

論文 CFT 柱と RC 柱の切替え部に関する実験的研究

田邊 裕介*1・石川 裕次*1・山下 真吾*2・小澤 宣行*2

要旨: CFT 柱から RC 柱へ構造種を切替えることを目的に, CFT 内部に定着された RC 柱主筋の定着性能に着目し検討を行った。CFT 柱から RC 柱への切替え部を模擬した主筋の定着実験, 柱実験, 接合部実験を実施し, コンクリートの圧縮強度が約 90N/mm²の時, RC 柱の主筋定着長を 25d_b (d_b:主筋径)とれば, RC 柱の引張側鉄筋や, 引張軸力時において主筋の抜け出し等が発生しないことが分かった。定着が十分なされている CFT 柱と RC 柱の切替え部の性能については, 既往の評価式等を用いて, 評価できることが分かった。

キーワード: RC 柱, CFT 柱, 定着長さ, 接合部

1. はじめに

近年, 都市部の再開発等において基壇となる低層部には店舗などを想定し, 比較的大きなスパンの大空間とし, 高層部は主に居住空間を想定しスパンを相対的に小さくした建物計画が実施されている。このような建物を設計する場合に, 荷重やスパンを考慮し, 基壇部の大空間を CFT 造および鉄骨造とし, 高層部分を RC 造として, 建物の構造種を切替えることにより, 経済性を含め, 合理的な設計が可能となる。著者らはこれまで, 柱の切替え部における, RC 柱の主筋を CFT 柱内部に定着するディテールに着目し, 鉄骨接合部のダイアフラム形式, 定着端の種類および定着長を実験変数とした実験を実施してきた¹⁾。本稿では, 特に CFT 接合部内に定着された RC 柱主筋の定着性能を中心に検討した結果を示す。

2. 実験概要

2.1 試験体計画

提案する CFT 柱と RC 柱の切替え部の詳細を図-1 に示す。CFT 内部に RC 柱主筋が機械式定着もしくは直線定着を介して定着されている。CFT 柱内部には, コンクリート自体の抜け出しを防止するために, 定着用のリブプレートを取り付けた。また CFT 柱の接合部は, 外ダイアフラムの場合と内ダイアフラムの場合を想定し, 鉄筋の定着を外ダイア形式の場合は機械式定着, 内ダイア形式の場合は直線定着とした。内ダイアフラムには, 鉄筋貫通用の孔を設けた。外ダイア形式の場合, 内ダイア形式のように頂部にコンクリートの抜け出しを抑えるプレートがないため, 抜け出し防止筋を井桁に配筋した。

2.2 実験および試験体一覧

実験は, 柱主筋の定着強度を把握する定着実験, CFT 柱と RC 柱の切替え部を模擬した柱実験, 架構全体に着目した接合部実験の 3 種類の実験を実施した。表-1 に

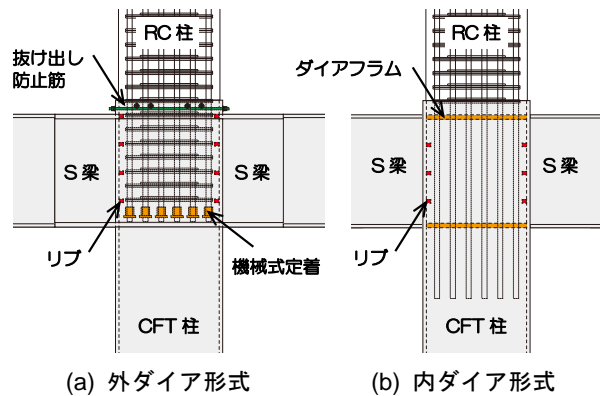


図-1 CFT 柱と RC 柱の切替え部

表-1 試験体一覧

試験体名	実験方法	接合部	定着端	定着長
T-E-25	定着実験	外ダイア	機械式	25d _b
T-E-16				16d _b
T-I-40		内ダイア	直線	40d _b
T-I-25				25d _b
C-E-25	柱実験	外ダイア	機械式	25d _b
C-I-25		内ダイア	直線	25d _b
J-E-25	接合部実験	外ダイア	機械式	25d _b

表-2 コンクリートの材料試験結果

試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度ひずみ (μ)	ヤング係数 (N/mm ²)
Fc80	91.4	3046	40860

試験体一覧を示す。柱主筋の定着は, 定着端を機械式もしくは直線として, 定着長は, 40d_bから 16d_bまで変動させた (d_b:柱主筋径)。使用材料は, コンクリートは Fc80 とし, 鋼材は CFT 柱には HBL385, 鉄骨梁には SN490, RC 柱の主筋には SD490, 帯筋には SD785 を使用した。表-2, 表-3 に使用した材料の試験結果を示す。試験体の縮尺は約 1/3 スケールとした。

