

論文 T形ヒンジリロケーション接合部の耐震性能

掛 悟史*1・小倉 史崇*2・中根 一臣*3・麻生 直木*4

要旨：本研究は梁端部に貫通孔を有する T 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、柱頭降伏型の T 形柱梁接合部試験体 1 体について、構造実験および非線形 3 次元 FEM 解析を実施した。その結果、柱部材を微突出させ柱主筋を梁上端筋直上まで定着させた場合、柱頭部において塑性ヒンジを形成し、層間変形角 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ まで安定した紡錘形の復元力特性を示した。また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、柱主筋降伏後に耐力上昇が生じて、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を確認し、梁端部に設置した梁貫通孔の損傷が軽微であることを確認した。

キーワード：T 形接合部, 定着長さ, ヒンジリロケーション, FEM 解析

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意図的に柱面から離れた位置に移動させた接合部のことである。筆者らはこれまでに RC 造建物の十字形柱梁接合部および T 形柱梁接合部を対象として、梁端部において、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、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、さらに梁端部に開口補強筋を設置することにより、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^{1), 2)}。

本研究では、建物最上階の T 形柱梁接合部を対象として、梁端部に貫通孔を有する T 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、構造実験および非線形 3 次元 FEM 解析により検討を行った。

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

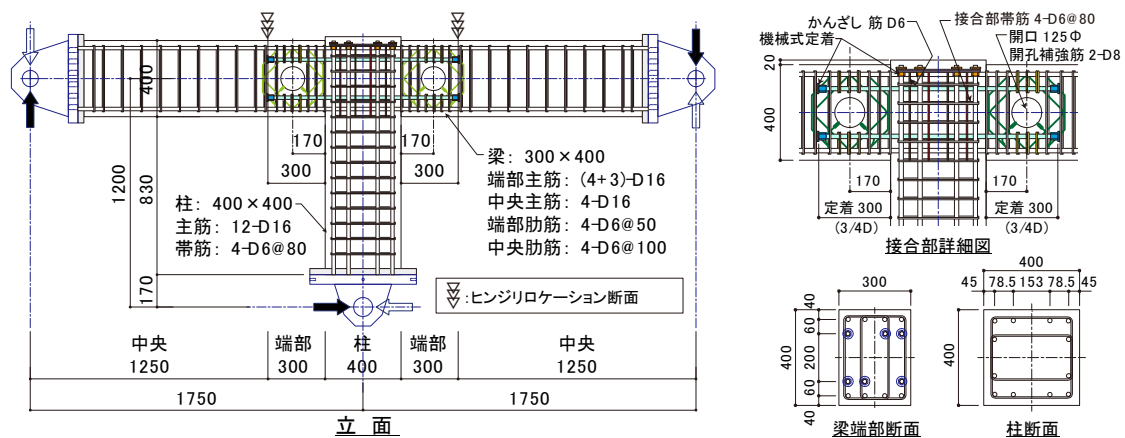


図-1 試験体形状および配筋詳細

試験体諸元を示す。試験体は実大の約 1/2 スケールの T 形接合部の TJI10 試験体 1 体である。想定破壊モードは柱頭部での曲げ降伏破壊とした。柱部材は梁上端から 20mm 微突出しており、柱主筋は機械式定着具を用いて、梁上端筋直上まで定着している。試験体のヒンジリロケーション位置は柱面から $3/4D_b$ (D_b : 梁せい) 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、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 (D8) を配筋した。

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。コンクリートは実験時の目標圧縮強度を 30N/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。梁あばら筋については高強度鉄筋 SD785 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。荷重は試験体左右の水平ジャッキにより柱にせん断力を作用させた。また左右の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

*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	課長		修士 (工学)	
*3 (株) 竹中工務店	東京本店	設計部	副部長		修士 (工学)	
*4 (株) 竹中工務店	東京本店	設計部	部長			

