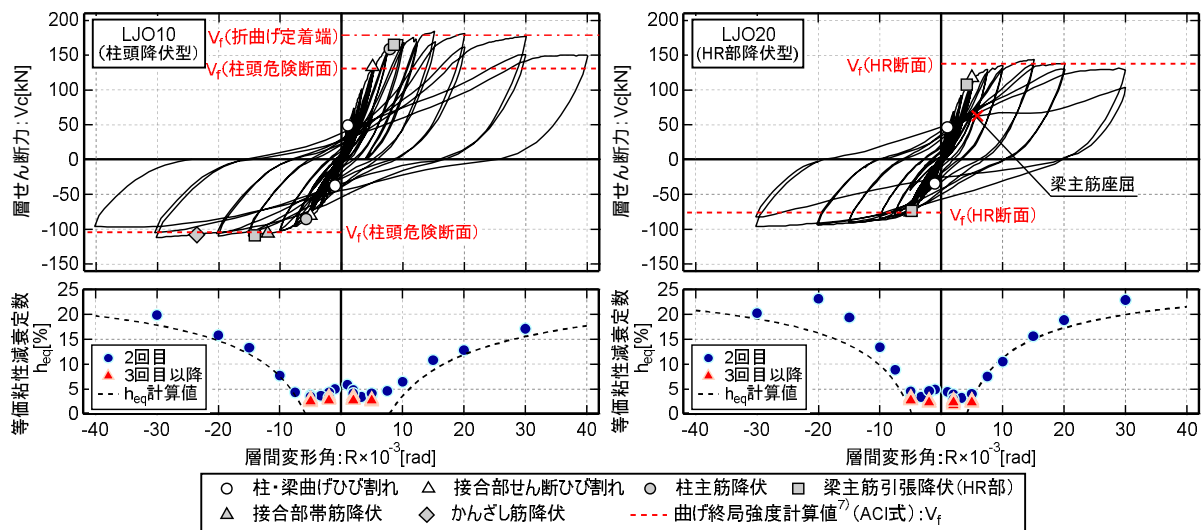


図 - 3 層せん断力および等価粘性減衰定数-層間変形角関係 (左: LJO10, 右: LJO20)

付近の梁下端のかぶりコンクリートの剥落が生じ、 $R=+30 \times 10^{-3}$  rad の 2 サイクル目において当該断面において梁下端筋の座屈現象が確認され耐力低下を生じた。なお、実験終了時まで貫通孔周辺に発生したひび割れの除荷時の最大残留ひび割れ幅は両試験体で 0.04 ~ 0.08mm 程度であり、貫通孔の損傷は軽微であった。

### 3.2 復元力特性

図 - 3 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。図中には ACI ストレスブロック法<sup>7)</sup>により算定した曲げ終局強度計算値  $V_f$  を併せて示し、図中の ( ) 内の表記は算定時の断面位置を示す。また等価粘性減衰定数  $h_{eq}$  の計算値は、定常振幅を想定した武田モデル<sup>8)</sup>の復元力特性に基づいて(1)式より算定した。

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

ここで、 $h_{eq}$  ; 等価粘性減衰定数、 $\mu$  ; 塑性率 (柱もしくは梁主筋のひずみが材料試験で得られた降伏ひずみに到達した点を  $\mu=1.0$  と定義) である。

図 - 3 より LJO10 試験体では正側載荷において  $R=7.8 \times 10^{-3}$  rad で、負側載荷においては  $R=-5.8 \times 10^{-3}$  rad で柱主筋の引張降伏が確認され、柱主筋降伏後は耐力が緩やかに増加しながら変形が進んだ。その後、正側載荷において  $R=8.5 \times 10^{-3}$  rad で、負側載荷においては  $R=-14.2 \times 10^{-3}$  rad で HR 断面において梁主筋の引張降伏が確認された。その後、 $R=30 \times 10^{-3}$  rad の 1 サイクル目までは安定した復元力特性を示したが、同変形角の負側 2 サイクル目において接合部の斜めひび割れが伸展し、以降は耐力低下を生じたため実験を終了した。なお、LJO10 試験体で



