

論文 ト形ヒンジリロケーション接合部の耐震性能

掛 悟史^{*1}・石川 裕次^{*2}・中根 一臣^{*3}・麻生 直木^{*4}

要旨：本研究は梁部材の塑性ヒンジ位置を柱面から離れた位置に移動させたト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、梁端部曲げ余裕度および柱梁部材の主筋種別を実験変数として構造実験を実施した。その結果、機械式定着具を取り付けた 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、層間変形角 $R=50 \times 10^{-3} \text{rad}$ まで安定した紡錘形の復元力特性が得られることを確認した。加えて梁端部およびヒンジリロケーション断面に弾塑性回転バネを有し、接合部変形を考慮した架構解析モデルにより、ト形接合部の骨格曲線および変形成分を概ね評価できることを確認した。

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、架構解析モデル、骨格曲線

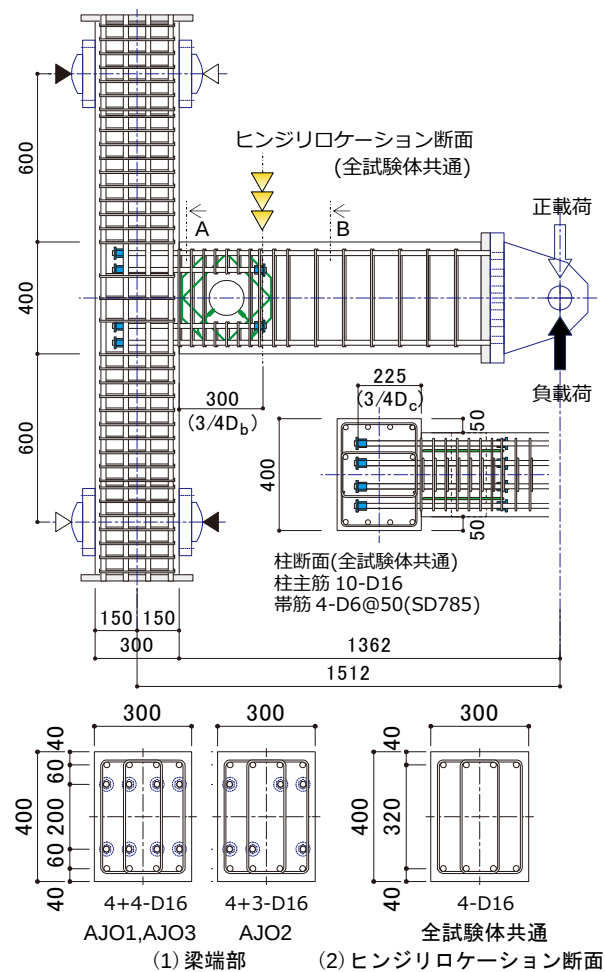
1. はじめに

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れた位置に移動させた接合部である。これまでに文献^{1),2)}では、柱面から離れた位置に塑性ヒンジが形成されるようにヒンジリロケーション接合部として設計した十字形接合部において構造実験を実施してきた。十字形接合部では、鉄筋の両端部に機械式定着具を取り付け柱面で所定の応力度を発揮できる定着長さを確保した梁 2 段筋を梁端部に配筋することによって、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リロケートできることを確認した。また塑性ヒンジが形成されない梁端部に適切な開口補強を行うことで梁貫通孔を設けることも可能であることを確認した。本研究では、これまでの知見を基に新たにト形接合部を対象とし、梁端部曲げ余裕度 (2.1 参照) および柱梁主筋種別の影響について着目しト形ヒンジリロケーション接合部の検討を行った。

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 スケールのト形接合部試験体である。梁主筋はすべて柱内に機械式定着具を用いて $3/4D_c$ (D_c : 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、鉄筋の両端部に機械式定着具を取り付けた梁 2 段筋



を配筋した。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、既製の開口補強筋 (S8) を配筋した。実験変数は梁端部曲げ余裕度 ($\beta_b=1.43$ および 1.25) および柱梁部材の主筋種別 (SD390

*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 技術研究所 構造部 RC 構造グループ グループ長 博士 (工学) (正会員)
 *3 (株) 竹中工務店 東京本店 設計部 課長 修士 (工学)
 *4 (株) 竹中工務店 東京本店 設計部 グループ長

