充填鋼管コンクリート構造の短柱から長柱まで連続した設計式の提案

PROPOSAL OF UNIFIED AND SIMPLIFIED DESIGN METHOD
FOR CONCRETE-FILLED STEEL TUBE
IN SHORT COLUMN TO SLENDER COLUMN

佐藤 孝典*

Takanori SATO

Recently concrete filled-steel tube (CFT) columns have been applied to hundreds buildings in Japan because of the high performance for seismic load. But the current design method of AIJ is difficult to be understood for structural designers and is discontinuous for slenderness. In this paper the unified and simplified design method is proposed. It is based on the concept of generalized cumulative strength of SRC for any slenderness with modification of the boundary condition of member. The accuracy has checked by reported experimental data.

Keywords : concrete filled-steel tube, short column, slender column, generalized cumulative strength, buckling

充填鋼管コンクリート構造, 短柱, 長柱, 一般化累加強度, 座屈

1. はじめに

充填鋼管コンクリート構造（以下、CFT構造という）は構造物の柱部材として近年頻繁に採用されている。しかしながら、現行の鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹⁾（以下、SRC規準という）やコンクリート充填鋼管構造設計施工指針²⁾（以下、CFT指針という）では、短柱と長柱の設計法が全く異なっており、その連続性についても不明快である。短柱は一般化累加強度という全塑性耐力を基本に組み立てられているのに対し、長柱は安定限界に基づく部材耐力を基本に組み立てられている。CFT指針²⁾は、短柱部分ではコンファインド効果を盛り込み、長柱部分では座屈耐力を見直し、物理現象を忠実に反映するという意味ではSRC規準¹⁾を大幅に改善したものとなっている。しかしながら、実務者が日常の設計作業で使用するにはあまりにも煩雑である。

そこで、本論文では実用面に主眼を置き、短柱から長柱まで連続した概念で算定できる簡潔明瞭な設計式を提案する。基本的には、短柱の断面耐力、具体的には一般化累加強度の概念で組み立てる。これは軸力-曲げモーメント関係（以下、NM関係という）が中立軸位置（ X_n ）を媒介変数として簡単に描けるからである。節点移動の有無に応じた設計上の終局状態を考慮し、材端の境界条件に依存しない断面耐力を求め、それぞれの終局状態に忠実な部材耐力を提案

し、既往の実験結果を用いてその精度を検証する。また、座屈長さ（ L_k ）についても実現現象に則したものとす。

2. 終局状態

部材の終局状態はその役割、機能によって規定されるべきである。柱材の第1の機能は鉛直力を支持することである。図1に、偏心圧縮実験³⁾における材中央の塑性ヒンジ断面の典型的なNM関係を示

図1 偏心圧縮実験による材中央点のNM関係³⁾

* 清水建設株式会社 主任研究員・工博

Senior Researcher, Institute of Technology, Shimizu Corporation, Dr. Eng.

す。この曲げモーメントには軸力とたわみによって生じる付加曲げモーメントが含まれている。短柱の代表として座屈長さ断面せい比が $L_k/D=4$ の場合、長柱の代表として座屈長さ断面せい比が $L_k/D=30$ の場合、それぞれ偏心距離を断面の核半径(e)の0倍、1倍、3倍としたものである。終局状態を軸耐力の最大点(下降開始点, 「●」)とすれば、短柱はすべて一般化累加強度(全塑性耐力)に達しているが、長柱はすべて達していない。これが短柱と長柱の根本的な相違である。

図2に、一定軸力下における水平加力実験⁴⁾での柱脚の塑性ヒンジ断面の典型的なNM関係を示す。試験体は長柱の代表として座屈長さ断面せい比が $L_k/D=24$ 、軸力比 $N/N_0=0.4$ の場合である。実験終了まで一定軸力は保持され、図1の偏心圧縮の場合のような終局状態は見い出せない。図3に、その荷重-変形関係を示す。柱材の第2の機能として水平力に対して抵抗することが挙げられる。これより、終局状態は水平耐力の最大点(下降開始点, 「●」)と規定する。