*1 竹中工務店 技術研究所 構造部 (正会員)

*2 竹中工務店 東京本店 設計部

3. 定着実験

3.1 実験計画

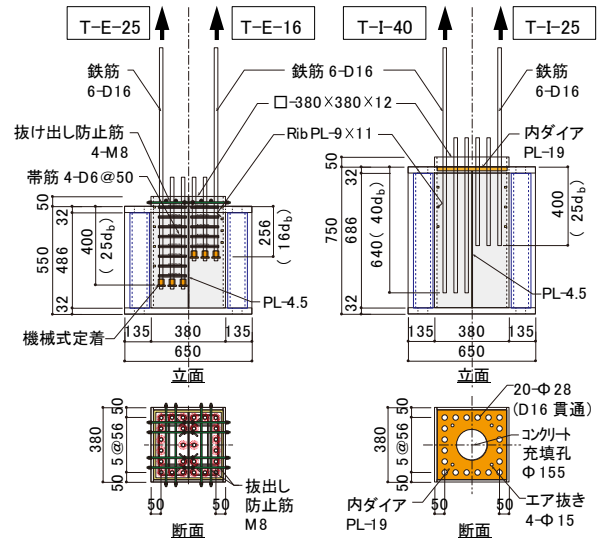
図-2 に試験体図を示す。実験変数は、ダイアフラム形式と定着長とした。試験体は、外ダイア形式とし定着長を $25d_b$, $16d_b$ の機械式定着とした T-E-25, T-E-16, ダイアフラムを内ダイア形式とし定着長を $40d_b$, $25d_b$ の直線定着とした T-I-40, T-I-25 の計 4 体とした。試験体は中央部を仕切り板で区切り、左右で違う試験体とした。抜け出し防止筋は、全ネジボルト(M8, SS400)を用いて CFT 柱を貫通させ、端部はナットを手締め程度で固定し、ダブルナットを施し緩み止めをした。定着実験においては、主筋に高強度鉄筋である SD980 を使用し、定着耐力を確認できるようにした。加力方式は、引張鉄筋側の一行を同時に引抜いた。加力サイクルは、鉄筋の規格強度 ($215\text{N/mm}^2 \sim 980\text{N/mm}^2$ 相当) を参考に鉄筋の応力度で制御し、目標鉄筋応力度まで载荷と除荷を繰り返した。

3.2 実験結果

表-4 に実験結果一覧、図-3 に代表して各ダイアフラム形式で定着長を $25d_b$ とした T-E-25 および T-I-25 の鉄筋応力度-鉄筋のずれ関係を示す。鉄筋のずれは、鉄筋端部に取り付けた変位計から計測した。T-E-25 の破壊経過は、鉄筋の応力度 215N/mm^2 まででは変化がなかった。応力度 325N/mm^2 の時、主筋間に 0.04mm 程度のひび割れが表層に発生した。応力度 590N/mm^2 の時、横一直線にひび割れが繋がった。最終的には鉄筋が降伏し、破断した。この時、鉄筋の周囲に 0.50mm 程度盛り上がっている箇所があったが、鉄筋のずれが急激にすすむことはなかった。その他の試験体も、最終的に鉄筋が降伏、破断した。今回の実験範囲内においては、鉄筋の応力度 980N/mm^2 程度まで定着が可能であった。図-4 に CFT 内部に定着した鉄筋のひずみ分布を示す。鉄筋の応力度は、それぞれ $295, 490, 980\text{N/mm}^2$ 相当の時とする。両試験体とも 980N/mm^2 相当まで鉄筋の先端部と中央部のひ

表-3 鋼材の材料試験結果

試験片	使用部位	降伏強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	引張強度 (N/mm ²)
D16 (SD490)	主筋	546	2768	736
D16 (SD980)	主筋	1046	5270	1095
D6 (SD785)	帯筋	960	4943	1185
PL12 (HBL385)	CFT 柱	403	1952	566
PL9 (SN490)	ウェブ、リブ	386	1894	557
PL12 (SN490)	フランジ	369	1802	532
PL16 (SN490)	ダイアフラム	366	1788	520



(a) 外ダイア方式 (b) 内ダイア方式

図-2 定着試験体図

表-4 実験結果一覧

試験体名	最大引抜力 (kN)	最大鉄筋応力度 (N/mm ²)	最終破壊
T-E-25	1258	1053	鉄筋破断
T-E-16	1265	1059	鉄筋破断
T-I-40	1206	1010	鉄筋破断
T-I-25	1262	1057	鉄筋破断