表－１ 試験体諸元

試験体名		AJO1	AJO2	AJO3
Keyword		SD390 $\beta_h=1.43$	SD390 $\beta_h=1.25$	SD490 $\beta_h=1.43$
梁 部 材	B _b ×D _b [mm]	300×400		
	危険断面位置	3/4D _b (=300mm)		
	梁端部主筋	4+4-D16 SD390 $p_t=1.61\%$	4+3-D16 SD390 $p_t=1.36\%$	4+4-D16 SD490 $p_t=1.61\%$
	あばら筋 (A)断面	4-D6@50 (SD785) $p_w=0.84\%$		
	あばら筋 (B)断面	4-D6@100 (SD785) $p_w=0.42\%$		
	貫通孔	125Φ NS125Φ (2-S8)		
接 合 部	B _c ×D _i [mm]	400×300		
	接合部補強筋	4-D6@80 (SD785) $p_{wj}=0.40\%$		
柱 部 材	B _c ×D _c [mm]	400×300		
	柱主筋	10-D16 (SD390) $p_g=1.66\%$	10-D16 (SD490) $p_g=1.66\%$	
	帯筋	4-D6@50 (SD785) , $p_w=0.63\%$		
構 造 性 能	梁端部曲げ 余裕度 $\beta_h^{1)}$	1.43	1.25	1.43
	柱梁曲げ 耐力比 $^{2)}$	1.65 (正載荷) 1.40 (負載荷)	1.65 (正載荷) 1.40 (負載荷)	1.63 (正載荷) 1.38 (負載荷)
	接合部せん断 余裕度 $^{3)}$	1.30	1.32	1.21

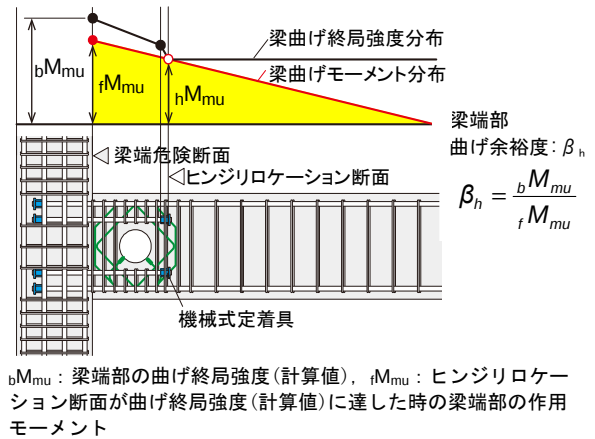
※文献^{3),4)}に従って構造性能の算定を行った。

- 1) ヒンジ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。(図－２参照)
- 2) ヒンジ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($\Phi=0.85$,計算値)比。

および SD490)とした。ここで梁端部曲げ余裕度は、図－２に示すようにヒンジ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補強筋を設けた梁端部の曲げ終局強度(計算値)の比によって定義する(鉄筋の降伏点は材料強度を使用)。なお、本実験では梁端部の２段筋の本数を調整することで梁端部曲げ余裕度を設定した。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。試験体 AJO1 および AJO2 の柱・梁主筋には SD390 を使用し、試験体 AJO3 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 荷重方法

図－３に荷重装置を示す。柱軸力は一定軸力として、全試験体共に軸力比 $\eta=0.035$ ($\eta=N/Bdf'_c$, N: 軸力, B: 柱幅, D: 柱せい, f'_c : コンクリート圧縮強度)とし、試験体上部の 3000kN ジャッキにより軸力を導入した。その後、梁端部に取りつけた 1000kN ジャッキにより正負交番繰り返し荷重を行った。梁端加力は変位漸増荷重とし、層間変形角で $R=\pm 1.0, \pm 2.0, \pm 3.3, \pm 5.0, (\pm 2.0), \pm 7.5,$



