

コンクリートの自己収縮が CFT 柱梁接合部パネルの弾塑性性状に与える影響

Effect of autogenous shrinkage of concrete on elastic-plastic behavior of CFT panel zone

建築都市空間デザイン専攻 空間防災講座 建築構造工学研究室 吉田紘太郎

Abstract

A developed database showed the engineers in Japan tended to select concrete-filled tube columns that have a thicker dimension, ensuring that the width-thickness ratio of steel tubes meets the specified limitations for bare steel columns. Cyclic loading tests were conducted on two steel beam-to-CFT column connections made of difference concrete materials to evaluate the impact of autogeneous shrinkage on the structural performance of the CFT panel zones. The results of the tests indicated that after three months passed, the difference in shrinkage between the two concrete materials was not substantial, and therefore the autogeneous shrinkage did not have a significant effect on the strength and stiffness of the CFT panel zones.

Keywords: CFT panel-zone, Cyclic loading test, autogenous shrinkage, long curing period

1. はじめに

コンクリート充填鋼管柱（以降、CFT 柱）が、柱に高い耐力と剛性を付与する利点から、超高層建築物や免震構造建物で採用される例が増加している。「コンクリート充填鋼管構造設計施工指針¹⁾」（以降、CFT 指針）は、CFT 柱梁接合部パネルが、純鋼構造の場合と同様に高い塑性変形能力を発揮できることに注目している。コンクリートを充填する施工技術は、ダイアフラムで分割される柱梁接合部パネルで難易度が高いが、CFT 柱梁接合部パネルの崩壊機構は、ここにコンクリートが密実に充填されていることを前提にする。CFT に多用される高強度コンクリートは、セメントの水和反応によって、空気に触れずとも自己収縮する性質が、普通コンクリートと比較して強いことも懸念される。

本研究は、上述の観点から、CFT 柱梁接合部パネルの崩壊機構を再検証した。まず、CFT 柱梁接合部に関して、既往の実験データと、国内の実物件を調査し、データベースを構築した。次いで、自己収縮によるコンクリートの体積縮小が、CFT 柱梁接合部パネルに及ぼす影響を把握するために、十字形試験体の繰返し載荷実験を実施した。

2. CFT 指針に規定される接合部パネルの耐力

図 1 に示すように、CFT 指針¹⁾は、福元ら²⁾の提案を基に、CFT 柱梁接合部パネルの耐力 pQ_u を、鋼管の負担分 psQ_u とコンクリートの負担分 pcQ_u の足し合わせとして計算する。コンクリートの負担分は、主ストラットと、鋼管の拘束効果による付加分の 2 成分で構成される。

$$pQ_u = psQ_u + pcQ_u \quad (1)$$

$$psQ_u = \frac{sA}{2} \cdot \frac{\sqrt{s\sigma_y^2 + s\sigma_0^2}}{\sqrt{3}} \quad (2)$$

$$pcQ_u = \left\{ \frac{D_c}{2} \tan \theta_s + 4 \sqrt{\frac{fM_s}{D_c \cdot c\sigma_B}} \sin \theta_s \right\} D_c \cdot c\sigma_B \quad (3)$$

ここに、 θ_s は傾斜角度、 D_c はコンクリート部分の幅、 sA は鋼管の断面積、 $s\sigma_y$ は鋼管の降伏強さ、 $s\sigma_0$ は鋼管に作用する軸応力度、 $c\sigma_B$ はコンクリートの圧縮強度、 fM_s は鋼管フランジの全塑性モーメントである。

3. 実物件と既往研究のデータベース

一般財団法人日本建築センター機関誌「ビルディングレター」³⁾ (1967 年から 2022 年) の性能評価シートから、国内の実物件に使用された CFT 柱について、寸法や材料強度等の情報を抽出した。物件数は 229 件で、その内訳は超高層建築物が 189 件、免震構造建物が 40 件であった。