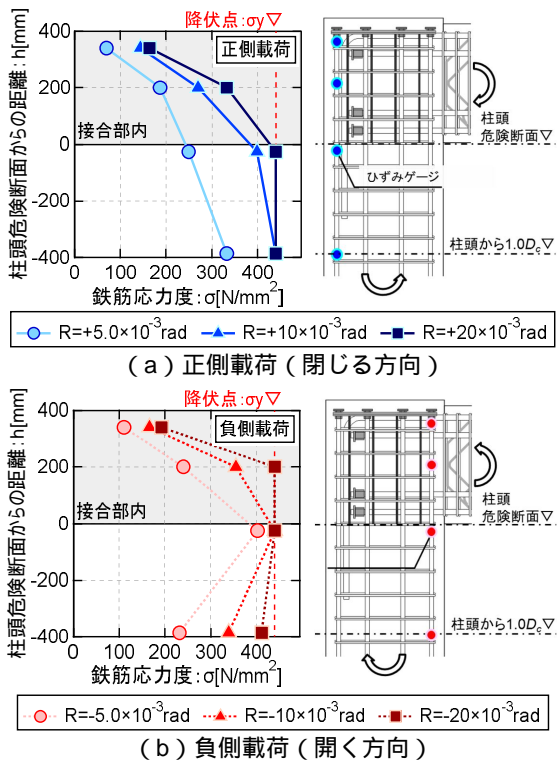


図 - 4 各載荷での引張側柱主筋の応力分布 (LJO10)

は後述する梁主筋が梁端部で降伏していないこと、実験値が柱頭曲げ終局強度に到達していること、かつ安定した紡錘形の復元力特性を發揮していたことから柱曲げ降伏後の接合部せん断破壊と判断した。

LJO20 試験体では、正負両載荷共に  $R=5.0 \times 10^{-3}$  rad の載荷サイクルにおいて HR 断面において梁主筋の引張降伏が確認された。梁主筋降伏後は、耐力が緩やかに増加しながら変形が進んだ。その後、 $R=30 \times 10^{-3}$  rad の 1 サイクル目までは安定した復元力特性を示したが、 $R=+30 \times 10^{-3}$  rad の 2 サイクル目において HR 断面で梁主筋の座屈現象が発生し、耐力低下を生じたため実験を終了した。

等価粘性減衰定数については、各変形角において武田モデル<sup>8)</sup>に基づく計算値と同様な挙動を示しており、安定した復元力特性を示した。

### 3.3 柱主筋応力分布

図 - 4 に柱頭降伏型 LJO10 試験体の正側および負側載荷ピーク時の各引張側最外縁の柱主筋の応力分布の推移を示す。鉄筋応力は鉄筋の履歴特性をバイリニアと仮定し、ひずみゲージ (図 - 4 参照) から得られた計測値を用いて計算した。図 - 4 (a) より、正側載荷では柱中央側の鉄筋応力が最も大きく、接合部側に進むにつれて応力が減少している傾向を示した。また  $R=+10 \times 10^{-3}$  rad においては、柱頭から  $1.0D_c$  ( $D_c$ : 柱せい) 離れた点において、柱頭よりも先に柱主筋の引張降伏が確認された。その後、 $R=+15 \times 10^{-3}$  rad において柱頭の柱主筋の引張降伏が確認され、ヒンジ領域が柱頭側に伸展していく現象が確認された。

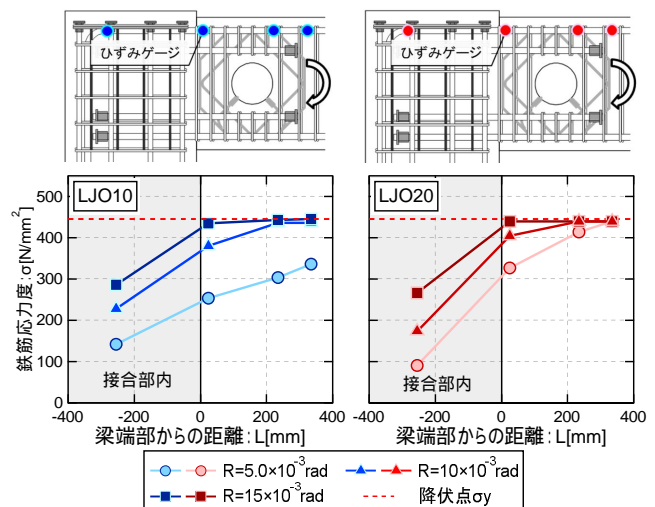


図 - 5 梁上端 1 段筋の応力分布 (左: LJO10, 右: LJO20)

また図 - 4 (b) より、負側載荷については正側載荷と異なり、柱頭危険断面の鉄筋応力が最も大きくなる傾向を示し、危険断面から離れるほど応力が減少していく傾向を示した。 $R=7.5 \times 10^{-3}$  rad の載荷サイクルにおいて危険断面において柱主筋の引張降伏が確認され、その後は層間変形角の増加に伴い、接合部内部側および柱中央側の応力が増加する傾向が確認された。なお、LJO20 試験体は柱主筋の引張降伏は確認されなかった。