表－２ コンクリートの材料特性

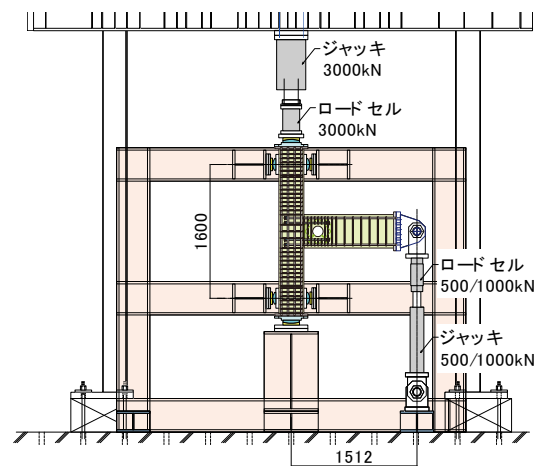
試験体名	f'_c [N/mm ²]	ϵ_B [$\times 10^{-6}$]	E_c [N/mm ²]	σ_{sp} [N/mm ²]
AJO1	43.9	2337	2.99×10^4	2.76
AJO2				
AJO3	50.8	2499	3.11×10^4	3.08

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

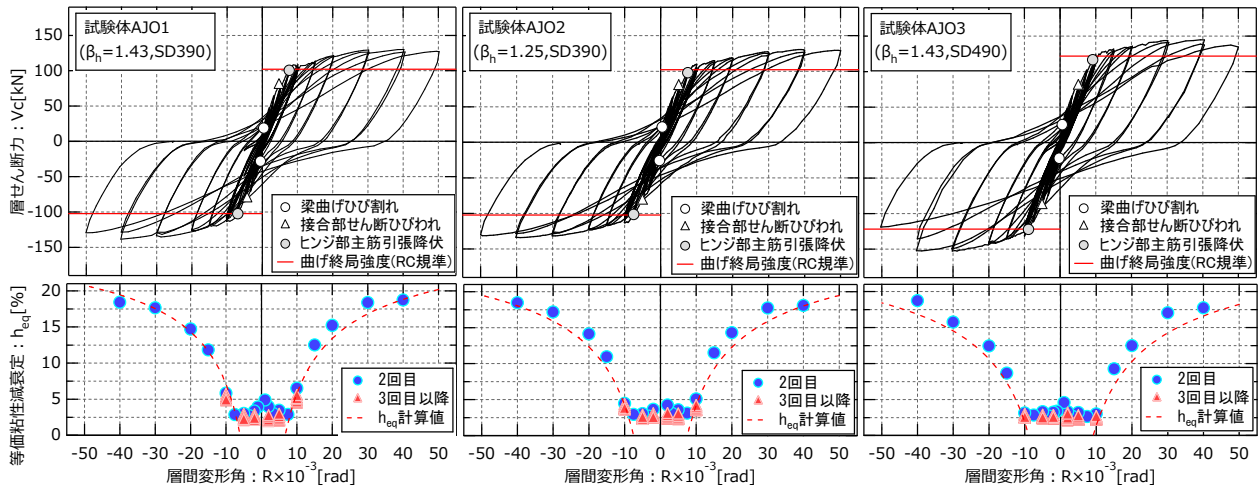
表－３ 鉄筋の材料特性

種別	σ_y [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]	使用箇所
D16 (SD390)	446	1.96×10^5	655	柱梁主筋 AJO1,2
D16 (SD490)	531	1.93×10^5	714	柱梁主筋 AJO3
D6 (SD785)	907*	1.95×10^5	1055	せん断補強筋
S8 (SD785)	953*	1.91×10^5	1129	開口補強筋

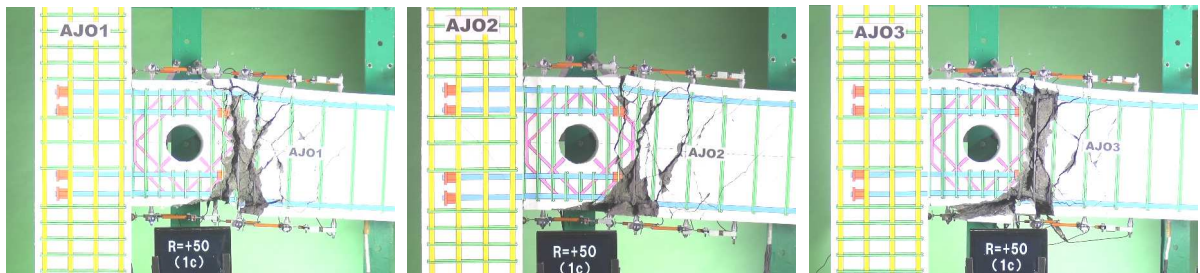
σ_y : 降伏点, E_s : ヤング係数, σ_u : 引張強さ
*0.2%オフセット耐力