表－1 試験体諸元

試験体名		TJ110
柱部材	B _c ×D _c [mm]	400×400
	柱主筋	12-D16 (SD390) ,ρ _g =1.49%
	帯筋	4-D6@80 (SD295A) ,ρ _w =0.40%
接合部	B _c ×D _j [mm]	400×400
	接合部補強筋	4-D6@80 (SD295A) ρ _w =0.32%
梁部材	B _b ×D _b [mm]	300×400
	梁端部主筋	4+3-D16 (SD390) ,ρ _l =1.39%
	あばら筋 (A) 断面	4-D6@50 (SD785) ρ _w =0.84%
	あばら筋 (B) 断面	4-D6@100 (SD785) ρ _w =0.41%
	貫通孔	125φ NS125φ (2-D8)
構造的な性能	接合部せん断余裕度 ^{※1}	1.34
	梁端部曲げ余裕度β _h ^{※2}	1.28
	柱梁曲げ耐力比 ^{※3}	1.53

※文献3)~5)に従って構造的な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(φ=0.85,計算値)

※2 ヒンジロケーション断面の曲げ終局強度(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。(文献2)参照)

※3 柱の曲げ終局強度時における節点モーメントに対する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比。

変位が0となるように鉛直ジャッキを制御した。

加力は変位漸増荷重とし、層間変形角で R=±1.0, ±2.0, ±3.3, ±5.0, (±2.0), ±7.5, ±10, (±5.0), ±15, ±20, ±30 および+40×10⁻³rad を加力した。±2.0, ±5.0×10⁻³rad 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に各変形後の小サイクルを想定した。

また計測方法については、試験体裏面において写真-1に示す画像相関法による光学式全視野3次元変位・ひずみ計測システムを使用して、接合部および柱・梁端部の変形を測定した。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

写真-2に TJ110 試験体の R=20×10⁻³rad 荷重ピーク時の破壊状況を示し、図-3に試験体裏面における画像相関法より算出した試験体の最大主ひずみ分布図を示す。

TJ110 試験体では、R=1.0×10⁻³rad の荷重サイクルにおいて、柱頭部、梁端部、貫通孔周辺およびヒンジ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せん断ひび割れが発生した。その後、R=10×10⁻³rad の荷重サイクルにおいて、柱部材の危険断面の曲げひび割れが伸展した。その後、R=-30

表－2 コンクリートの材料特性

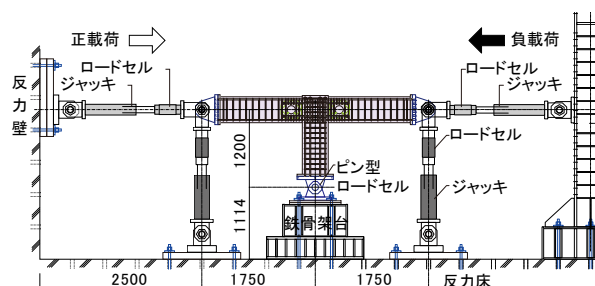
試験体名	f' _c [N/mm ²]	ε _B [×10 ⁻⁶]	E _c [N/mm ²]	σ _{sp} [N/mm ²]
TJ110	30.5	1977	2.67×10 ⁴	2.77

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

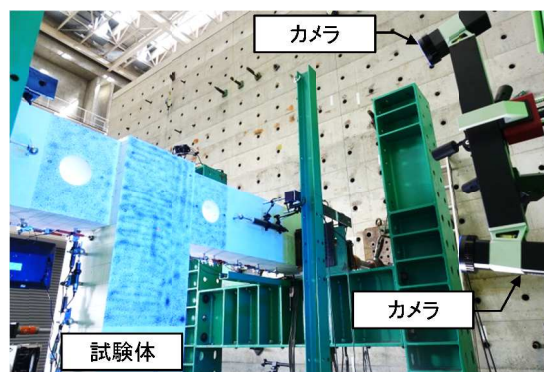
表－3 鉄筋の材料特性

種別	σ _y [N/mm ²]	E _s [N/mm ²]	σ _u [N/mm ²]	使用箇所
D16 (SD390)	451	1.93×10 ⁵	628	柱主筋 梁主筋
D6 (SD295A)	439	1.93×10 ⁵	544	柱帯筋 かんざし筋
D6 (SD785)	898*	1.79×10 ⁵	1022	梁あばら筋
D8 (SD785)	1018*	2.02×10 ⁵	1179	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