図 2(a) に示すように、CFT 柱に角形鋼管を採用した例が 132 件、229 件の 58% を占めた。CFT 柱

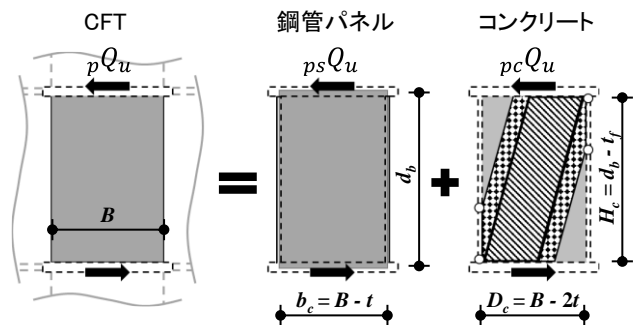


図 1 CFT 柱梁接合部パネルの耐荷機構

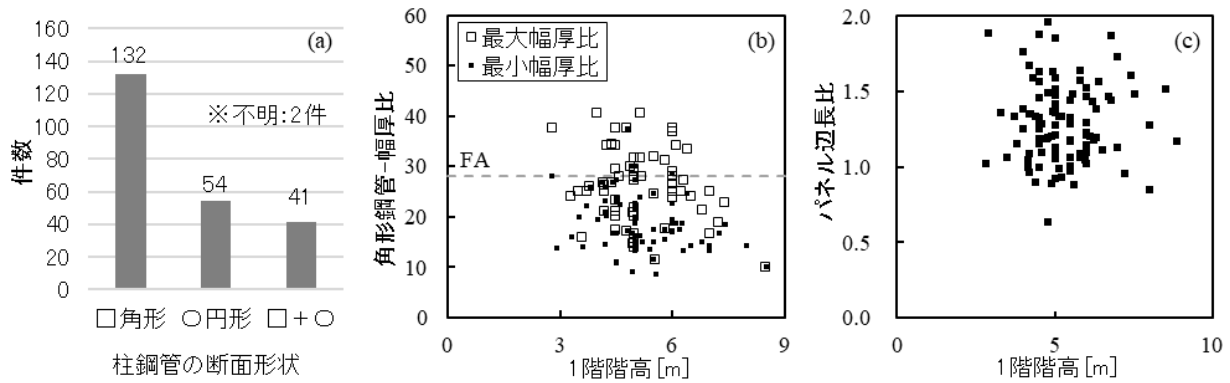


図2 実物件のデータベース：(a)鋼管断面形状の内訳；(b)角形鋼管の幅厚比；(c)パネル辺長比

表1 充填コンクリートの調合(1m³練り)

試験体	F _c	使用するセメント	W/C [%]	s/a [%]	基準配合 [kg/m ³]					特性		
					セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤	自己収縮	強度 [N/mm ²]	
					C	W	S1	S2	G1			Ad1
中庸熟 (M)	60	中庸熟ポルトランド	25.0	42.6	640	160	199	472	920	6.400	-260μ	94.2
普通 (N)	60	普通ポルトランド	27.7	45.2	596	165	215	504	888	6.258	-356μ	93.5

では、角形鋼管より円形鋼管の方が、コンクリートの拘束効果を期待できるが、純鋼構造の場合と同様に、柱に角形鋼管が好まれる傾向がみられる。

図2(b)と(c)に、角形鋼管を用いるCFTの幅厚比とパネル辺長比(梁せいと柱せいの比)をそれぞれ示す。資料は採用した鋼管幅と管厚の範囲を独立に示す例が見られたため、幅厚比として想定した最大値と最小値を示した。大半のCFT柱が、FAランク⁴⁾の純鋼柱の幅厚比(28.1以下)の制限を満たした。コンクリートが鋼管の局部座屈を抑制する効果を期待せず、CFT柱の塑性変形能力を鋼柱と同等とみなして設計しているためと考えられる。なお、接合部パネルにおける鋼管は、CFT柱と同等のものが使用されていたと考えられる。図中の辺長比は、資料で独立に示された柱せいと梁せいから、想定した最小値と最大値の平均値を示した。1階階高に関わらず、辺長比1.0~2.0に分布していた。