図2 一定軸力下における水平加力実験での柱脚のNM関係

図3 一定軸力下における水平加力実験での荷重-変形関係

図4 コンクリートの応力-ひずみ関係

これら2つの異なる終局状態を採用する限り、両者を同一の概念で設計式を構築することは不可能である。そこで、前者は節点移動の無い荷重状態に、後者は節点移動の有る荷重状態に集約して以下論を進める。

3. カラムカーブ

両端ピン支持された柱の中心圧縮強度つまり座屈強度は、座屈長さ断面せい比(L_k/D)に応じて低下する。カラムカーブは、座屈強度($c\sigma_{cr}$, $s\sigma_{cr}$)を材料強度($c\sigma_B$, $s\sigma_y$)で除した低減率(cR_{cr} , sR_{cr})と座屈長さ断面せい比の関係である。CFT指針²⁾では、コンクリート柱は図4のようなParabolaモデルを用いて、Tangent Modulus法で求めた座屈強度が与えられ⁵⁾、鋼管柱の座屈強度は鋼構造塑性設計指針⁶⁾(以下、塑性設計指針という)を引用し、CFT柱のカラムカーブはそれらを単純累加したもので、式(1)で表わせる。

$$N_{cr} = cA \cdot c\sigma_B \cdot cR_{cr} + sA \cdot s\sigma_y \cdot sR_{cr} \quad \text{----- (1)}$$

ただし、 N_{cr} : CFT柱の座屈強度

cA , sA : コンクリートの断面積と鋼管の断面積

$c\sigma_B$, $s\sigma_y$: コンクリートの圧縮強度と鋼管の降伏強度

cR_{cr} , sR_{cr} : コンクリートの低減率と鋼管の低減率

図5、図6に、CFT指針²⁾の座屈強度式を用いて、円形断面と角形断面についてコンクリート柱のカラムカーブと鋼管柱のカラムカーブを示す。コンクリート強度($c\sigma_B$)が300kgf/cm², 600kgf/cm², 900kgf/cm²の場合を示すが、ほとんど相違ない。鋼管降伏強度($s\sigma_y$)が3000kgf/cm², 4000kgf/cm²の場合を示すが、強度により異なる。それらを考慮して、コンクリート柱については $L_k/D \leq 10$ では $R_{cr}=1$ とし、鋼管柱については $L_k/D \leq 9$ では $R_{cr}=1$ とし、それ以上の L_k/D では式(2)~式(5)で低減させるBi-linear型の簡便な式を提案する。

図5 コンクリート柱のカラムカーブ

図6 鋼管柱のカラムカーブ

$$\text{円形コンクリート: } cR_{cr} = \frac{c\sigma_{cr}}{c\sigma_B} = \frac{43 - \frac{L_k}{cD}}{33} \quad \text{----- (2)}$$

$$\left(10 < \frac{L_k}{cD} < 30\right)$$

$$\text{角形コンクリート: } cR_{cr} = \frac{c\sigma_{cr}}{c\sigma_B} = \frac{50 - \frac{L_k}{cD}}{40} \quad \text{----- (3)}$$

$$\left(10 < \frac{L_k}{cD} < 30\right)$$

$$\text{円形鋼管: } sR_{cr} = \frac{s\sigma_{cr}}{s\sigma_y} = \frac{80 - \frac{s\sigma_y}{150} - \frac{L_k}{sD}}{71 - \frac{s\sigma_y}{150}} \quad \text{----- (4)}$$

$$\left(9 < \frac{L_k}{sD} < 30\right)$$

$$\text{角形鋼管: } sR_{cr} = \frac{s\sigma_{cr}}{s\sigma_y} = \frac{90 - \frac{s\sigma_y}{150} - \frac{L_k}{sD}}{81 - \frac{s\sigma_y}{150}} \quad \text{----- (5)}$$

$$\left(9 < \frac{L_k}{sD} < 30\right)$$

ただし, $c\sigma_{cr}$, $s\sigma_{cr}$: コンクリートと鋼管の座屈強度 (kgf/cm²)

cD , sD : コンクリートの径(幅)と鋼管の径(幅)