図－2 荷重装置



写真－1 画像相関法による計測状況(試験体裏面)

×10⁻³rad の荷重サイクルにおいて、接合部のせん断ひび割れが進展し、緩やかに耐力低下を生じたため、荷重を終了した。なお、実験終了時まで貫通孔周辺に発生したひび割れの残留時の最大幅は0.04mm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-4に TJ110 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-4には ACI ストレスブロック法⁵⁾により算出した柱頭部曲げ終局強度計算値を併せて示す。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。

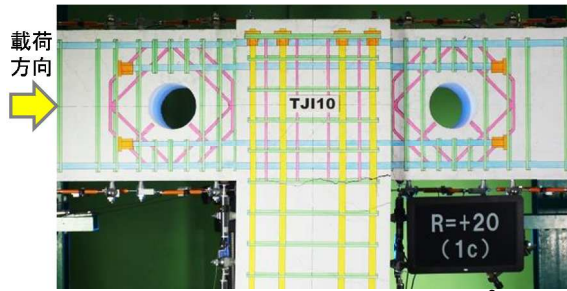
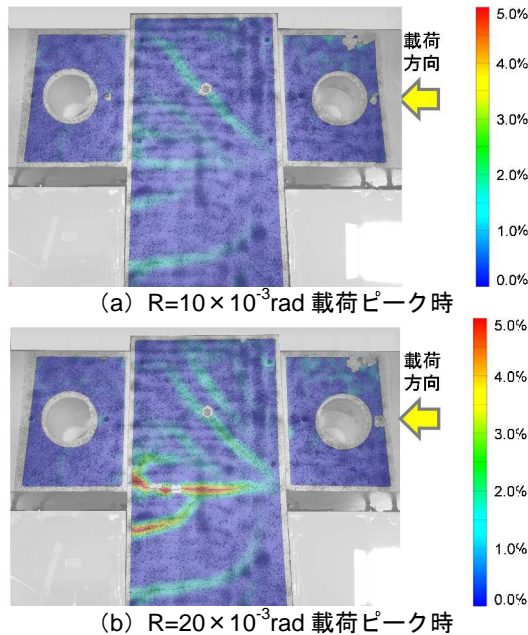


写真-2 破壊状況（試験体表面， $R=20 \times 10^{-3}$ rad時）



(a) $R=10 \times 10^{-3}$ rad 荷重ピーク時

(b) $R=20 \times 10^{-3}$ rad 荷重ピーク時

図-3 最大主ひずみ分布図（試験体裏面より計測）

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

ここで、 h_{eq} ：等価粘性減衰定数、 μ ：塑性率（柱主筋1段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 $\mu=1.0$ とした）である。図-4より、 $R=10 \times 10^{-3}$ radの荷重サイクルにおいて柱頭部の柱主筋の引張降伏が確認され、同時に柱頭部曲げひび割れの伸張が顕著となった。その後、耐力を保持したまま変形が進み、正側荷重では $R=30 \times 10^{-3}$ rad、負側荷重では -20×10^{-3} radにおいて最大耐力を記録した。その後、 $R=30 \times 10^{-3}$ radの荷重サイクルにおいて、ヒンジロケーション断面において梁1段筋の引張降伏が確認され、その後、接合部のせん断ひび割れが進展し耐力低下を生じた。柱主筋を梁上端筋直上まで定着したTJI10試験体では、 $R=20 \times 10^{-3}$ radまで耐力低下は確認されず、接合部の損傷は軽微であり、安定した紡錘形の履歴特性を示した。

3.3 変形成分

図-5にTJI10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。柱および梁部材の曲げ変形は各部材の長さ方向に分割して計測した軸方向変位量から算出した。また全体の変形から柱・梁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柱およ