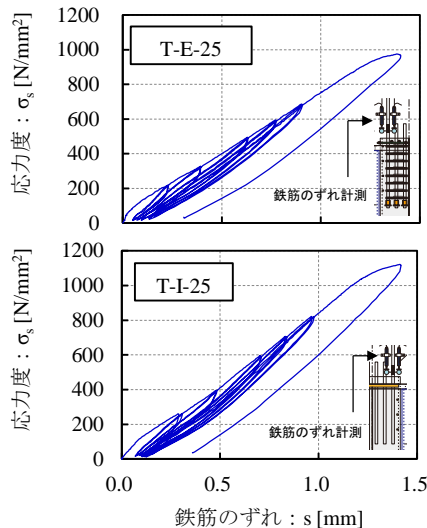


図-3 鉄筋の応力度-ずれ関係、試験体の最終破壊状況

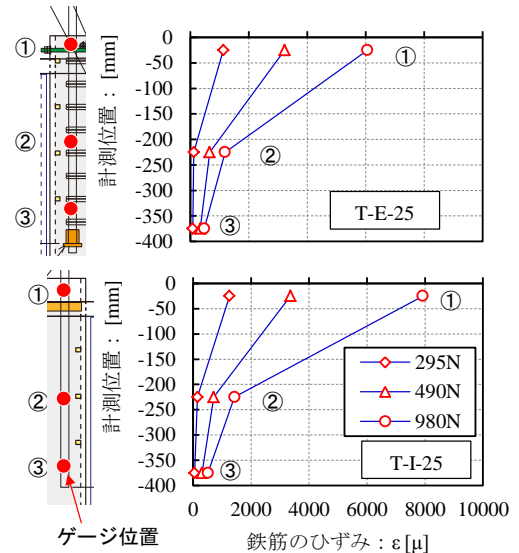


図-4 鉄筋のひずみ分布

ずみ差は小さな値となり、定着長 $25d_b$ の間で十分に定着がなされていたと考えられる。主筋の付着以外にも、柱補強筋、内ダイアフラムが、鉄筋の抜け出し抑止に寄与していることも考えられる。

4. 柱実験

4.1 試験体計画

試験体は、外ダイア形式を想定して柱主筋の定着長を $25d_b$ の機械式定着とした C-E-25、内ダイア形式を想定して定着長を $25d_b$ の直線定着とした C-I-25 の計 2 体とした。試験体図を図-5 に示す。試験体形状は CFT 柱部分に RC 柱を定着した部分を、高さ方向に対称に回転させ組み合わせた形とした。C-E-25 は、大きな引張軸力がかかる柱と想定し、同様に機械式定着とした軸筋を 6 本配筋し主筋量を増やしている。シアスパン比は、 $M/QD=1.81$ とした。

4.2 加力計画

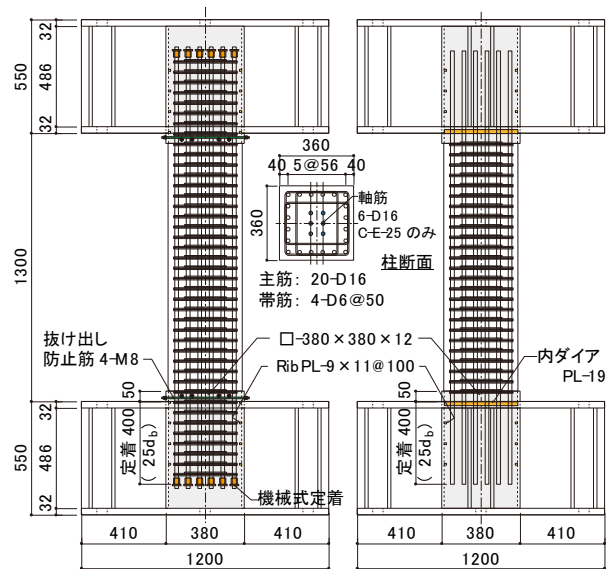
加力は建研式加力装置を用いた逆対称曲げせん断試験とした。試験体は、高層建物の柱を模擬しており、大きな変動軸力を受けると想定される。そこで C-E-25 および C-I-25 では、長期軸力 $0.20BD\sigma_B$ (σ_B : コンクリートの材料強度) からせん断力に比例させて軸力変動させた。軸力範囲は、圧縮側の最大を $0.50BD\sigma_B$ 、引張側の最大を $0.50a_g\sigma_y$ とした。C-E-25 は軸筋の分も勘案して引張軸力を設定した。加力サイクルは、部材角で制御し、部材角 $R=1.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ から漸増させた。