$\pm 10, (\pm 5.0), \pm 15, \pm 20, (\pm 5.0), \pm 30, \pm 40, \pm 50 \times 10^{-3} \text{rad}$ を加力した。 $\pm 2.0, \pm 5.0, \pm 10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 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荷重を行い、()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。



図－４ 層せん断力および等価粘性減衰定数-層間変形角関係



写真－１ 破壊状況(層間変形角 $R=50 \times 10^{-3} \text{ rad}$)

3. 実験結果

3.1 破壊状況および履歴特性

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。同図では各ひび割れ点、梁主筋が引張降伏に達した点を示し、ヒンジリロケーション断面において梁主筋が引張降伏したときの層せん断力計算値(RC規準式³⁾)を併せて示す。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⁶⁾の復元力特性に基づいて下式により算定した。

武田モデルによる h_{eq} (計算値)

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

ここで、 h_{eq} ：等価粘性減衰定数、 μ ：塑性率である。

写真－１に各試験体の $R=50 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の破壊状況を示す。全ての試験体において、 $R=1.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の荷重サイクルにおいて、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、 $R=3.3 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の荷重サイクルにおいて梁端部に発生した曲げひび割れが梁主筋に沿って柱側に伸展した。その後、 $R=5.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の荷重サイクルにおいて、接合部に梁主筋の機械式定着具端を基点としたせん断ひび割れが発生した。その後、梁主筋に SD390 を使用した試験体 AJO1 および AJO2 では $R=7.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の荷重サイクルにおいて、梁主筋に SD490 を使用した試験体 AJO3 では $R=10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の荷重サイクルにおいて、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、同時に曲げひび割れの伸展が顕著となった。ヒンジ

リロケーション断面近傍のコンクリートは $R=30 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 以降の大変形時にかぶりコンクリートが剥落し、その後、主として梁主筋にせん断力が伝達される様相を呈し、耐力を保持したまま変形が進み、 $R=50 \times 10^{-3} \text{ rad}$ まで耐力低下はほとんどなく荷重を終了した。最終破壊状況ではヒンジリロケーション断面の曲げひび割れによる損傷が大きく、柱および柱梁接合部の損傷は軽微であった。

3.2 梁主筋ひずみ分布

図－５に試験体 AJO1 および AJO3 の層間変形角 $R=2.0, 5.0, 10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 時の梁主筋のひずみ分布を示す。なお、主筋ひずみのデータは鉄筋の裏表に貼付したひずみゲージの平均値を用いた。 $R=2.0 \times 10^{-3}$ および $5.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$ において、両試験体共に引張力を受ける上端１段筋はヒンジリロケーション断面(断面４)の梁主筋ひずみが最も大きく、接合部に近づくにつれてひずみが減少する傾向がみられた。また梁主筋２段筋については、両端部に機械式定着具を取り付け、定着長さを確保することにより、梁端部(断面２)において応力を負担していることが確認された。その後、 $R=10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 時ではヒンジリロケーション断面において主筋ひずみの引張降伏が確認され、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。また両試験体共に梁端部の主筋１段筋のひずみのみ、 $R=20 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 時において降伏ひずみを超えたが、最終サイクルまで明確な塑性流れは確認されなかった。梁端部の曲げ余裕度が小さい試験体 AJO2 におい