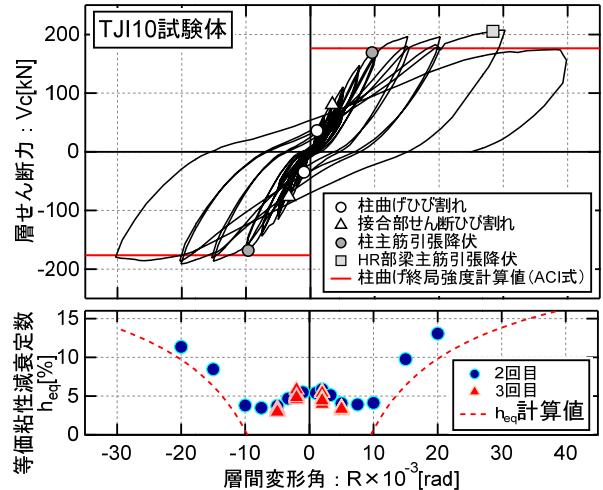
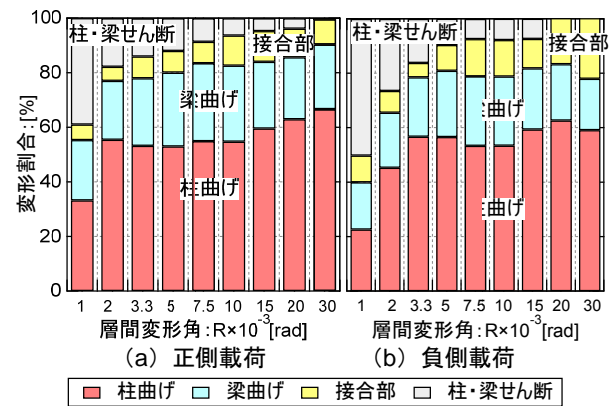


図-4 層せん断力および h_{eq} -層間変形角関係



(a) 正側荷重 (b) 負側荷重

図-5 変形割合

び梁部材のせん断変形を累加したものとした。

図-5より、TJI10試験体では正負荷重共に柱および梁部材の曲げ変形が全体の約80%と支配的であることが確認され、柱主筋の引張降伏が確認された $R=10 \times 10^{-3}$ rad以降については、柱部材の曲げ変形の割合が緩やかに増加する傾向を示した。なお、 $R=-30 \times 10^{-3}$ rad以降については、耐力低下に伴い伸展した接合部のせん断ひび割れにより、接合部のせん断変形が20%程度まで増加した。

3.4 梁主筋応力分布

図-6にTJI10試験体の梁上端1段筋の応力分布を示す。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-6参照）から得られた計測値を用いて計算した。図-6より、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、ヒンジロケーション断面の梁1段筋の応力が他の断面と比較して増加していることが確認でき、層間変形角 $R=30 \times 10^{-3}$ radにおいては、ヒンジロケーション断面において梁主筋の引張降伏が確認された。

3.5 実験結果の検討

表-4に実験結果の一覧を示す。表中には柱曲げひび割れ強度、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。柱曲げひび割れでは

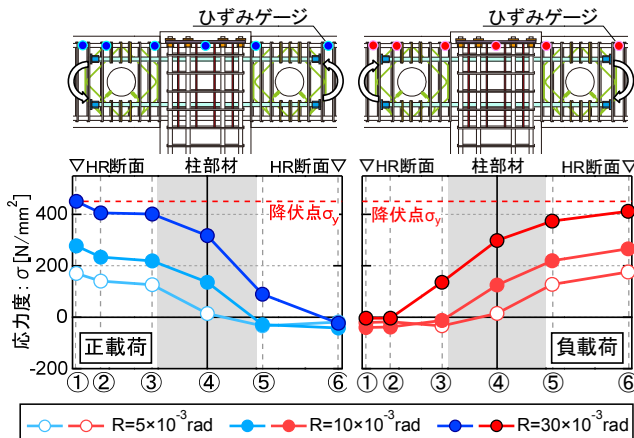


図-6 梁主筋（上端1段筋）応力分布

計算値に対する実験値の比率は0.93~0.97となり、接合部せん断ひび割れでは1.03~1.10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、ACI ストレスブロック法⁵⁾により算定した曲げ終局強度計算値と比較して、その比率は1.08~1.17と安全側かつ精度良く評価できることを確認した。