L_k : 柱の座屈長さ

4. 断面耐力

想定する終局状態が異なるために, 部材耐力は節点移動の有無で場合分けされる. その両者の元になる断面耐力をここで提案する. この断面耐力は塑性ヒンジ断面におけるものであり, 材端拘束の影響を受けないものである. 短柱から長柱まで連続的に扱うために, その断面耐力は座屈長さ断面せい比の関数となる.

図1の偏心圧縮実験から分かるように座屈長さ断面せい比が大きくなると, その耐力は全塑性耐力よりもはるかに小さくなる. そして, 図5, 図6のカラムカーブからも座屈耐力は座屈長さ断面せい比に応じて小さくなる. 文献7)では, 鉄骨構造ではあるが一定軸力下における片持ち柱の水平耐力の数値解析を行い, 細長比 (λ) が0.3以下 (ほぼ $L_k/D \leq 9$ に相当) の短柱ではひずみ硬化が顕著で全塑性耐力を上回るが, 細長比 (λ) が1.0前後 (ほぼ $L_k/D \approx 30$ に相当) の長柱になると図1の偏心圧縮実験と同様に全塑性耐力よりもはるかに小さくなっている. このように, いずれの終局状態であっても断面耐力は座屈長さ断面せい比に応じて小さくなる.

長柱の耐力は安定限界であるので, 材料の応力-ひずみ関係に依存する. したがって, 十分細長い長柱の断面耐力は材料の応力-ひずみ関係で接線剛性が急激に低下開始するときであり, いわゆる最外縁降伏耐力 (M_{AS}, N_{AS}) と考えられる. 一方, 十分太短い短柱の断面耐力はコンファインド効果を考慮した全塑性耐力 (M_u, N_u) と考えられる. つまり, CFT柱の断面耐力は座屈長さ断面せい比に応じて最外縁降伏耐力と全塑性耐力の間にある. その際, 図7に示すように, 最外縁降伏耐力時の降伏応力とは鋼管に対しては降伏強度 ($s\sigma_y$), コンクリートに対しては臨界強度に相当する圧縮強度の85% ($0.85c\sigma_B$) とし, 全塑性耐力時の塑性応力とは円形断面の場合はコンファインド効果を考慮したもので⁸⁾, 表1に示す.

そして, NM関係でのコンクリートと鋼管の累加は, 最外縁降伏耐力の場合であっても計算上の簡便さを優先させて中立軸を共有した一般化累加強度方式とする. 最外縁降伏時にはコンクリートの $0.85c\sigma_B$ と鋼管の $s\sigma_y$ が同時に起きることにしている. これは, 図8の応力-ひずみ関係から分かるように, 実務で頻繁に用いられる材料強度領域 (コンクリートは $300\text{kgf/cm}^2 \sim 900\text{kgf/cm}^2$, 鋼管は 3000kgf/cm^2

最外縁降伏耐力 (M_{AS}, N_{AS}) の応力分布

全塑性耐力 (M_u, N_u) の応力分布 (円形断面)

全塑性耐力 (M_u, N_u) の応力分布 (角形断面)

図7 断面耐力の応力分布

表1 各耐力時の材料強度

	最外縁降伏耐力時		全塑性耐力時	
	円形断面	角形断面	円形断面	角形断面
コンクリート強度	$0.85c\sigma_B$		$0.85c\sigma_B + 1.2 \frac{2t}{D-2t} s\sigma_y$	$0.85c\sigma_B$
鋼管強度	$s\sigma_y$		$0.82s\sigma_y$ (圧) $-1.12s\sigma_y$ (引)	$s\sigma_y$