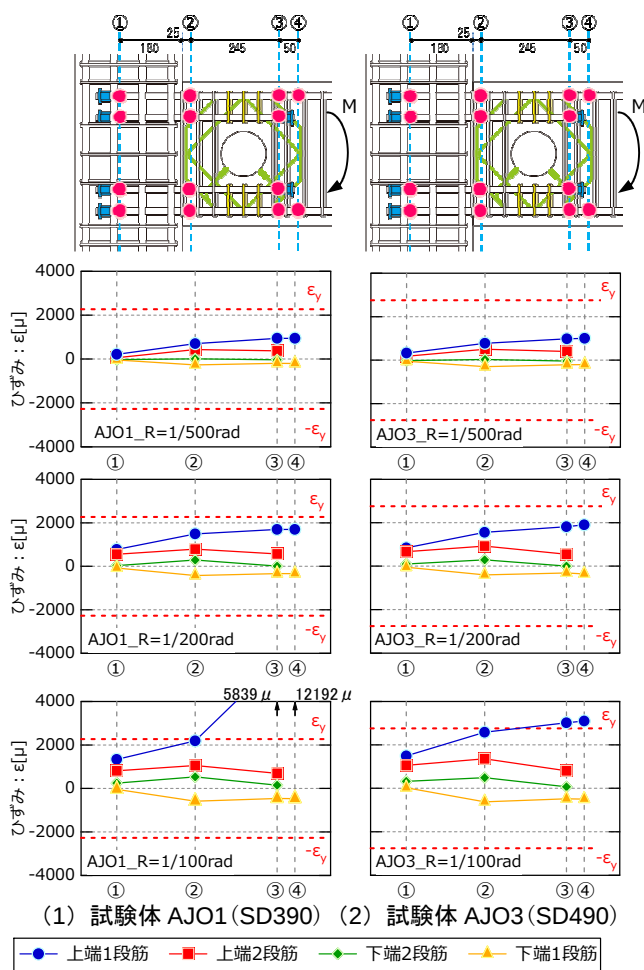


図-5 梁主筋のひずみ分布

でも試験体 AJO1 同様の現象が確認され、梁端部の曲げ余裕度が相対的に小さい場合 ($\beta_h=1.25$) においてもヒンジロケーション断面において塑性ヒンジが形成されることを確認した。

3.3 ひび割れ幅の推移

図-6 に試験体 AJO1 および AJO3 のピーク時および残留ひび割れ幅の推移を示す。ひび割れ幅は正加力時の1回目のピーク時および除荷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。両試験体ともに梁曲げ降伏が発生する変形角 (図中赤点線) 以前では、ピーク時および除荷時ともに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、ヒンジロケーション断面に発生した曲げひび割れの伸張が顕著となり、ピーク時および除荷時ともにヒンジ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。試験体 AJO2 についても同様な傾向を示した。また梁主筋に SD490 を使用した試験体 AJO3 では、梁端部のピーク時ひび割れ幅は、SD390 を使用した試験体と比較して相対的に大きくなる傾向がみられたが、除荷時には同程度まで減少した。また全試験体共に接合部のせん断ひび割れ幅は最終サイクルまでほぼ一定であり、接合部の損傷が小さいことを確認した。

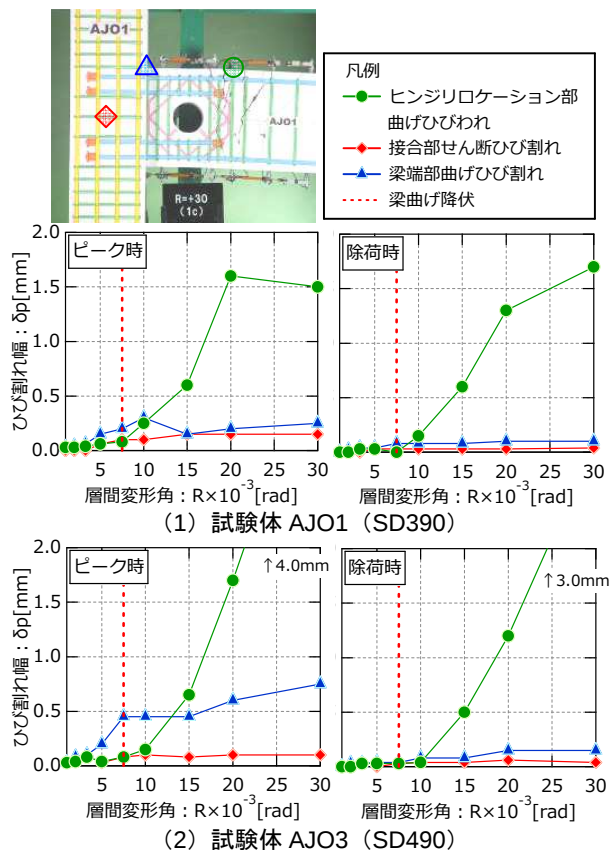


図-6 ピーク時および除荷時におけるひび割れ幅の推移

表-4 実験結果の一覧

試験体名		AJO1	AJO2	AJO3
梁曲げ ひび割れ	計算値 $calV_{bc}$	22.6	22.6	24.2
	実験値 $expV_{bc}$	31.5	21.5	32.7
	$expV_{bc} / calV_{bc}$	1.38	0.95	1.35
接合部せん断 ひび割れ	計算値 $calV_{jc}$	78.4	78.4	85.4
	実験値 $expV_{jc}$	78.6	78.8	79.7
	$expV_{jc} / calV_{jc}$	1.00	1.01	0.93
最大耐力	計算値 $calV_{mu}$	102.1	102.1	121.9
	実験値 $expV_{mu}$	129.8	130.5	144.8
	$expV_{mu} / calV_{mu}$	1.27	1.28	1.19