4.3 実験結果

(1) せん断力-部材角関係と破壊経過

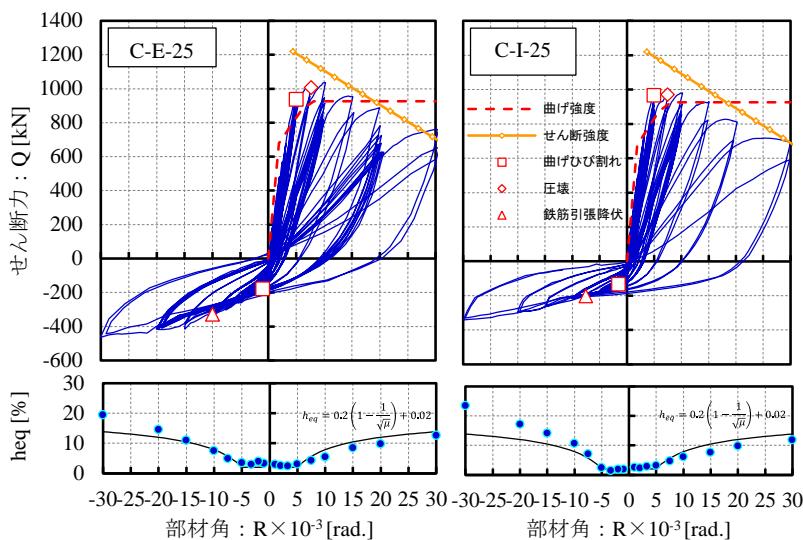
図-6 にせん断力-部材角関係および等価粘性減衰定数 (h_{eq}) の推移、図-7 に破壊経過を示す。図には、RC 柱の計算値として初期剛性、菅野式から算出した剛性低下率 α_y^2 、AIJ 略算式より算出した曲げ終局強度³⁾を用いた計算値、および靱性保証型耐震設計指針により求めたせん断強度⁴⁾を併せて示す。せん断強度は塑性回転角 R_p により部材角に応じて低減している。曲げ終局強度は変動軸力時の最大圧縮軸力として算出した。計算式には、材料試験から得られた値を用いた。C-E-25 の破壊経過は、引張軸力側では部材角 $R=1.0$ の時、曲げひび割れが発生し、以降、部材角が大きくなるに従いひび割れが伸展していった。圧縮軸力側では、 $R=2.0$ の時、表層部に小さな圧壊が発生し、 $R=10$ の時かぶり部分の圧壊による損傷が大きく伸展した。最終的にかぶりが大きく損傷し、主筋が座屈しせん断力が低下した。定着部に着目すると、引張鉄筋側や引張軸力時に、定着部が問題になるような

下率 α_y^2 、AIJ 略算式より算出した曲げ終局強度³⁾を用いた計算値、および靱性保証型耐震設計指針により求めたせん断強度⁴⁾を併せて示す。せん断強度は塑性回転角 R_p により部材角に応じて低減している。曲げ終局強度は変動軸力時の最大圧縮軸力として算出した。計算式には、材料試験から得られた値を用いた。C-E-25 の破壊経過は、引張軸力側では部材角 $R=1.0$ の時、曲げひび割れが発生し、以降、部材角が大きくなるに従いひび割れが伸展していった。圧縮軸力側では、 $R=2.0$ の時、表層部に小さな圧壊が発生し、 $R=10$ の時かぶり部分の圧壊による損傷が大きく伸展した。最終的にかぶりが大きく損傷し、主筋が座屈しせん断力が低下した。定着部に着目すると、引張鉄筋側や引張軸力時に、定着部が問題になるような



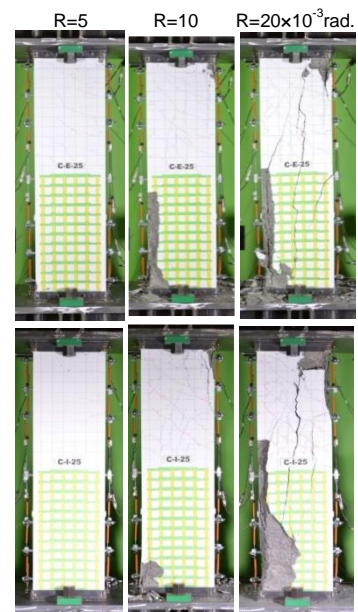
(a) C-E-25 (b) C-I-25

図-5 柱試験体図



(a) C-E-25 (b) C-I-25

図-6 せん断力-部材角関係および h_{eq} の推移



(上 C-E-25, 下 C-I-25)