図8 最外縁降伏時の応力-ひずみ関係

～4000kgf/cm²)ではほぼ平面保持されており、実用上遜色ないと判断したからである。

そこで、座屈長さ断面せい比に応じた断面耐力 (M_{ucr}, N_{ucr}) は、図9に示すように、同一の中立軸位置における最外縁降伏耐力点 (M_{AS}, N_{AS}) と全塑性耐力点 (M_u, N_u) を $R_{cr}^3 : (1 - R_{cr}^3)$ に内分する点とする。これは既往の偏心圧縮実験結果^{9), 10)}と合うように決めたものである。その際、最外縁降伏耐力 (M_{AS}, N_{AS}) は全塑性耐力 (M_u, N_u) を縮小して曲げ耐力最大値が一致するようにしたもので代用し、低減率 (R_{cr}) はコンクリートの場合と鋼管の場合の加重平均をとる。そして、従来の設計式^{6), 11), 12), 13)}などと同様に軸耐力の項にはカラムカーブによる低減率を乗じる。すると、次式のように表わせる。

$$M_{ucr} = R_{cr}^3 \cdot M_u + (1 - R_{cr}^3) \cdot M_{AS} \quad \text{----- (6)}$$

$$N_{ucr} = \{ R_{cr}^3 \cdot N_u + (1 - R_{cr}^3) \cdot N_{AS} \} \cdot R_{cr} \quad \text{----- (7)}$$

ただし、 M_{ucr}, N_{ucr} : 座屈長さ断面せい比に応じた断面耐力

M_u, N_u : コンファインド効果を考慮した全塑性耐力 (CFT指針²⁾参照)

M_{AS}, N_{AS} : 最外縁降伏耐力 (SRC規準¹⁾参照)

R_{cr} : 加重平均した低減率 (N_{cr}/N_u)

図9 座屈長さ断面せい比に応じた断面耐力 (角形CFTの場合)

5. 部材耐力

5.1 節点移動の無い場合

節点移動の無い場合とは、重量倉庫等で偏載荷重が作用する場合に該当する。図10に示すように、材端の軸力と曲げモーメントにより部材途中に大きな付加曲げモーメントが発生し、そこに塑性ヒンジが出来て安定限界に達する。これが各国の鋼構造設計規準類^{6), 11), 12), 14), 15), 16)}などで採用されている基本的な終局状態である。

塑性設計指針⁶⁾では、ある軸力における弾性曲げ釣り合い方程式の理論解を導き、式(8)に示すように、ある軸力における断面耐力にモーメント拡大係数の逆数を乗じて、材端曲げ耐力を求めている。

ここで、モーメント拡大係数の逆

図10 節点移動が無い場合

数を乗じることは、塑性ヒンジでの付加曲げモーメントを差し引いて断面耐力を材端曲げ耐力に換算することに相当する。

$$M_1 = M_{ucr} \frac{(1 - \frac{N_{ucr}}{N_k})}{C_M} \leq M_{ucr} \quad \text{----- (8)}$$

ただし、 M_1, N_{ucr} : 材端の曲げモーメントと軸力の終局耐力の組合せ

$M_{ucr} : N_{ucr}$ のときの座屈長さ断面せい比に応じた断面耐力

N_k : オイラー座屈強度

C_M : 節点移動が有る場合は、 $C_M=1.0$

節点移動が無い場合は、式 (9) による

$$C_M = 1 - 0.5(1 - \frac{M_2}{M_1}) \sqrt{\frac{N_{ucr}}{N_k}} \geq 0.25 \quad \text{----- (9)}$$