(補足)

単位: [kN]

$calV_{bc}$: RC 規準式³⁾梁端部曲げひび割れ強度時の層せん断力計算値(主筋を考慮した断面係数に基づいて算出)

$calV_{jc}$: 靱性保証指針⁴⁾接合部せん断ひび割れ強度時の層せん断力計算値

$calV_{mu}$: ヒンジ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計算値

3.4 実験結果の検討

表-4 に実験結果の一覧を示す。表中には梁曲げひび割れ強度、接合部せん断ひび割れ強度および最大耐力の計算値および実験値の比較を示す。梁曲げひび割れでは計算値に対する実験値の比率は 0.95~1.35 となり、接合部せん断ひび割れでは 0.93~1.01 となり、概ね精度良く評価できた。また最大耐力については、全試験体共に $R=40 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 時に記録しており、ヒンジ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 1.19~1.28 と安全側かつ精度良く評価できることを確認した。

4. 架構解析モデルと実験値の比較

4.1 ヒンジ位置および接合部変形を考慮した架構解析モデルによる骨格曲線の評価

ヒンジリロケーション接合部を実用化するために、鉄筋コンクリート造建物の弾塑性骨組地震応答解析に用いる架構解析モデルと実験値の比較を行った。ヒンジリロケーション柱梁接合部では、梁端部を補強し塑性ヒンジの発生位置を移動させ、梁端部に非ヒンジ領域を設けていることから、ヒンジ位置を適切に評価したモデル化を行う必要がある。加えて精緻なモデル化を行うために、ヒンジ位置および接合部変形を考慮したト形架構解析モデルにより骨格曲線の検討を行った。

図-7に検討したト形ヒンジリロケーション接合部の架構解析モデルを示し、図-8に各部材の骨格曲線を示す。架構は柱部材、梁部材および接合部から構成されており、柱部材は材端にトリリニア型の曲げバネを有するモデルとし、載荷に伴う下柱の軸力変動を考慮した骨格曲線とした。梁部材については梁端部およびヒンジリロケーション断面にトリリニア型の曲げバネを有したモデルとした。柱および梁の曲げひび割れ強度、曲げ終局強度および剛性低下率に関しては RC 規準³⁾に準じて算定した。なお、柱および梁部材のせん断バネは弾性と仮定した。接合部についてはせん断パネルでモデル化を行い、せん断ひび割れ強度、パネルコンクリート圧壊開始点および最大耐力点については、図-8(3)より、実験での挙動を精度良く評価している耐震性能評価指針⁵⁾に準じて算定した。各記号については、参考文献を参照されたい。ヒンジ位置および接合部変形を考慮した架構解析モデルにより算定した試験体 AJO1 および AJO3 の骨格曲線(計算値)と実験値の比較を図-9に示す。図-9より正側載荷において剛性を若干大きく評価する傾向が見ら

れた。これは柱曲げおよび接合部せん断ひび割れ算定時の軸力に、ヒンジリロケーション断面で曲げ降伏が発生した時の軸力を使用したため、軸力が過大となり剛性が大きくなったためと考えられる。しかしながら、各部材のひび割れ点が概ね精度良く評価できており、梁曲げ降伏時の変形角も精度良く評価できることを確認した。

4.2 変形成分の評価

架構解析モデルの妥当性を正確に評価するため、試験体 AJO1 および AJO3 の接合部および梁部材の変形割合について実験値と架構解析モデル計算値との比較を行った(図-10参照)。各部材の実験値について、接合部変形は接合部に設置した変位計より算出し、梁部材の変形は梁長さ方向に5分割して計測した梁上下面の曲げ変形量から算出している。このため、梁部材変形の実験値は梁曲げ変形のみを示している。

