

# CFT 柱梁接合部パネル内のコンクリート自己収縮とパネル耐力評価

## Autogenous Concrete Shrinkage and Shear Strength of CFT Column Panel Zones

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 太田真滉

### Abstract

Despite the absence of air gaps between the steel and concrete in CFT columns, voids can form due to autogenous shrinkage of concrete. This study measured the autogenous shrinkage of concrete in CFT panel zones using mock-up models over a 2-year period. The results revealed that autogenous concrete shrinkage tends to progress with increasing temperatures and to expand with decreasing temperatures. From the disassembly of the specimen, it was confirmed that autogenous shrinkage created voids of 0.01 mm inside the panel. A rational formula for the plastic shear capacity of CFT column panels were derived. It evaluated equivalently to CFT formula for maximum shear strength. The rupture mode was consistent with the results of structural experiments.

**Keywords: Concrete Filled Steel Tube, Joint Panel, Autogenous Concrete Shrinkage, Shear strength evaluation**

### 1. はじめに

「コンクリート充填鋼管構造設計施工針<sup>1)</sup>」(以降、CFT 指針)では、パネルがコンクリートで隙間なく充填されていることを前提としているが、CFT に多用される高強度コンクリートは、自己収縮が大きい<sup>2)</sup>ため、パネルとコンクリートに隙間を生じる懸念がある。そこで自己収縮ひずみを、CFT 柱パネルを模した試験体で2年間にわたり測定した後、試験体を解体し、内部のコンクリートの様子を観察した。また、力学的に成立する CFT 柱パネルの耐力評価式を新たに考案した。CFT 柱パネルの繰返し載荷実験のコンクリートの破壊状況と実験結果を用いて、耐力評価式を検証した。

### 2. 自己収縮ひずみ実験の計画

表 1 に、採用したコンクリートの調合を示す。水セメント比が 27.7%の普通ポルトランドセメントを用いた普通タイプと、水セメント比が 25%の中庸熟ポルトランドセメントを用いた中庸熟タイプの 2 種類を用意した。予備実験<sup>2)</sup>から中庸熟タイプは普通タイプに比べて、自己収縮ひずみ量が 40%小さくなる<sup>3)</sup>と期待した。北海道で選択できる最大強度である 60 N/mm<sup>2</sup>のコンクリートを採用した。スランプフローは 60±10 cm、空気量は 4.5±1.5 を目標に調合を定めた。

図 1 に試験体寸法を示す。厚さ 16 mm の鋼板で構成した 500×500×16 mm であり、建物高さ 75120 m の超高層の低層階の柱パネル<sup>3)</sup>を想定した。自己収縮ひずみを測定後、コンクリートの観察を可能にするために、解体を考慮して鋼材をボ

ルトで組み合わせた。鋼管との付着がコンクリートの自己収縮ひずみに及ぼす影響を検証するために、鋼管内部にポリエステルフィルムを貼付した試験体と、貼付しない試験体を用意した。現場封緘養生した供試体の 28 日強度はそれぞれ 86 N/mm<sup>2</sup>と 91 N/mm<sup>2</sup>であり、十分な強度が発現していることを確認した。

材齢 1 日までは、供試体をラップと湿布で覆い湿潤養生した。その後、ボルトで蓋を閉め、アルミ粘着テープとブチルゴムで密封した。試験体の中心に埋設した埋込型ひずみ計(東京測器 KM-

表 1 コンクリートの調合

調合	W/C [%]	基準配合 [kg/m <sup>3</sup> ]					
		セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤	
普通	27.7	596	165	215	504	888	6.26
中庸熟	25.0	640	160	199	472	920	6.40

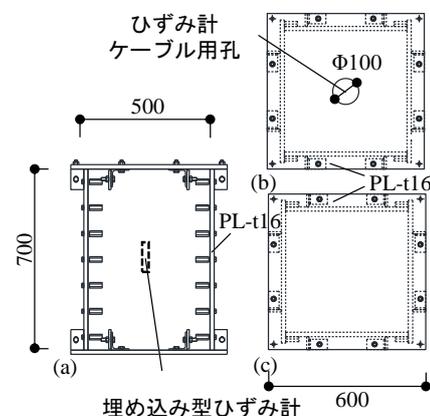


図 1 試験体寸法 (a)側板 ; (b)蓋板 ; (c)底板

100BT) で打設直後から、30 分おきにひずみと温度を測定した。計測を 2 年間継続した後、試験体を解体し、内部のコンクリートの様子を観察した。

### 3. 自己収縮ひずみと線膨張係数の校正

本節では、測定結果より柱パネル内に充填されたコンクリートの自己収縮挙動を示す。打設完了時の環境温度から 2°C 上昇した時を材齢 0 日とした。式(1)の自己収縮ひずみ $\epsilon$ は、式(2)の実ひずみから式(3)の温度ひずみを差し引いて定義した。