4. 非線形3次元FEM解析による検討

4.1 解析モデル

図-7に試験体の要素分割図を示す。要素は柱および梁部材は主筋・せん断補強筋の配置位置に対応するように分割し、接合部は機械式定着具の配置位置も考慮し分割を行った。加力は左右梁端部をピン支持とし、柱端部に実験と同様の層間変形角となるよう強制変位を与えた。本研究での解析には野口らのコンクリート構成則⁷⁾を組み込んだ自社開発の3次元非線形RC解析プログラムを用いた。

(1) コンクリートモデル

コンクリートは8節点アイソパラメトリック立体要素でモデル化した。応力-ひずみ関係については、圧縮側上昇域はSaenz式⁸⁾、圧縮軟化域は直線とし、コアコンクリートとカバーコンクリートを異なる材料構成則により定義した。コアコンクリートのせん断補強筋による拘束効果については、修正Kent&Parkモデル⁹⁾により定め、カバーコンクリートでは拘束効果を考慮せず、一軸圧縮強度まで到達すると仮定した。また引張側については、ひび割れ発生点までは線形で、ひび割れ後のテンションステイフニング特性は出雲らのモデル¹⁰⁾を適用し、係数cはc=1.00とした。ひび割れ後のせん断伝達モデルにはAl-Mahaidiモデル¹¹⁾を適用した。コンクリートの諸値については、材料試験結果を用いたが、引張強度についてはRC規準に準じて下式より算定した。

$$\sigma_{cr} = 0.56\sqrt{\sigma_B}$$

ここで、 σ_{cr} ：コンクリート引張強度、 σ_B ：コンクリート

表-4 各種耐力の実験値と計算値の比較

载荷方向		正側	負側
柱曲げ ひび割れ	計算値 $cal V_{cc}$	37.1	
	実験値 $exp V_{cc}$	36.0	-34.6
	$exp V_{cc}/cal V_{cc}$	0.97	0.93
接合部せん断 ひび割れ	計算値 $cal V_{jc}$	78.6	
	実験値 $exp V_{jc}$	80.7	-86.1
	$exp V_{jc}/cal V_{jc}$	1.03	1.10
最大耐力	計算値 $cal V_{mu}$	176.5	
	実験値 $exp V_{mu}$	207.2	-191.0
	$exp V_{mu}/cal V_{mu}$	1.17	1.08

(補足) 単位：[kN]