実験値に関しては全試験体で以下の同様な傾向が確認された。即ち、接合部にせん断ひび割れが発生した

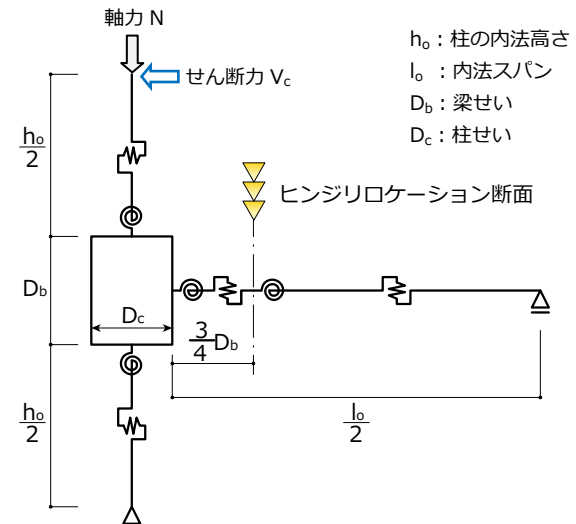


図-7 ト形架構モデル

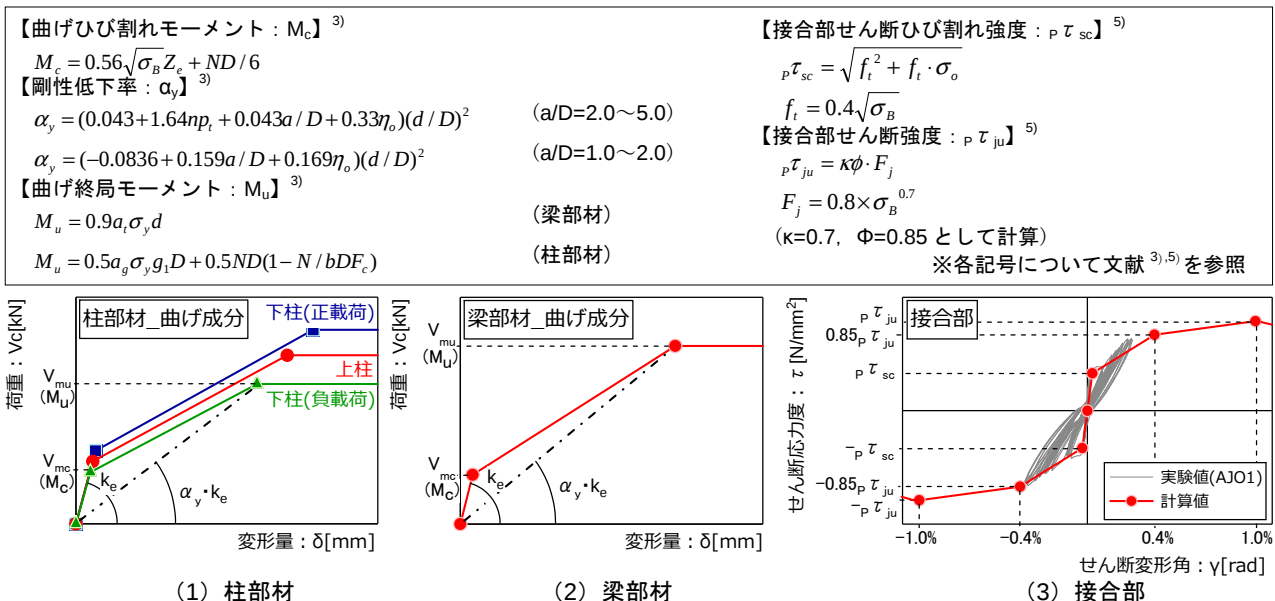
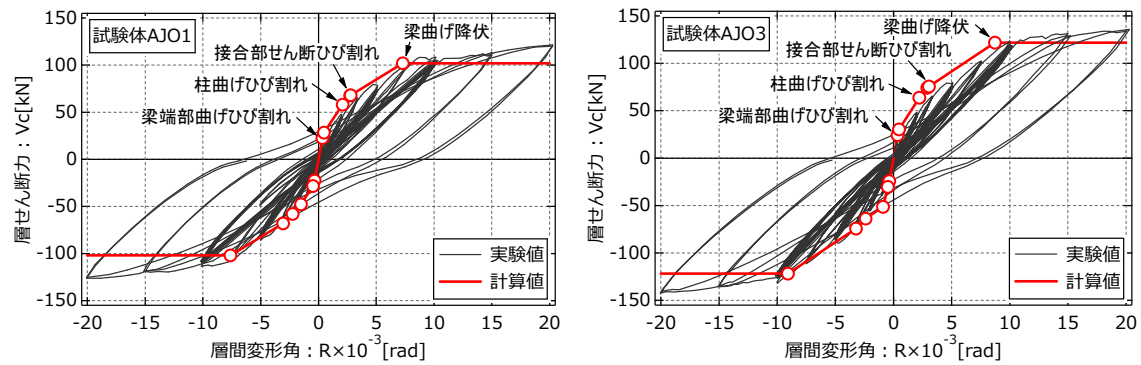
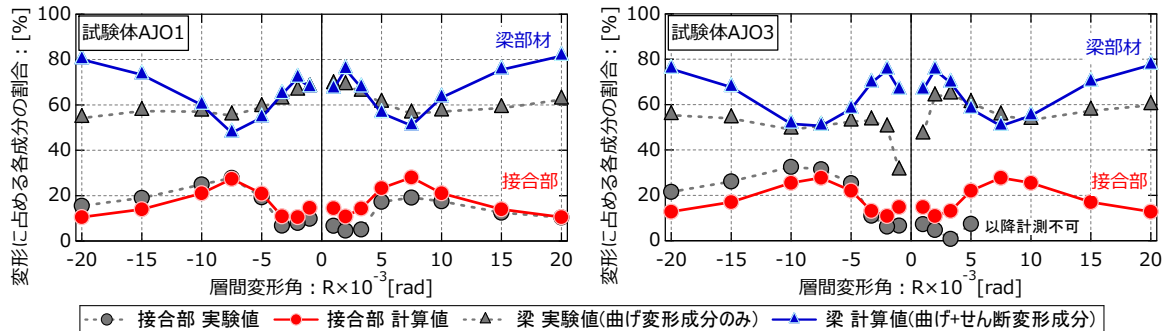