$$\epsilon_n = \epsilon_{n-1} + \Delta\epsilon_{1,(n)} - \Delta\epsilon_{2,(n)} \quad (1)$$

$$\Delta\epsilon_{1,(n)} = C_1 \times (\epsilon'_n - \epsilon'_{n-1}) + C_2 \times (t_n - t_{n-1}) \quad (2)$$

$$\Delta\epsilon_{2,(n)} = \gamma_{(n)} \times (t_n - t_{n-1}) \quad (3)$$

ここで、 $\epsilon'$ と $t$ はそれぞれ KM-100T で測定したひずみと温度、 $C_1$ と $C_2$ はそれぞれ実ひずみの校正係数と補正係数、 $\gamma$ は線膨張係数である。添え字の $n$ と $n-1$ はステップを、 $(n)$ は $n-1$ から $n$ ステップ間に増分であることを示す。なお、式(2)の $C_1$ と $C_2$ は、ひずみ計に付属した成績表の数値より、有償で提供される個別温度データの数値を使用の方が望ましい。しかし、普通タイプ・フィルム無の例にとり、2 種の係数設定が自己収縮ひずみの算定値の違いに及ぼす影響は限定的であったため、本報では成績表の $C_1$ と $C_2$ を用いて自己収縮を議論している。

コンクリートの $\gamma$ は、一般的に 10  $\mu/\text{°C}$ と評価されるが、初期の水和反応が活発な若材齢では、10  $\mu/\text{°C}$ と乖離して推移する。水和反応が活発な材齢 3 日までを期間 A、落ち着いた材齢 3 日以降を期間 B とした。期間 A では、十分な精度で $\gamma$ を同定するために必要となる項目を測定しなかった。寺本ら<sup>4)</sup>が提示した、本報と近い調合のコンクリートの評価式で、水和反応が活発な時点で期間 A における $\gamma$ を設定した。期間 B は、1 日分の実ひずみと温度の測定値から回帰して、7 日、28 日、90 日、以降 90 日ごとと最終測定日の材齢の $\gamma$ を求めた。なお、回帰した 1 日分の期間で $\gamma$ が一定であると仮定すると、式(1)で算定した自己収縮ひずみの始点と終点における差は 2.0  $\mu$  以内に留まった。これより、当該期間で自己収縮ひずみは無視して、 $\gamma$ を一定とみなした。その他の材齢における $\gamma$ は、材齢間で線形補間した。

### 4. コンクリートの自己収縮挙動

図 2 に得られた普通タイプの $\gamma$ を示す。 $\gamma$ は、材齢 3 日まで 7 から 8  $\mu/\text{°C}$ の範囲で推移し、7 日以降は 10  $\mu/\text{°C}$ に近い値を示した。図 3 に、柱パネル試験体 (図 1) の測定値から得られた自己収縮ひずみとコンクリート温度を示す。コンクリート温度は、札幌市が提供している気温の記録と概ね対

応した。自己収縮ひずみは、水和反応が活発な材齢 1 日目で 200 から 300  $\mu$ となり、その後、コンクリート温度が下降した区間では 0.15 から 0.55 $\mu$ /日で、上昇した区間では 0.5 から 0.7  $\mu$ /日で変化した。普通タイプでは、フィルムの有無が自己収縮挙動に及ぼす効果は限定的であったが、中庸熱タイプでは、フィルムの無い方が大きい自己収縮ひずみを示した。材齢 2 年の自己収縮ひずみは、普通タイプで 420  $\mu$ 、中庸熱タイプで 220 から 340  $\mu$ であった。この自己収縮に相当する鋼管とコンクリートの空隙量は、コンクリート全体のひずみが等しいと仮定すれば、鉛直方向で 0.15 から 0.3 mm、水平方向に 0.1 から 0.2 mm となる。