### 3.4 梁主筋応力分布

図 - 5 に各試験体の載荷ピーク時における梁上端 1 段筋の応力分布の推移を示す。各試験体ともに梁端部に曲げ補強筋を配筋することで、HR 断面において鉄筋応力が最も大きくなる傾向を示し、HR 断面から離れるにつれて応力が減少する傾向を示した。また各試験体ともに HR 断面において梁主筋の引張降伏が確認され、その他の計測点については引張降伏は確認されなかった。

### 3.5 ひび割れ幅の推移

図 - 6 に画像相関法より算出した各試験体裏面の  $R=10 \times 10^{-3}$  rad ピーク時の最大主ひずみ分布を示し、図 - 7 に各試験体の除荷時の残留ひび割れ幅の推移を示す。図 - 7 中には柱曲げひび割れ、梁端部曲げひび割れ、HR 部曲げひび割れ、および、接合部斜めひび割れについて示す。なお、LJO10 試験体については、梁主筋の折曲げ定着端部の柱曲げひび割れが伸展したことから、正側載荷のみ折曲げ定着端部の柱曲げひび割れ幅を示す。

図 - 6 より、LJO10 試験体では、柱頭領域のひずみが大きく、HR 断面付近のひずみも比較的大きい。接合部のひずみについては、正側載荷よりも負側載荷の方がひずみが大きくなる傾向を示した。また LJO20 試験体では HR 断面付近のひずみが大きく、その他の箇所のひずみは軽微であった。

また図 - 7 (a) より、LJO10 試験体では、柱主筋の降伏が確認された変形角以降、柱の曲げひび割れ幅が増

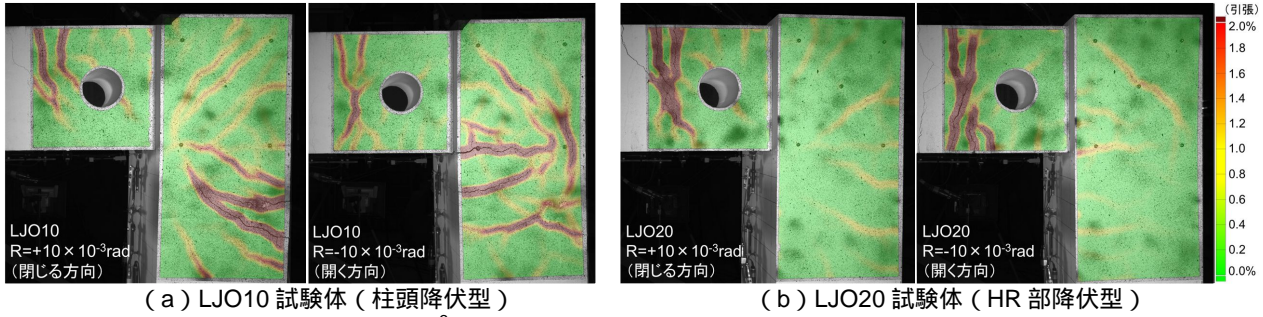


図 - 6  $R=10 \times 10^{-3}$ rad ピーク時における最大主ひずみ分布 (試験体裏面)

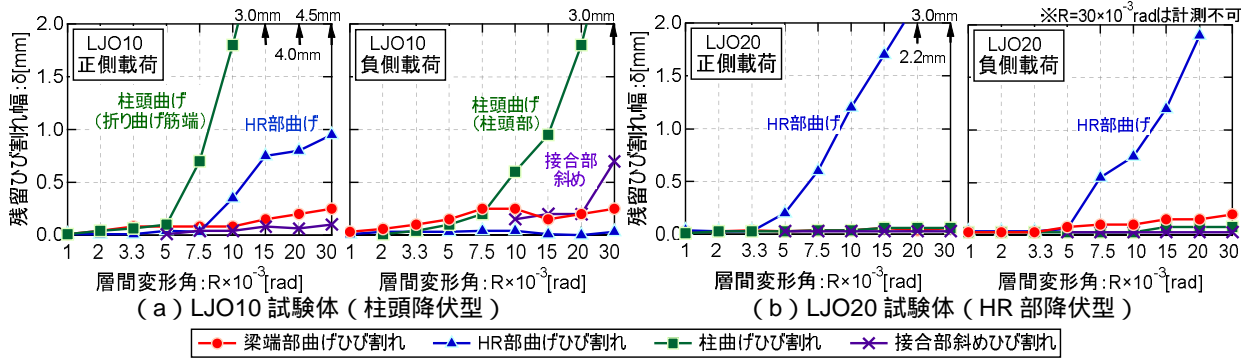


図 - 7 残留ひび割れ幅の推移

加する傾向を示した。また正側載荷では HR 断面における主筋降伏が確認された以降、HR 部曲げひび割れ幅の増加が確認された。負側載荷については、 $R=-10 \times 10^{-3}$ rad 以降、接合部斜めひび割れ幅が微増し、 $R=-30 \times 10^{-3}$ rad において接合部斜めひび割れが急激に伸展した。