4. 実験計画

図3に、実大の2/3スケールを想定し、柱梁接合部を含む半スパンの柱梁架構を抽出して製作した十字型試験体2体を示す。図中の矢印は、変位計の取付位置を示す。試験体上下端は柱の中央を、左右端は梁の中央を模擬し、上端と左右端をローラー支持、下端をピン支持とした。梁のスパンに相当する左右端の間の長さを5400mm、柱の階高に相当する上下端の間の長さを2680mmとした。柱に冷間成形の角形鋼管□-250×250×12(BCR295)を、パネルゾーンに冷間成形の角形鋼管□-250×250×9(BCR295)を、梁に熱間圧延材H-500×200×10×16(SN490B)を採用した。接合部パネルが柱や梁より先行して降伏することを意図し、接合部パネルには柱より薄い鋼管を用いた。接合

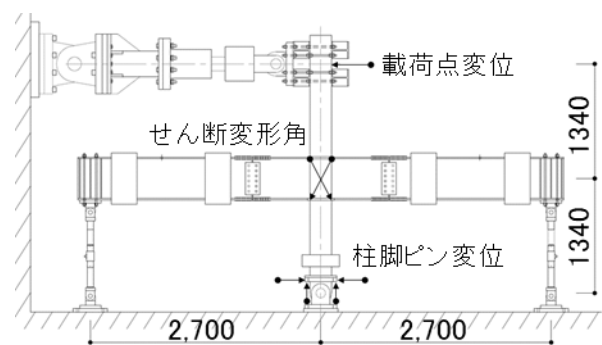


図3 実験セットアップと変位計位置

部は、通しダイアフラム形式とした。実験設備の都合上、軸力はかけず、軸力比を0とした。2体の試験体で異なる仕様はコンクリートの調合とした。表1に示すように、自己収縮の度合いが異なる時期期待した、中庸熟ポルトランドセメントを用いた中庸熟タイプと、普通ポルトランドセメントを用いた普通タイプの2種を充填コンクリートに選定した。鋼管内部に挿入したカメラで、落とし込み工法により接合部パネルにおいて充填したコンクリートが、角形鋼管の四隅内側で通しダイアフラムに設けた孔を通過したことを確認し、養生期間はおおよそ3カ月とした。十字型試験体の載荷日におけるコンクリートの圧縮強度は、基準強度60N/mm²を超え94N/mm²に達した。各試験体のコンクリートの自己収縮歪みは、載荷日で、試験体Mで-260μ、試験体Nで-356μであり、その差は-96μであった。柱頭に接続した容量±2000kNの油圧ジャッキで押し方向を正として、十字型試験体を繰返し載荷した。架構の層変形角を制御し、米国のAISC⁵⁾の規定を参照し、正負交番で、振幅0.00375、0.005、0.0075radを6回ずつ、0.01