図 4 に、材齢 2 年を超えた後に、普通タイプの柱パネル試験体を解体し、内部のコンクリートを

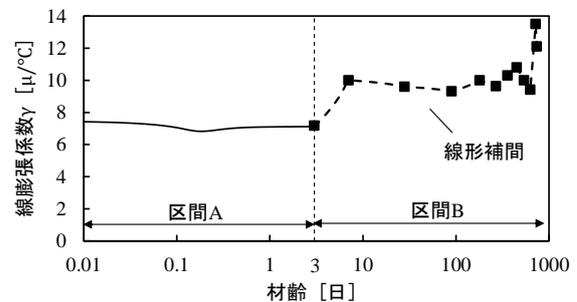


図 2 同定した線膨張係数 $\gamma$

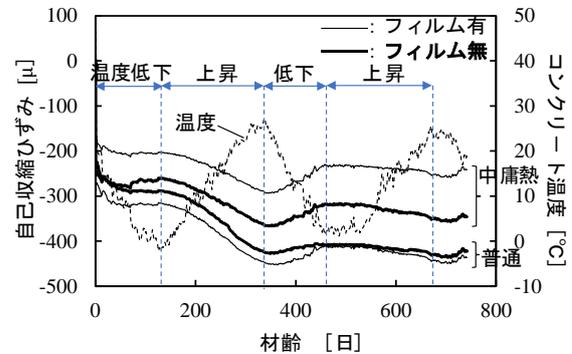


図 3 自己収縮ひずみとコンクリート温度

水平方向 : 0.0 mm      水平 : 0.10 mm  
鉛直方向 : 1.5 mm      鉛直 : 2.8 mm

水平 : 0.10 mm  
鉛直 : 3.2 mm

水平 : 0.10 mm  
鉛直 : 1.5 mm

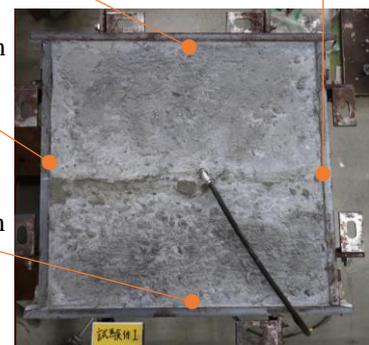


図 4 普通タイプのパネル内部の空隙量

観察した状況を示す。図中には併せて、鋼管とコンクリートの間の水平方向の空隙量及び、上ダイアフラム下部の鉛直方向の空隙量を示す。水平方向の空隙量は 0.1 mm であり、測定した自己収縮ひずみから推定される空隙量と一致した。一方、鉛直方向の空隙量は 1.5 から 3.2 mm であり、一致しなかった。材齢 1 日の写真画像の記録では、柱パネル上部にコンクリートの沈降が起きたと考えられる跡を確認した。この沈降の量を実測していないが、鉛直方向の空隙は沈降の占める割合が大半であると考えられる。柱パネル試験体は、パネルだけの試験体であり、ダイアフラム上部の板が柱の荷重による圧力を受けず、パネルの上部鋼板に空気孔を設けていないために、沈降が生じた可能性があり、今後更に検証を進める予定である。

本報では材齢 2 年までの柱パネル内におけるコンクリートの自己収縮挙動を検証したが、1 年の間で気温が 10℃以上となる期間が 6 か月以上あれば、2 年以降も収縮は進行すると考えられる。

### 5. 荷重実験後の接合部パネルのコンクリート

吉田ら<sup>3)</sup>は、CFT 柱-鋼梁接合部パネルを中心に、架構から十字型の部分を抽出した試験体の繰返し荷重性能を検証している。同試験体では、落とし込み工法で鋼管柱にコンクリートが充填された。打設中は試験体内部にカメラを挿入し、コンクリートが隙間なく充填されていることを記録している。図 5(a)にコンクリート打設直後の試

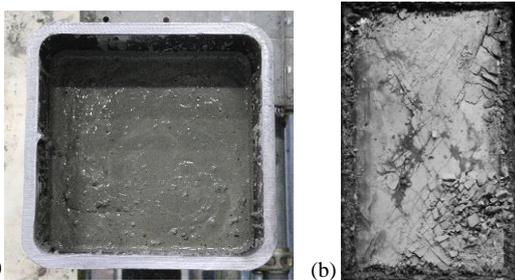


図 5 十字型試験体のコンクリートの様子  
(a)打設直後；(b)解体後

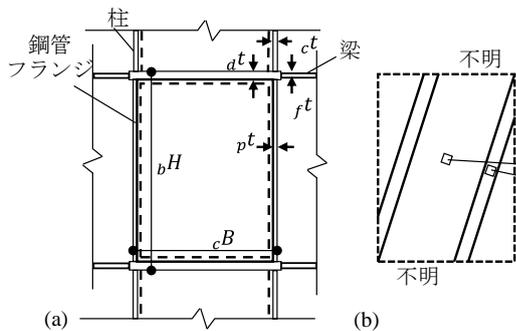


図 6 コンクリート部分の耐荷機構  
(a)CFT 柱パネル；(b)CFT 指針モデル

験体を示す。柱パネルの最大せん断変形角が 0.04 rad に至るまで荷重し、0.014 rad で内部のコンクリートが圧壊した時点で発生したとみられる異音を確認している。本報では、試験体を解体し、柱パネルの内部に充填されたコンクリートの破壊状況を観察した。柱パネルの鋼板を溶断し、内部のコンクリートを観察した。図 5(b)に、解体した柱パネル内部のコンクリートの状況を示す。パネル中心で斜めにひび割れが生じていること、また、4 隅ではひび割れが少ないことが確認できた。