また図 - 7 (b) より、LJO20 試験体では HR 断面において梁主筋の引張降伏が確認された以降、HR 部曲げひび割れ幅が増加する傾向を示し、その他の箇所のひび割れは軽微であった。

### 3.6 最大耐力

表 - 4 に各試験体の実験における最大耐力と曲げ終局強度計算値<sup>7)</sup>の比較を示す。なお本加力方法では、正側および負側載荷において、それぞれ柱・梁部材に圧縮力および引張力が発生するため、曲げ終局強度計算値についてはそれぞれの軸方向力を考慮した計算値を算定した。

LJO10 試験体では、柱頭危険断面位置での曲げ終局強度計算値の場合、負側載荷では実験値を計算値の 1.07 倍と精度良く評価できているのに対し、正側載荷では 1.41 倍と実験値を過小に評価している。

また、LJO20 試験体については HR 断面における曲げ終局強度計算値において実験値を計算値の 1.04 ~ 1.26 倍で評価できており、精度良く評価できることを確認した。

### 4. 梁主筋の折曲げ定着による影響

3 章において、柱頭降伏型の LJO10 試験体では正側載荷において、梁上端筋の折曲げ定着端部での柱曲げひび割れの拡幅が顕著であり、また曲げ終局強度計算値と比較して 1.41 倍高い最大耐力実験値を発揮した。本章では

表 - 4 最大耐力実験値および計算値の比較

試験体名	載荷方向	実験値 $Q_{exp}$ [kN]	終局強度計算値 <sup>7)</sup> $V_f$ [kN]	検討断面位置
LJO10	正	184.4	130.6 (1.41)	柱頭
	負	-111.8	-104.5 (1.07)	
LJO20	正	144.2	138.0 (1.04)	HR 断面
	負	-96.1	-76.5 (1.26)	

( ) 内の数値は実験値 / 計算値 ( $Q_{exp} / V_f$ ) を示す

上記の現象に対して、折曲げ定着筋の余長部を柱部材のカットオフ筋とした場合の柱の曲げ終局強度分布について検討を行い、3 章での現象について考察を行う。

図 - 8 に LJO10 試験体の柱部材の曲げモーメント関係図を示す。本試験体では、折曲げ後の余長部にひずみゲージを貼付していなかったため、本論では梁上端筋の応力は接合部内での付着力および支圧力により処理されるとして、柱頭危険断面から折曲げ定着端までの区間 ( $l_f=256$ mm) において、折曲げ定着筋が柱主筋と同等の付着強度を発揮するとして検討を行う。折曲げ定着筋の付着強度  $\tau_{bu2}$  は靱性保証型耐震設計指針<sup>5)</sup>の付着強度式 ((2) 式) より算定した。

$$\tau_{bu2} = \alpha_2 \cdot \alpha_1 \left\{ (0.086b_{si2} + 0.11)\sqrt{\sigma_B} + k_{st2} \right\} \quad (2)$$

ここで、 $\alpha_2$ : 2 段筋主筋に対する強度低減係数、 $\alpha_1$ : 上端筋に対する付着強度低減係数、 $b_{si2}$ : 割裂線長さ比、 $\sigma_B$ : コンクリート圧縮強度、 $k_{st2}$ : 横補強筋の効果である。なお、2 段目主筋に対する強度低減係数  $\alpha_2$  については、ここでは折曲げ定着筋の効果を過小評価させるため便宜上  $\alpha_2=0.6$  として算定を行った。

また表 - 5 に折曲げ定着筋の曲げ補強効果を変数とし

た場合の柱曲げ終局モーメント分布の比較を示す。表 - 5 では付着強度  $\tau_{bu2}$  より、折曲げ定着筋に作用する引張力を求め、柱頭部の曲げ終局モーメントに反映させた。

図 - 8 および表 - 5 より、折曲げ定着筋の効果を無視した場合、柱の曲げ終局モーメントは一定となり、想定破壊モードは柱頭危険断面における曲げ破壊と判定され、実験結果での破壊状況および柱主筋の引張降伏箇所を再現できていない。