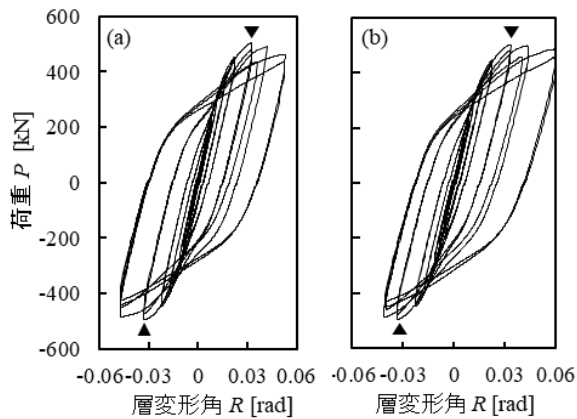


図5 荷重-層変形角関係：
(a) 試験体 M; (b) 試験体 N

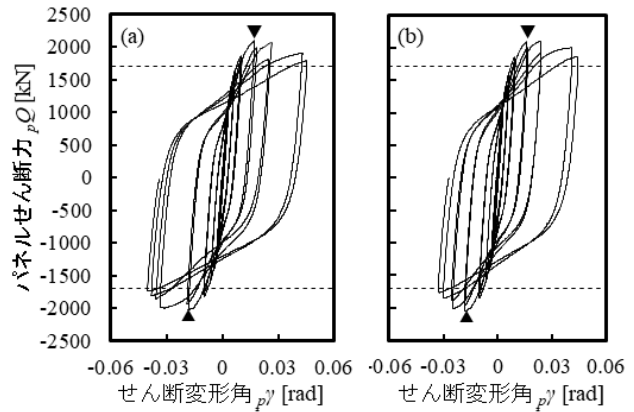


図6 パネルせん断力-せん断変形角関係：
(a) 試験体 M; (b) 試験体 N

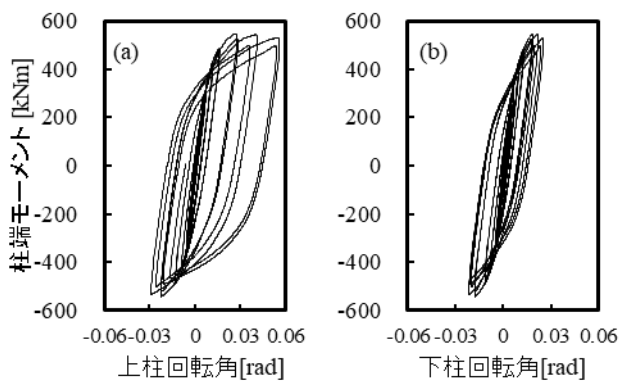


図7 柱端モーメント-柱回転角関係 (試験体 N) :
(a) 上柱; (b) 下柱

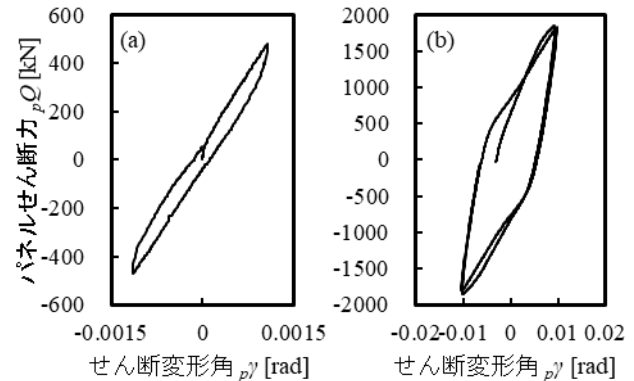


図8 接合部パネルの履歴曲線 (試験体 N) :
(a) 初期サイクル; (b) 塑性化以降

rad を 4 回、0.015、0.02、0.03、0.04 と、油圧ジャッキの可動域最大の振幅をそれぞれ 2 回繰り返す履歴を採用した。図 3 に示す位置で、試験体の面外方向の移動を拘束するよう補剛した。層変形角 R は、柱頭載荷点の水平変位、柱脚ピンの水平変位、柱長さから、パネルせん断変形角 γ_p は、接合部パネルに交差するように取り付けられた変位計の変位から算出した。