$cal V_{cc}$ ：RC規準式³⁾柱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）

$cal V_{jc}$ ：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

$cal V_{mu}$ ：柱頭部において曲げ降伏が発生した時の層せん断力計算値（ACIストレスブロック法⁵⁾）

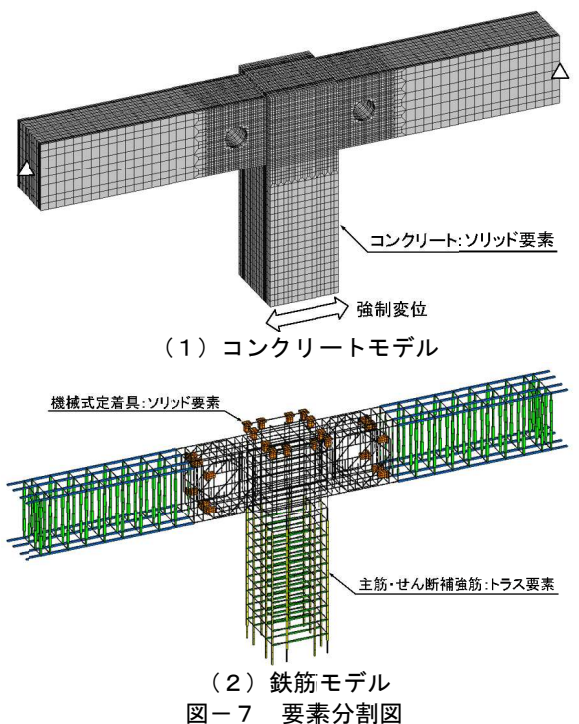


図-7 要素分割図

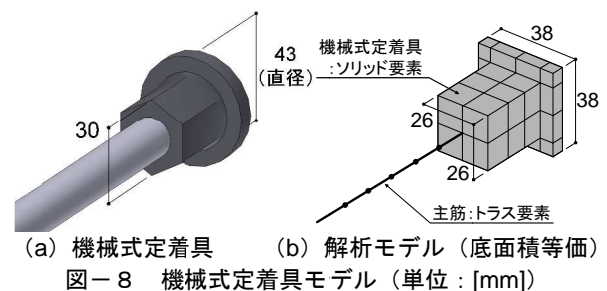


図-8 機械式定着具モデル（単位：[mm]）

圧縮強度である。

(2) 鉄筋および機械式定着具モデル

柱・梁主筋およびせん断補強筋はトラス要素でモデル化した。鉄筋の応力-ひずみ関係はバイリニアモデルとし、履歴特性は修正Menegotto-Pintoモデル¹²⁾とし、材料定数は材料試験結果を用いた。鉄筋とコンクリート間での付着すべりについては、本論では完全付着とした。

機械式定着具は8節点アイソパラメトリック立体要素でモデル化し、ヤング係数 $2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ とした完全弾性体としてモデル化を行った。機械式定着具の支圧面および小口面寸法については、図-8に示すように実験で使用した機械式定着具と同様の断面積となるように要素寸法を決定した。なお、機械式定着具底面についてはコンクリート要素の節点間に接合要素を挿入し、両者が密着する方向には応力を伝達し、離間する方向には応力を伝達しないように接合要素の特性を定義した。なお、鉄筋をトラス要素としているため、機械式定着具からのモーメントは鉄筋には伝達しないものとした。

4.2 解析結果

(1) 復元力特性

図-9にTJI10試験体の実験および解析における層せん断力-層間変形角関係を示す。TJI10試験体において、柱主筋の引張降伏が確認された $R=10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 以前の変形角については、層せん断力を過大評価する傾向を示したが、それ以降の変形角 ($R=30 \times 10^{-3} \text{ rad}$ まで) については、各変形角について実験値を $\pm 5.0\%$ 以内の高い精度で再現できている。なお、本解析では $R=-30 \times 10^{-3} \text{ rad}$ での接合部せん断ひび割れの伸展自体を再現できていないため、耐力低下は再現できていない。しかしながら、本解析モデルを用いることにより、各载荷サイクルピーク時耐力である包絡線関係を概ね精度良く再現できることを確認した。

(2) 柱主筋およびせん断補強筋の応力状態

図-10に実験および解析における引張側柱主筋の応力度-層間変形角関係および接合部せん断補強筋の応力度-層間変形角関係を示す。柱主筋およびせん断補強筋の応力は、鉄筋の履歴特性をバイニリアと仮定し、ひずみゲージ(図-10参照)から得られた測定値を用いて計算した。なお、柱主筋については危険断面位置、接合部中央および機械式定着具近傍のひずみについて計測し、せん断補強筋については接合部中央部のひずみについて計測した。

図-10より、柱主筋では危険断面位置において引張降伏以前で、解析結果が実験値を若干過大に評価する傾向を示し、引張降伏時の変形角も過大に評価する傾向を示した。また機械式定着具近傍の応力についても解析結果が実験値を過大評価する傾向を示したが、本解析において概ね柱主筋の応力の推移を模擬できている。せん断補強筋についても、柱主筋の引張降伏が確認された変形角以降で実験値を若干過大に評価する傾向を示したが、柱主筋同様、応力の推移を模擬できている。