図-7 破壊経過

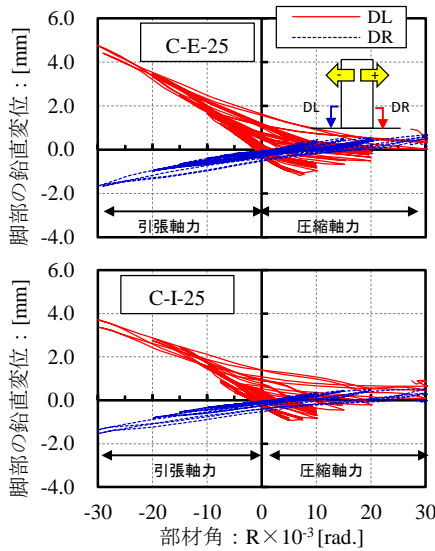


図-8 脚部の鉛直変位

挙動はなかった。C-I-25 も同様の破壊経過を示したが、C-E-25 よりかぶりコンクリートの損傷が小さかった。これは、CFT 内部の最上部が C-E-25 では鋭角なリブおよび抜け出し防止筋であったのに対し、C-I-25 では平板である内ダイアのプレートであったことに起因すると考えられる。評価式との比較を行うと、両試験体とも、実験値は計算値を超えていた。鉄筋の定着が十分である場合、既往の RC 柱の評価式を用いて CFT 柱に接合する RC 柱も評価できることが分かった。実験から求めた h_{eq} は、柴田⁵⁾の部材塑性率から求める等価減衰 ($R=1/200rad.$ を塑性率 $\mu=1$ と仮定) とおよそ一致した。

(2) 鉄筋の抜け出し挙動

図-8に柱脚部の鉛直方向の変位の推移、図-9にCFT柱に定着させた $R=5, 10, 20 \times 10^{-3}rad.$ の時の、鉄筋のひずみ分布を示す。脚部の鉛直変位 (+伸び, -縮み)を見ると、両試験体とも圧縮軸力時においては、軸力の影響から $R=10$ まで引張となる側でも鉛直変位は縮んだ状態を推移し、大変形時においても $0.0mm$ 付近であった。抜け出し挙動として、最も厳しくなる引張軸力時の引張側鉄筋では、常時伸びた状態を推移したが、これは通常の主筋がしっかりと定着された RC 柱の変動軸力の実験⁶⁾での値と、ほぼ同値であった。CFT 内部に定着させた柱主筋のひずみ推移を見ると、圧縮軸力時、引張軸力時ともに、CFT 内部の鉄筋のひずみは相対的に小さな値となっており、鉄筋の付着が劣化し抜け出すような挙動は発生しなかった。

5. 接合部実験

5.1 試験体計画

CFT 柱と RC 柱の切替え部を模擬した接合部試験体を J-E-25 とした。図-10 に試験体図を示す。J-E-25 は、CFT 柱に外ダイアフラム形式で鉄骨梁が接合しており、柱主