5. 実験結果

図 5(a) に、試験体 M の荷重と層変形角の関係を示す。振幅 0.015 rad の正側 1 回目で、大きな破裂音とともにパネルゾーンが塑性化し、これ以降のサイクルでは鋼管内部からの小さな破裂音と剛性の変動が見られた。大きな破裂音は、充填コンクリートが圧壊した際のもと考えられる。振幅 0.03 rad で正負両側とも最大耐力に達し、パネルゾーンと柱の変形の進展と共に耐力が低下した。実験終了後、ダイアフラムの溶接部で亀裂が生じていたことを確認した。図 5(b) に、試験体 N のパネルせん断力とパネルせん断変形角の関係、図中に最大せん断耐力を示す。振幅 0.015 rad の正側 1 回目で、大きな破裂音を確認し、耐力が若干劣化した。振幅 0.03 rad で正負両側とも最大耐力に達した。その後、パネルゾーンと柱の変形の進展と共に変位がピークに達する時点の耐力は

低下した。

図 6(a) に、試験体 M のパネルせん断力とパネルせん断変形角の関係、最大せん断耐力を示す。図中の破線は、第 2 節に示した CFT 指針の式(1)~(3)をもとに計算した接合部パネルの耐力であり、 $pQ_u = 1705 \text{ kN}$ である。最大耐力は $Q_{max} = 2093 \text{ kN}$ で、計算値の 1.2 倍となった。図 6(b) は、試験体 N のパネルせん断力とパネルせん断変形角の関係で、最大耐力は $Q_{max} = 2091 \text{ kN}$ で、計算値の 1.2 倍となった。

図 7(a) と (b) に、それぞれ試験体 N の上柱および下柱の、柱端モーメントと柱部材回転角の関係を示す。上柱は、接合部パネルの塑性化と同時に塑性化した。塑性化以降の正側載荷では、下柱に比べて大きく変形し、最大耐力以降に若干の耐力低下がみられた。

6. 考察

両試験体の最大耐力は同程度で、層変形角 $R=0.015 \text{ rad}$ で試験体の破裂音に伴う若干の耐力劣化が見られたことを除き、せん断変形角 0.04 rad に至るまで CFT 指針の耐力を維持した。自己収縮ひずみ 100μ の差は接合部パネルの最大耐力や塑性変形能力にほとんど影響を及ぼすことはなかった。各試験体の接合部パネルにおいて力学的特性として有意な差が認められないのは、自己収縮

による収縮量の差が 0.01 mm と、せん断変形角 0.04 rad に対して小さいためと考えられる。

図 8(a)と(b)に、それぞれ試験体 N の接合部パネルの初期サイクルと、塑性化時($R=0.015$ rad)の履歴曲線を示す。本実験における自己収縮歪みは、試験体 M で-260 μ 、試験体 N で-350 μ であったが、接合部パネルの鋼管断面方向の変形量だと 0.03 mm、0.04 mm である。これら約 0.05 mm の収縮変形で、鋼管との間とダイアフラムの下端に空隙が発生したとすると、せん断変形角 2.07×10^{-4} rad で鋼管がコンクリートに接触することになるが、初期の微小変形角周辺では剛性が上昇するような挙動はなかった。このことから、層変形角 $R = 0.01$ rad 以下の弾性域では、コンクリートの自己収縮歪みは接合部パネルの剛性にほとんど影響のない歪み量であったと考えられる。また、塑性化以降には、途中で剛性が上がる挙動が見られたが、内部で圧壊したコンクリートが、再び鋼管と接触したことによるものと考えられる。これら初期と塑性化以降の挙動は、試験体 M でも同様に見られた。

7. パネルせん断耐力を評価するモデルの提示

図 9 に示すように、CFT 柱梁接合部パネルのせん断耐力 pQ を、鋼管部分とコンクリート部分それぞれに作用するせん断力 pQ_s 、 pQ_c の和として式(4)で評価した。

$$pQ = pQ_s + pQ_c \quad (4)$$

鋼管の角部の曲率はなく、鋼管部分を 2 枚の鋼板とみなし、鋼構造接合部設計指針⁶⁾の式(5)でせん断耐力を評価した。

$$pQ_s = a_n V_p \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (5)$$

ここに、 V_p は鋼板 2 枚の体積、 a_n は軸力による低減定数、 σ_y は鋼管平板部の降伏強度である。図 9 に示すように、strut-and-tie モデルを準用し、純圧縮場となる strut と nodal zone でコンクリート部分をモデル化した。strut と node の応力は等しく、コンクリート部分の水平方向は接合部パネルの鋼管壁と、鉛直方向は鋼管柱と作用・反作用の関係にあり、1) nodal zone、strut の圧壊、もしくは 2) 鋼管壁の塑性崩壊に至るときに、接合部パネルは