(3) 接合部最小主ひずみ分布

図-11に $R=20 \times 10^{-3} \text{ rad}$ ピーク時の実験および解析における最小主ひずみ分布を示す。実験結果は画像相関

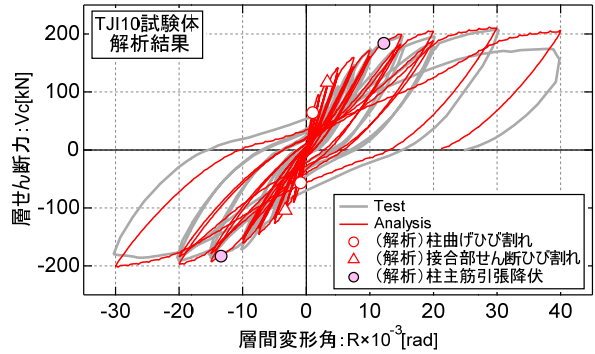


図-9 解析における層せん断力-層間変形角関係

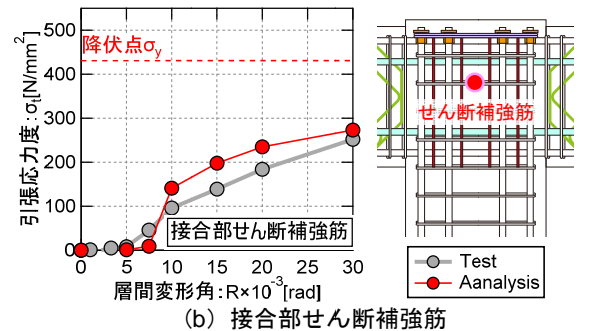
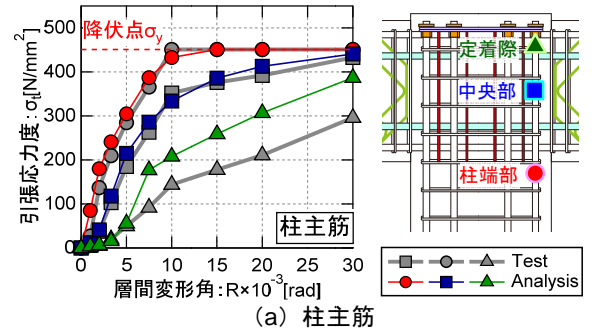


図-10 解析における応力度-層間変形角関係

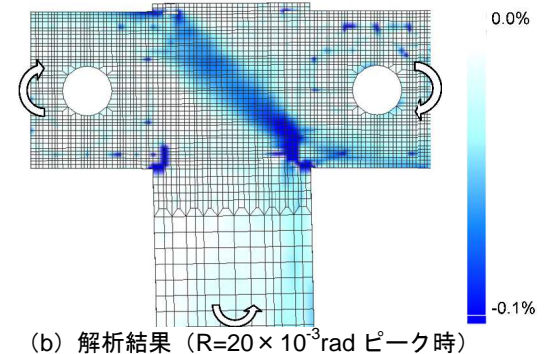
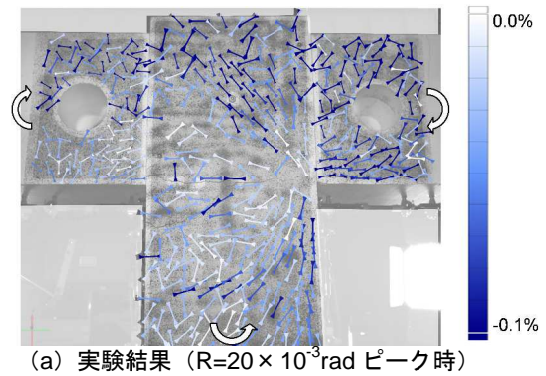


図-11 実験および解析における最小主ひずみ分布図

法に基づき算出した最小主ひずみ方向およびひずみ度を示す。実験結果では、接合部の最小主ひずみ分布は引張側柱主筋に取りつけた機械式定着具と柱頭部圧縮縁を結ぶ線上に主ひずみが分布していることが確認された。また解析結果についても、実験同様、引張側主筋に取りつけた機械式定着具と柱頭部圧縮縁を結ぶ線上に主ひずみが分布していることが確認された。