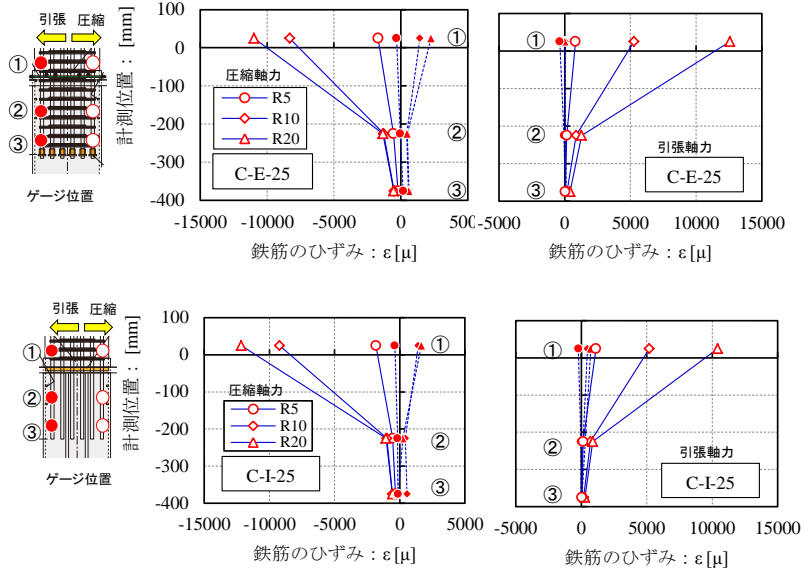


図-9 鉄筋のひずみ分布

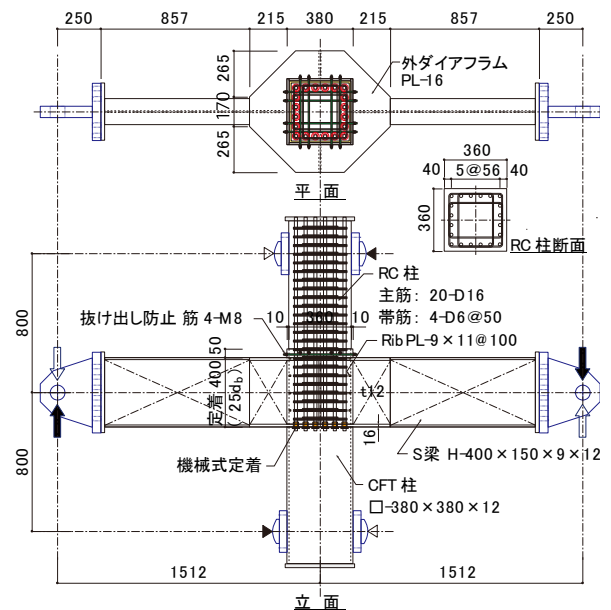


図-10 接合部試験体図

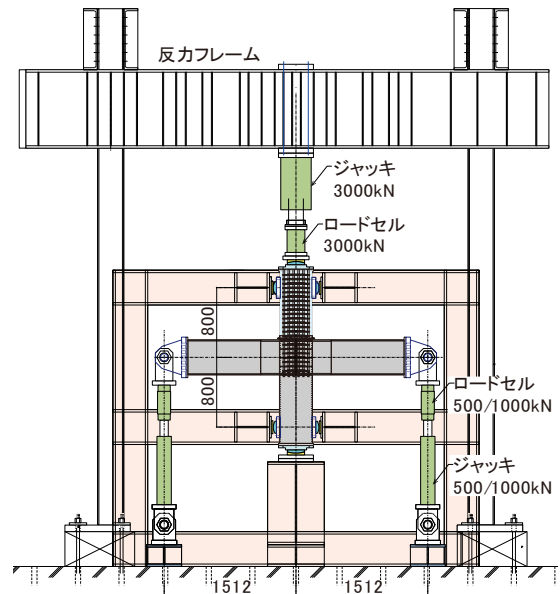


図-11 加力装置図

筋は定着長 $25d_b$ で CFT 柱内部に機械式定着されている。J-E-25 は、定着試験体 T-E-25、柱試験体 C-E-25 に対応する試験体である。鉄骨梁のフランジは PL12、外ダイアフラムは PL16 とした。試験体は、ダイアフラム端の鉄骨梁断面が RC 柱に先行して降伏する計画とした。表-5 に試験体の各部材の計算結果を示す。RC 柱の鉄骨梁に対する曲げ耐力比は 1.46 であった。

5.2 加力計画

図-11 に加力装置図を示す。試験体は、柱梁スパンの中央部で切り出し、それぞれの端部をピン支持とした。加力は、梁端加力を行い層間変形角で制御した。軸力は、RC 柱に対して軸力比 $0.20BD\sigma_B$ の一定軸力とした。

5.3 実験結果

(1) 破壊経過

図-12 に試験体の RC 柱部分のひび割れ状況、最終破壊状況を示す。試験体は、 $R=3.3 \times 10^{-3} \text{rad}$ に RC 柱に小さな圧縮ひび割れが発生し、 $R=7.5$ に鉄骨梁フランジが引張・圧縮降伏し、黒皮のはがれ等が確認された。 $R=10$ の時、RC 柱脚部に曲げひび割れが発生し、 $R=15$ に RC 柱の 1D (D : RC 柱せい) 区間に曲げせん断ひび割れが発生した。大変形である $R=30$ では RC 柱主筋が引張降伏し、 $R=30$ の時、鉄骨梁のフランジが局部座屈した。最終的に $R=40$ に局部座屈した鉄骨梁とダイアフラムとの溶接部が破断した。

(2) せん断力-変形角関係

図-13 にせん断力-変形角関係および h_{eq} の推移を示す。図には計算値として骨組み全体の初期剛性、鉄骨梁の全塑性モーメントから算出した梁曲げ終局強度、AIJ の略算式から算出した RC 柱の曲げ終局強度³⁾を併記した。RC 柱鉄骨梁曲げ耐力比を、鉄骨梁のひずみ硬化等による強度上昇分より大きくすることで、履歴曲線が鉄骨型の履歴を示し、最終破壊時まで安定した紡錘型を示したと考えられる。 h_{eq} は、鉄骨型の履歴であったので、RC 構造を想定した柴田⁵⁾の等価減衰より大きくなった。