### 6. CFT パネルの耐力評価モデル

CFT 指針<sup>7)</sup>では、柱パネルのせん断塑性耐力  $pQ$  を、鋼管パネルとコンクリート部分の耐力  $pQ_s$  との  $pQ_c$  の和として、式(5)で評価している。

$$pQ = pQ_s + pQ_c \quad (5)$$

鋼管パネルの耐力  $pQ_s$  は、せん断変形する鋼板 2 枚の体積と降伏強度の積である<sup>5)</sup>。図 6 に、CFT 指針で示されているコンクリート部分の耐荷機構を示す。耐荷機構は主アーチと、鋼管フランジの拘束効果を加味した副アーチからなるが、2 つのアーチ間で応力が釣合わず矛盾した機構である。この矛盾点を解決するため、図 7 に示すようなコンクリートの塑性理論である strut-and-tie モデル<sup>6)</sup>を準用し、以下に示す 2 つの仮定を設け、コンクリート部分の新しい耐荷機構を提案した。

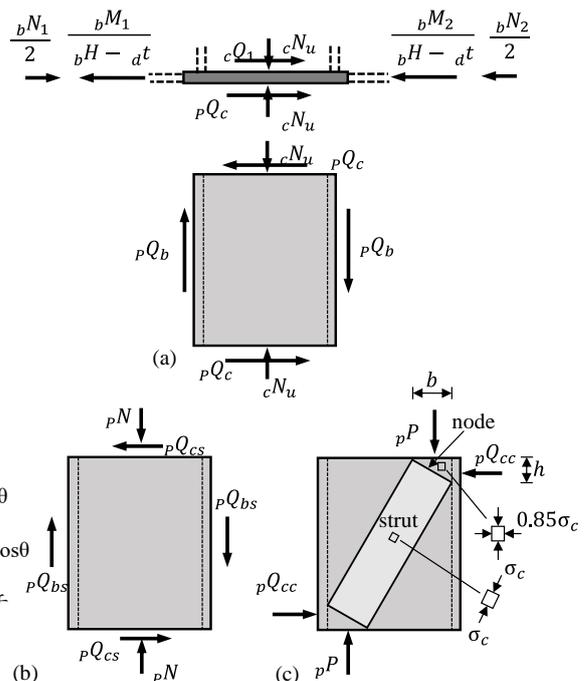


図 7 柱梁接合部パネルのせん断耐力  
(a)パネル全体；(b)鋼管部分；(c)コンクリート部分

- 1) コンクリート部分では、一軸圧縮状態の **strut** と、二軸圧縮状態の **node** が形成される。
- 2) コンクリート部分と鋼管部分の負担する軸力  ${}_pP_c$  と  ${}_pN_s$  の和は、接合部パネルに伝達する柱の軸力  ${}_cN_u$  と等しい。

以下に、仮定した耐荷機構で柱パネルのせん断耐力を計算する手順を示す。低減係数を用いて  $\phi$ 、**strut** が圧壊するときの **strut** および、**node** の応力を  $0.85\sigma_c$  と仮定する。**node** の負担する軸力  ${}_pP_c$  とせん断力  ${}_pQ_c$  を、**node** の幅  $b$  と高さ  $h$  を用いて式(9)と(10)で求める。

$${}_pP_c = 0.85\sigma_c ({}_cB - 2{}_pt) b \quad (9)$$

$${}_pQ_c = 0.85\sigma_c ({}_cB - 2{}_pt) h \quad (10)$$

$h$  は、幾何学的関係より式(11)~(13)で算定する。

$$h = \frac{H' - \sqrt{H'^2 - 4b(B' - b)}}{2} \quad (11)$$

$$H' = {}_bH - 2{}_at \quad (12)$$

$$B' = {}_cB - 2{}_pt \quad (13)$$

柱パネルのせん断耐力  ${}_pQ$  はコンクリート部分である **node** の負担分  ${}_pQ_c$  と鋼管部分  ${}_pQ_s$  の和とする。以上より、柱パネルのせん断耐力  ${}_pQ$  は **node** の幅  $b$  に関する方程式で、式(14)と(15)の制限下で  ${}_pQ$  を最大化する  $b$  で柱パネルの耐力を評価する。