以上の解析結果から、本解析モデルにおいて TJI10 試験体の挙動を概ね模擬できたと判断し、本解析モデルを用いて検討を進める。

4.3 主筋鋼材種による影響

本節では、前節で検討を行った解析モデルを使用して、TJI10 試験体の柱・梁主筋の鋼材種を SD390 から SD490 に変更した場合の挙動の検討を行うため、柱・梁主筋の降伏点を文献 13) を参考にして SD490 の平均値である $\sigma_y=539\text{N/mm}^2$ (1.10×490) に設定し解析を実施した。

図-12に主筋を SD490 とした解析モデル TJI10-A の層せん断力-層間変形角関係を示す。図-12より、 $R=15 \sim 20 \times 10^3 \text{rad}$ において、柱頭部の柱主筋の引張降伏が確認され、TJI10 試験体同様、 $R=30 \times 10^3 \text{rad}$ 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。また最大耐力については ACI ストレスブロック法⁵⁾により算出した曲げ終局強度計算値を上回ることを確認した。

以上の結果から、柱・梁主筋を SD490 と高強度化した場合でも曲げ終局強度計算値を上回り、紡錘形の安定した復元力特性を発揮することを確認した。

5. まとめ

本論では、柱主筋を梁上端筋直上まで定着した T 形ヒンジロケーション接合部について、柱頭降伏型試験体 1 体の構造実験および非線形 FEM 解析を実施し、以下の知見を得た。

- 1) 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、柱頭部危険断面において塑性ヒンジが形成され、層間変形角 $R=20 \times 10^3 \text{rad}$ 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) 試験体の最大耐力は、柱頭部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かつ精度良く評価できることを確認した。
- 3) 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、柱主筋降伏後の耐力上昇が発生した際でも、ヒンジロケーション断面において梁主筋が降伏し、 $R=40 \times 10^3 \text{rad}$ まで梁貫通孔の損傷は軽微であった。
- 4) 非線形 3 次元 FEM 解析により、TJI10 試験体の柱・梁主筋を SD490 に高強度化した場合でも、柱頭部にお

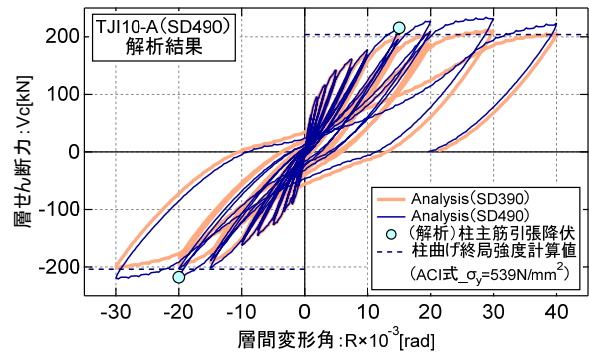


図-12 解析における層せん断力-層間変形角関係 (解析モデル TJI10-A : 柱・梁主筋 SD490)

いて柱主筋が引張降伏し、安定した紡錘形の復元力特性を示すことを確認した。

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, pp.59-69, 2015.4
- 2) 掛悟史, 石川裕次, 中根一臣, 麻生直木 : ト形ヒンジロケーション接合部の耐震性能, コンクリート工学会年次論文集, Vol.38, No.2, pp.295-300, 2016
- 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) American Concrete Institute : Building Code and Commentary, ACI318 M-02, 2002
- 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
- 7) Noguchi, H. et al. : TTC Hsu Symposium, ACI, SP-265, pp.223-244, 2009
- 8) Saenz, L.P. : J.Am.Concr.Inst., Vol.61, pp.1229-1235, 1964
- 9) Kent, D.C. and Park R. : J.Struct.Div., ASCE, ST7, pp.1969-1990, 1971
- 10) 出雲淳一他 : 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学, Vol.25, No.9, pp.107-120, 1987.9
- 11) Al-Mahaidi, R.S.H. : Nonlinear Finite Element analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report79-1, Dep. of Structural Engineering, Cornell Univ., 1979.1
- 12) Ciampi, V. et al. : Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No.UCB/EERC-82/23, Univ. of California, Berkeley, 1982.11
- 13) 日本建築学会 : 建築物の限界状態設計指針, 2002