(3) RC 柱および CFT 柱のひずみの推移

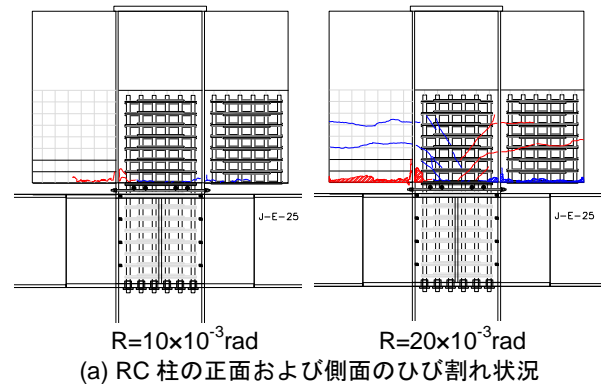
RC 柱および CFT 柱のひずみの推移を図-14 に示す。CFT 柱内部に定着した主筋のひずみの推移をみると RC 柱柱脚の鉄筋のひずみは、変形角とともにひずみが大きくなり、 $R=40 \times 10^{-3} \text{rad}$ の大変形時に降伏した。CFT 柱内部の鉄筋のひずみは、中央部付近で柱脚の 1/5 程度のひずみ、 $25d_b$ 定着させた先端では、ほぼ 0.0 のひずみであった。また CFT 柱の柱頭に貼付したひずみゲージの推移をみると、 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ の時に降伏したが、そのことが RC 柱部分へ影響を及ぼすことはなかった。

(4) 鉄骨梁のウェブの主ひずみ

図-15 に鉄骨梁端部の主ひずみを示す。今回の試験体は、鉄骨梁のダイアフラム端での降伏を想定しており、

表-5 計算結果

項目	単位	計算値
鉄骨梁の曲げ終局耐力	kN	652
CFT 柱の曲げ終局耐力	kN	1777
RC 柱の曲げ終局耐力	kN	956
RC 柱のせん断耐力	kN	1259
RC 柱のせん断余裕度	-	1.31
CFT 柱/RC 柱の曲げ耐力比	-	1.86
RC 柱/鉄骨梁曲げ耐力比	-	1.46
CFT 柱/鉄骨梁曲げ耐力比	-	2.72



(b) 最終破壊状況
図-12 破壊経過

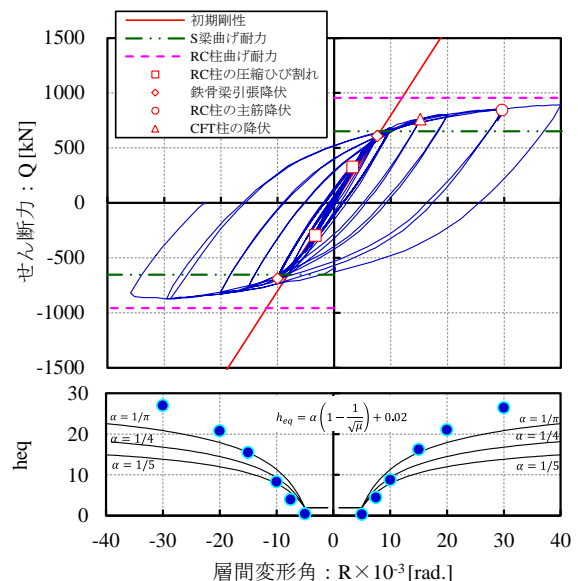
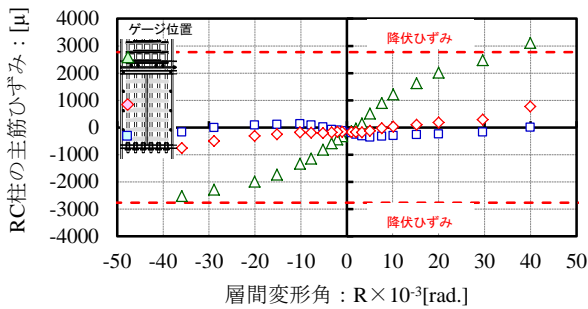
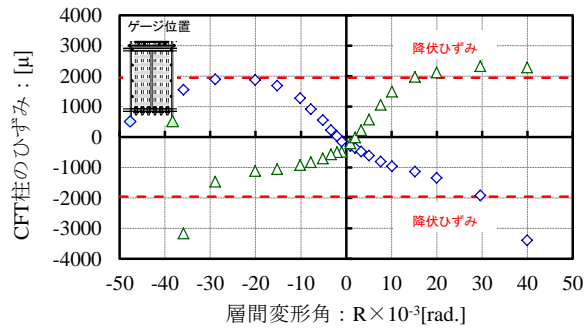