ただし、 M_1, M_2 : 材端に作用する曲げモーメントのうち、それぞれ絶対値の大きい方と小さい方で、単曲率の場合に正、複曲率の場合に負

図1の偏心圧縮実験から分かるように、CFT構造の柱は安定限界に至るかなり前から非線形性を有している。そこで、非線形性を考慮してTangent Modulus法で求められた座屈強度 (N_{cr}) でオイラー座屈強度 (N_k) を置き換えた式(10)および式(11)を提案する。

この置き換えの妥当性を検討するために、文献17)に示されたモーメント勾配のある場合の実験結果を用いて、図11でCFT指針²⁾とともに比較する。円形断面のCFTで、直径 $D=10.15$ cm、板厚 $t=0.24$ cm、

$$M_1 = M_{ucr} \frac{(1 - \frac{N_{ucr}}{N_{cr}})}{C_M} \leq M_{ucr} \quad \text{----- (10)}$$

$$C_M = 1 - 0.5(1 - \frac{M_2}{M_1}) \sqrt{\frac{N_{ucr}}{N_{cr}}} \geq 0.25 \quad \text{----- (11)}$$

ただし、 N_{cr} : 式 (1) による座屈強度

図11 節点移動が無くモーメント勾配のある実験結果との比較

コンクリート強度 $c\sigma_B=979\text{kgf/cm}^2$ ，鋼管引張降伏強度 $s\sigma_y=4180\text{kgf/cm}^2$ ，座屈長さ断面せい比 $Lk/D=21.4$ である。モーメント勾配が $M_2/M_1=0.6, 0.0, -0.6, -1.0$ について，CFT指針²⁾とよく似た曲線を描き，CFT指針²⁾よりも実験結果に近い。

さらに，文献9),10)に示された偏心圧縮実験結果を用いて，図12お

よび図13でCFT指針²⁾とともに比較する。図12は円形断面のCFTで，直径 $D=16.52\text{cm}$ ，板厚 $t=0.408\text{cm}$ ，コンクリート強度 $c\sigma_B=417\text{kgf/cm}^2$ ，そして鋼管降伏強度についてはCFT指針²⁾には文献9), 10)どおり圧縮降伏強度 $s\sigma_y=3600\text{kgf/cm}^2$ を用い，本提案には引張降伏強度 $s\sigma_y=4220\text{kgf/cm}^2$ を用いる。また，図13は角形断面のCFTについても同

図12 偏心圧縮実験結果との比較（円形）

図13 偏心圧縮実験結果との比較（角形）

様に、幅 $D=14.98\text{cm}$ 、板厚 $t=0.427\text{cm}$ 、コンクリート強度 $\sigma_c=325\text{kgf/cm}^2$ 、鋼管降伏強度についてはCFT指針²⁾には圧縮降伏強度 $\sigma_y=4200\text{kgf/cm}^2$ を用い、本提案には引張降伏強度 $\sigma_y=4470\text{kgf/cm}^2$ を用いる。図中に、参考として提案する断面耐力も描く。いずれも、座屈長さ断面せい比を $L_k/D=4, 8, 12, 18, 24, 30$ としたものである。円形断面の場合はCFT指針²⁾と同様に実験結果と極めて酷似している。角形断面の場合は実験結果の下限を押さえており、破壊性状が脆性的であることを考慮すると妥当である。また、提案式のNM関係は軸力0の純曲げ耐力が座屈長さ断面せい比 (L_k/D) とともに小さくなるのが特徴である。これは文献¹⁹⁾にも採用されているが、多くの従来の設計式^{6), 11), 12), 13)}などとは異なる。

5.2 節点移動の有る場合

節点移動の有る場合とは、実際は地震荷重が作用する場合に該当する。軸力よりも水平力（水平変位）が支配的で、柱が破壊するときは必ず柱頭もしくは柱脚に塑性ヒンジが出来る。柱先行降伏型構造では柱耐力は層全体の耐力となり、梁先行降伏型構造では柱耐力は柱梁の耐力比を照査する際に用いられる。したがって、前節のような軸力の安定限界に基づくのではなく、水平耐力の最大点（下降開始点）を終局状態と規定する。これは、従来の設計規準類^{6), 11), 12), 14), 15), 16)}などでは節点移動の無い場合と同じ終局状態で、式(8)で $C_M=1$ として扱っているのと大幅に異なっている。