図-8 各部材の骨格曲線



図－9 実験値と架構解析モデルによる骨格曲線(計算値)の比較



図－10 変形成分割合に関する実験値と計算値の比較

$R=5.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の荷重サイクルまでは、接合部の変形成分は約 5%程度であり、梁曲げ変形が支配的な挙動を示していた。接合部にせん断ひび割れが発生した $R=5.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 以降では、接合部の変形割合が約 20~30%程度となり、接合部の変形割合の増加が確認された。その後、ヒンジロケーション断面の梁主筋の引張降伏が確認された $R=10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 以降は、接合部の変形割合が低下し、梁曲げ変形割合の増加が顕著となった。

図－7 のト形架構解析モデルより、梁主筋が SD490 の場合は $R=5.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 以前の変形角においては実験値を過小評価する傾向が確認されたが、各部材の変形成分の推移が概ね評価できており、ヒンジロケーション断面において曲げ降伏が確認された変形角以降の接合部変形の減少も評価できていることを確認した。

5. まとめ

本研究では、塑性ヒンジ位置を柱面から離れたト形ヒンジロケーション接合部について、梁端部の曲げ余裕度および柱梁主筋種別を実験変数として実験を実施し、以下の知見が得られた。

- 1) 梁主筋のひずみ分布およびひび割れ幅の推移より、ヒンジロケーション断面での主筋ひずみや損傷が顕著なことから、ヒンジ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 $R=50 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 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) 梁端部の曲げ余裕度が小さい ($\beta_h=1.25$) 場合におい

てもヒンジロケーション断面において塑性ヒンジが形成されることを確認した。

- 3) 試験体の最大耐力は、ヒンジ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。
- 4) 試験体の挙動は、梁端部およびヒンジロケーション断面に弾塑性回転バネを設け、接合部の変形を考慮したト形架構解析モデルにより骨格曲線および各部材の変形成分を概ね精度良く評価できた。

参考文献

- 1) 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ロケーション接合部の耐震性能, 構造工学論文集, Vol.61B, 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, 2015
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010
- 4) 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
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, 2004
- 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