$$b = \begin{cases} \frac{{}_cB - 2{}_pt}{2} & \left( \frac{H'}{B'} \geq 1 \right) \\ \frac{B' \pm \sqrt{B'^2 - H'^2}}{2} & \left( \frac{H'}{B'} < 1 \right) \end{cases} \quad (14)$$

$${}_pQ_s = \begin{cases} 2{}_cB{}_pt \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \\ 4{}_cB{}_pt \sqrt{\frac{{}_pN}{sA\sigma_y} \left( 1 - \frac{{}_pN}{sA\sigma_y} \right) \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}}} \end{cases} \quad \begin{matrix} ({}_pN_s \leq |0.5 sA\sigma_y|) \\ ({}_pN_s > |0.5 sA\sigma_y|) \end{matrix} \quad (15)$$

新しく提示した耐荷機構では、**strut** は圧壊するが、**node** は圧壊しない破壊モードとなる。この破壊モードは、図 5(b)で示した吉田ら<sup>3)</sup>の実験の破壊状況と対応しており、提示した耐荷機構は力学的に整合していると考えられる。

図 8 に、実験の最大値/計算したせん断耐力と軸力比の関係を示す。軸力比が 0 と 0.1 の試験体では、新しく提示した耐荷機構は、CFT 指針よりも大きく耐力を評価した。一方、軸力比が 0.2 と 0.3 の試験体では、耐荷機

構は CFT 指針よりも小さく耐力をする傾向が見られた。これらのうち、コンクリート部分のパネルアスペクト比  $H'/B'$  が 1 よりも小さいものでは、コンクリートの耐力を大きく評価した。実験値/せん断耐力は CFT 指針では 0.86 から 1.29、提案モデルでは、0.80 から 1.40 である。ダイアフラムの鋼板で、柱から柱パネルに荷重がどのように伝達するかなど検討課題があるが、提案モデルは CFT 指針のモデルと同程度の評価精度を示した。

## 7. まとめ

本報では、選定したコンクリートで、材齢 2 年において鋼管幅 500 mm に対しコンクリートとの空隙量が 0.1mm から 0.2 mm 相当となる 300  $\mu$  から 400  $\mu$  の自己収縮ひずみを確認した。CFT 柱パネルでは、打設 2 年後も自己収縮は進行することや、沈降によりダイアフラム下に空隙が生じることなどの懸念があることを明らかにした。

CFT 柱パネルの最大せん断耐力を求める評価式を、**strut-and-tie** モデルにもとづいて提示した。既往の載荷実験結果と照らしあわせ、提案手法で評価した柱パネルの最大せん断耐力は、CFT 指針の値と比較して大差ないことを確認した。CFT 指針に代わり提案手法は、力学的な合理性を満たしつつ、柱パネルの最大せん断耐力を評価できると考えられる。

## 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,2008
- 2) 太田ら：鋼構造年次論文報告集、第31巻、2023.10
- 3) 吉田ら：日本建築学会北海道支部研究報告集、第96巻、2023
- 4) 寺本ら：日本建築学会構造系論文集、第75巻、第654号、2010.8
- 5) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針、2021、2
- 6) Wight, J.K. et al.: Reinforced Concrete: Mechanics and Design, 6th Edition, 2011.9
- 7) 福元ら：日本建築学会構造系論文集、第508号、1999.5
- 8) 福元ら：日本建築学会構造系論文集、第507号、1998.5
- 9) 渡邊ら：日本建築学会大会学術講演梗概集、1999.9
- 10) 河野ら：鋼構造論文集、第5巻、第117号、1998.3
- 11) 飯島ら：日本建築学会大会学術講演梗概集、1992.8

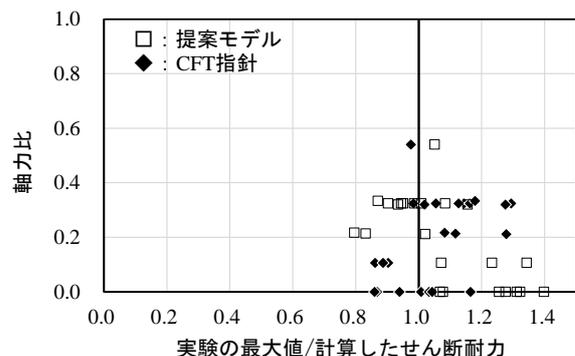


図 8 せん断耐力評価と軸力比の関係