本来、設計上の部材耐力は軸力とたわみによって生じる付加曲げモーメントを差し引いた材端耐力であることが好ましい。それについては、曲げモーメント-変位関係のモデル化が必要なので今後の課題とし、ここでは付加曲げモーメントを含む材端耐力を提案する。

図14に示すように、梁や接合部等の材端拘束により補強されて材

端近傍の断面耐力は増大し、外力の曲げモーメントとの比較で塑性ヒンジ位置が材端からずれる。そのずれ長さを考慮した部材耐力として式(12)を提案する。なお、ずれ長さ (L_x) は軸力比 (N_{ucr}/N_{cr}) の関数として式(13)で表わされ、 $L_k/D=6$ のとき文献¹⁸⁾の提案式と連続するようにしている。柱梁の耐力比を照査するときは、通

$$M_1 = \frac{L}{L-L_x} M_{ucr} + \frac{L_x}{L-L_x} M_2 \quad \text{----- (12)}$$

ただし、円形断面の場合は、

$$L_x = \left[1.5 \left(\frac{N_{ucr}}{N_{cr}} \right)^2 + 0.5 \right] \frac{L}{6} \quad \text{--- (13)}$$

角形断面の場合は、 $L_x = 0.5D$

M_1, N_{ucr} : 塑性ヒンジ端の曲げモーメントと軸力の終局耐力の組合せ

M_2 : 非破壊端の曲げモーメント、ただし複曲率をの場合を正

L, D : 柱の節点間長さと径

L_x : 塑性ヒンジの材端からのずれ長さ

図14 断面耐力分布と塑性ヒンジ発生断面

図15 水平加力実験結果との比較（円形）

図16 水平加力実験結果との比較（角形）

常の柱梁の弾性剛比に応じた M_2/M_1 の比を式(12)に用いる。柱先行降伏型構造での柱耐力を求めるときは、崩壊メカニズムが形成される $M_1=M_2$ の逆対称荷重状態の場合を想定して式(12)を用いる。

文献4)に示された一定軸力下における水平加力実験を用いて、図15および図16で実験結果と比較する。図15は円形断面のCFTで、直径 $D=16.54\text{cm}$ 、板厚 $t=0.42\text{cm}$ 、鋼管引張降伏強度 $\sigma_y=4200\text{kgf/cm}^2$ 、コンクリート強度 $c\sigma_b=354\text{kgf/cm}^2$ である。また、図16は角形断面のCFTで、幅 $D=15.06\text{cm}$ 、板厚 $t=0.44\text{cm}$ 、鋼管引張降伏強度 $\sigma_y=4120\text{kgf/cm}^2$ 、コンクリート強度 $c\sigma_b=354\text{kgf/cm}^2$ である。提案値および実験結果はすべて付加曲げモーメントを含む材端耐力で比較検討する。図中に、参考として提案する断面耐力も描く。

提案する材端耐力は、円形断面では実験結果の中央、角形断面では実験結果の下限を押さえている。これは、円形断面の破壊性状は靱性があり、角形断面の破壊性状は脆性的であることを考慮すると妥当である。ただし、図3からも分かるとおり、最大点の部材角は2%~3%にも達する。

6. 座屈長さ

柱梁の節点で柱端、梁端のいずれに塑性ヒンジが出来るかは、構造物全体の構造性能に大きく影響する。CFT指針²⁾では、節点移動が無いときは座屈長さは柱長さ以下となるので、座屈長さを柱長さ($L_k=L$)とすれば安全側となるが、節点移動が有る場合は座屈長さは柱長さ以上となるので、座屈長さは柱や梁の剛度に応じた複雑な計算をすることになる。