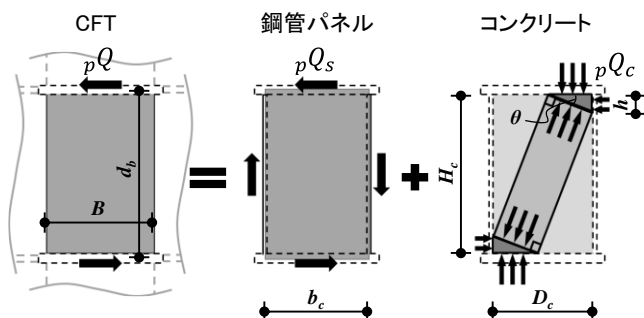


図 9 パネルせん断力と strut-and-tie モデル

最大耐力を迎えると予想される。幾何条件より、nodal zone の高さ h を式(6)で算定した。

$$h = \frac{H \tan \theta - D_c}{\tan^2 \theta - 1} \tan \theta \quad (6)$$

ここに、 θ は strut の傾斜角である。コンクリートのせん断耐力 pQ_c は、strut の水平方向成分より、式(7)で算定した。

$$pQ_c = f \cdot D_c \cdot h \quad (7)$$

式(8)を満たすとき高さ h は最大となる。

$$\tan \theta = \frac{H - \sqrt{H^2 - D_c^2}}{D_c} \quad (8)$$

ただし、 pQ_c は鋼管壁が塑性耐力する荷重を超えない。これより、式(6)を式(5)に代入した pQ_c により算定した、式(4)の pQ を、接合部パネルの最大せん断耐力と評価した。この評価式をもとにした、本実験の最大せん断耐力の評価値は 1764 kN で、試験体 M の最大せん断耐力の 2093 kN と 18.7% の誤差、試験体 N の最大せん断耐力の 2091 kN と 18.5% の誤差で対応した。

8. まとめ

CFT 柱梁接合部パネルに着目し、実物件で採用された接合部パネルの仕様を調査した。CFT 柱梁接合部を模した十字形試験体の繰返し載荷実験を実施し、自己収縮が接合部パネルの力学的性能に与える影響を検証した。以下に総括を示す。

- 1) 接合部パネルに用いられている鋼管の幅厚比は、建築基準法で最も高い塑性変形能力を期待する鋼柱の制限値を満たす例が多数見られた。接合部パネルの辺長比は 1.0 から 2.0 に分布した。
- 2) 2 つの試験体の自己収縮ひずみの差は 100 μ と、初期剛性や最大耐力、塑性変形能力を議論する変形量に対して小さかったため、両試験体の接合部パネルの力学的特性に有意な差が見られなかったと考えられる。
- 3) 接合部パネルにおけるコンクリート部分を strut と nodal zone で模擬し、純圧縮力でコンクリート部分がせん断力を伝達するモデルを提示した。提示したモデルは、CFT 柱梁接合部パネルの最大せん断耐力を 25% 以内の誤差で評価した。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針，丸善出版，2008
- 2) 福元敏之：日本建築学会構造系論文集，706，2013-2021，2014.12
- 3) (一財)日本建築センター：ビルディングレター，No.1 (1967.1)～No.684 (2022.11)
- 4) 国土交通省国土技術政策総合研究所ほか監修：2020年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2020
- 5) AISC：Seismic Provisions for Structural Steel Buildings，9.1-148，2016.7
- 6) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，2021.2