一方、折曲げ定着筋の効果を考慮した場合、柱頭部の曲げ終局モーメントが増加するため、作用モーメントが曲げ終局モーメントに到達する断面が危険断面から折曲げ定着端に移動した。その結果、実験結果における破壊状況および柱主筋の引張降伏箇所を再現できた。

また表 - 6 に実験における最大耐力と折曲げ定着端を算定断面とした場合の曲げ終局強度計算値の比較を示す。表 - 6 より、折曲げ定着端を算定断面とした場合、実験値を計算値の 1.03 倍で評価できており、耐力についても精度良く評価できることを確認した。

以上のことから、折曲げ定着の余長部が柱頭領域において曲げ補強筋の効果を果たしており、折曲げ定着筋端部において曲げ降伏が先行して発生したと推察される。

## 5. まとめ

本論では、柱主筋を梁上端筋直上まで定着し、梁端部に貫通孔を有する L 形ヒンジリロケーション接合部ついて、柱頭降伏型および HR 部降伏型の試験体 2 体の構造実験を実施し、以下の知見を得た。

- 1) 柱頭降伏型試験体では、柱主筋を梁上端筋直上まで定着し、柱断面を微突出させた場合、柱頭領域において塑性ヒンジが形成され、層間変形角  $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$  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) HR 部降伏型試験体では、両端部に機械式定着具を取り付けた梁 2 段筋を梁端部に設けることにより、HR 断面において梁主筋が降伏し、 $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$  の変形レベルまで安定した紡錘形の復元力特性を示した。
- 3) 梁上端の折曲げ定着余長部が柱頭部に入り込んだ場合、柱頭部において曲げ補強筋の効果を果たし、柱頭部の塑性ヒンジが折曲げ定着筋端部に移動した。
- 4) 試験体の最大耐力は、各断面（折曲げ定着筋端部、柱頭部、HR 断面）で曲げ降伏した場合の ACI ストレスブロック法を用いた曲げ終局強度計算値により、安全側にかつ精度良く評価できることを確認した。

## 謝辞

実験にあたり、鉄筋および機械式定着具の提供を東京鉄鋼株式会社より受けた。ここに記し、謝意を示す。

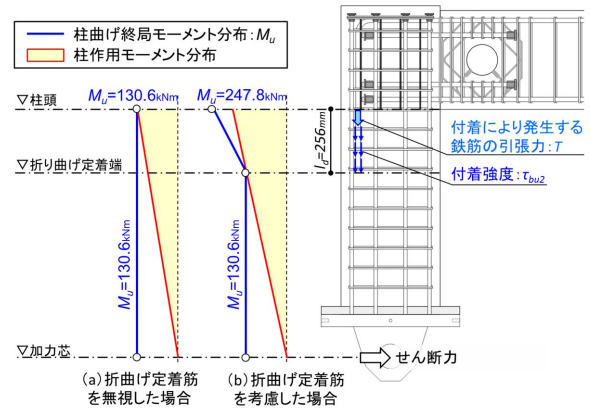


図 - 8 LJO10 試験体の柱曲げモーメント関係図

表 - 5 LJO10 試験体の曲げ終局モーメント分布比較

断面位置	曲げ終局モーメント計算値: $M_u$ [kNm]	
	折曲げ定着筋を無視した場合	折曲げ定着筋を考慮した場合
柱頭	130.6 (130.6)	247.8 (184.4)
定着端	130.6 (97.2)	130.6 (130.6)
想定破壊断面	柱頭	折曲げ定着端

( ) 内の数値は作用モーメントがいずれかの断面の曲げ終局モーメントに到達した時の作用モーメントを示す

表 - 6 折曲げ定着筋を考慮した計算値

試験体名	載荷方向	実験値 $Q_{exp}$ [kN]	終局強度計算値: $V_f$ [kN]	
			柱頭部	折曲げ定着端
LJO10	正	184.4	130.6 (1.41)	178.7 (1.03)

( ) 内の数値は実験値 / 計算値 ( $Q_{exp} / V_f$ ) を示す

## 参考文献

- 1) 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
- 2) 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
- 3) 掛悟史, 小倉史崇, 中根一臣, 麻生直木: T 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.40, No.2, pp.211-216, 2018
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018
- 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) 川崎雄介: DIC による光学式 3 次元計測技術を用いた妥当性確認手法とその事例, 計算工学講演会論文集, Vol.18, 2013.6
- 7) American Concrete Institute: Building Code and Commentary, ACI318 M-02, 2002
- 8) 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