図-13 せん断力-変形角関係および h_{eq} の推移



(a) RC 柱の主筋ひずみ分布



(b) CFT 柱のひずみ分布
図-14 柱のひずみ推移

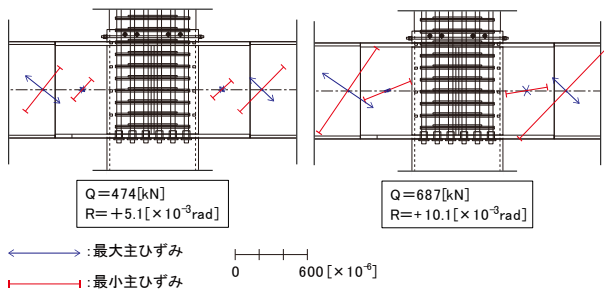


図-15 鉄骨梁端部の主ひずみ

実験においても最終的に想定位置での降伏、フランジ部の破断を確認した。鉄骨梁とダイアフラムの変形状態を確認するために、それぞれのウェブに添付した3軸ゲージから主ひずみを算出すると、 $R=5.0 \times 10^{-3}$ rad.まで鉄骨梁端、ダイアフラムとも 45° 方向が主ひずみとなった。 $R=10$ では、ダイアフラム部と比較し、鉄骨梁端部に変形が集中し、以降この傾向が顕著になった。

5.4 解析モデルとの比較

解析モデルとの比較を行う。解析モデルは、試験体の十字形を模擬し、各部材にせん断バネ、軸バネ、剛塑性回転バネによるモデル化を行った。剛域は梁端 $D/4$ (D : RC 柱せい) 部分とし、外ダイアフラム部は柱幅のハンチとしてモデル化した。各バネ定数は4.3章に示した値、および文献3)に従い設定した。図-16に実験と計算値の比較を示す。計算値は、初期剛性、RC柱のひび割れ点、2次勾配、降伏変形角とも実験値と良い一致を示した。計算値は実験を安全側に評価した。RC柱主筋がCFT柱に十分定着されていれば、解析モデルを用いてCFT柱とRC柱の切替え部の評価ができると考えられる。

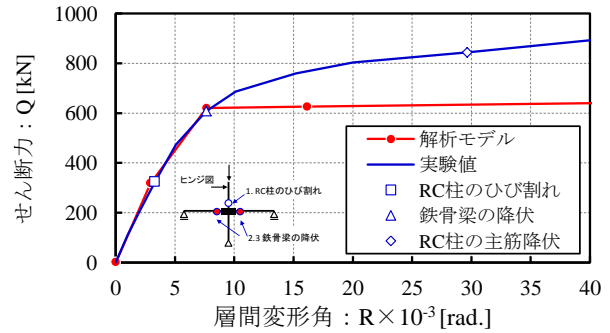


図-16 実験値と解析モデルの比較

6. まとめ

CFT柱とRC柱の切替え部に関する実験を実施し、以下のことが分かった。

- 1) 定着実験の結果、コンクリートの圧縮強度が約 90N/mm^2 の時、鉄筋の応力度で 980N/mm^2 まで、鉄筋の抜け出し等は発生しなかった。
- 2) 柱実験の結果、今回の仕様では、引張側鉄筋や引張軸力時において、鉄筋の抜け出し等は発生しなかった。CFT柱に定着したRC柱の評価法は、既往の評価式を用いて評価できることが分かった。
- 3) 接合部実験の結果、柱梁曲げ耐力比を確保することで、接合部の履歴曲線は安定したものとなった。CFT柱とRC柱の切替え部を骨組みモデルにより解析すると、剛性、2次勾配とも良い一致を示した。耐力は既往の評価式で、安全側に評価できることを示した。

参考文献

- 1) 田邊裕介, 石川裕次, 小澤宣行, 山下真吾, 川合拓: CFT柱とRC柱の切替え部に関する研究(その1~その3), 日本建築学会 学術講演梗概集 C-2, 構造 IV, pp.329-334, 2014
- 2) 菅野俊介: 鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究, コンクリートジャーナル 11(2), pp.1-9, 1973
- 3) 日本建築行政会議 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会: 2015年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2015
- 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(2001), 2001
- 5) 柴田明徳: 最新耐震構造解析第3版, 森北出版, 2014
- 6) 木村秀樹, 石川裕次, 田邊裕介, 宮内靖昌, 前田匡樹, 福山 洋, 壁谷澤寿一: 多数回繰返し外力を受ける鉄筋コンクリート造柱の耐震性能, 日本建築学会 学術講演梗概集 C-2, 構造 IV, pp.167-172, 2011