しかしながら、節点移動が有る場合でも柱先行降伏型構造なら、

塑性ヒンジは必ず柱頭または柱脚に発生し、明らかに座屈長さは柱長さ($L_k=L$)としてよい。その際、当然のことながら、付加曲げモーメントを考慮した外力で評価する必要がある。また、節点移動が有る梁先行降伏型構造では、柱耐力は柱梁の耐力比を照査する際に用いられる。この場合、梁が降伏した後でもその降伏曲げモーメントに抵抗しつつ軸力を支持していることを確かめる必要がある。

図17に示すように、柱梁の剛比に応じて計算した座屈長さ(L_k)の区間には水平変位と軸力による付加曲げモーメント $((N_L+\Delta N)\delta/2)$ と柱梁接合部から梁降伏曲げモーメント (BMy) が入力されている。我が国の通常の設計では、層間変形角は高々 $R=0.02\text{rad}$ 程度で、これによって生じる付加曲げモーメントを図15および図16のNM関係に描く。すると、座屈強度に対する軸力比(N/N_{cr})が円形断面では約0.85以下、角形断面では約0.75以下であれば、付加曲げモーメントよりも梁降伏曲げモーメントが確実に大きくなる。したがって、柱の耐力は柱梁接合部で算定しておけば良いので、座屈長さは柱長さ($L_k=L$)としてよいことになる。ただし、それを越える大きな軸力が作用する場合は、従来どおり柱梁の剛比に応じた座屈長さ(L_k)を用いて、軸力の安定限界が終局状態となることもある。さらに、図17に示すように、地震荷重を受けて水平移動と軸力の圧縮および引張が同時に生じる場合、引張側柱は破壊せずに、破壊しようとする圧縮側柱を拘束する。したがって、節点移動が無い状態になり、結果的に座屈長さは柱長さの0.6倍($L_k=0.6L$)まで短くすることができる場合もあるという実験的かつ解析的報告がある²⁰⁾。以上をまとめると、表2のようになる。

図17 節点移動が有り梁先行降伏型構造の終局状態

表2 崩壊モードと座屈長さおよび終局状態

	崩壊モード	座屈長さ (L_k)	終局状態	算定式
節点移動無	柱先行降伏型	$L_k=L$ (柱長さ)	軸力の安定限界	式 (10), 式 (11)
	梁先行降伏型			
節点移動有	柱先行降伏型	$L_k=L$ (柱長さ)	水平力の最大点	式 (12), 式 (13)
	梁先行降伏型	$L_k=L$ (柱長さ)	水平力の最大点	式 (12), 式 (13)
		L_k は、CFT指針により柱梁の剛比で算定	軸力の安定限界	式 (10), 式 (11)

7. まとめ

現行のCFT構造の柱の設計式が短柱と長柱で異なり不連続であり、実務者にとってあまりにも煩雑であるので、本論文では実用面に主眼を置いた簡単で連続性のある設計式を提案した。

カラムカーブを式(2)～式(5)のような簡単な式とし、従来のSRC規準で使い慣れた一般化累加強度による座屈長さ断面せい比に応じた断面耐力を式(6)および式(7)で与えた。そして、節点移動の有無によって異なる終局状態を規定し、短柱から長柱まで連続している部材耐力を提案した。節点移動が無い場合は従来の安定限界に基づく式を修正した式(10)および式(11)、節点移動が有る場合は塑性ヒンジの位置を考慮した式(12)および式(13)を提案した。これらを既往の実験結果と比較したところ(図11～図13、図15～図16参照)、破壊性状を考慮して円形断面の場合は中央、角形断面の場合は下限という工学的判断より提案式は妥当であることを示した。また、座屈長さについても崩壊モードごとに区別したものを表2に提案した。

謝辞

本論文の作成に当たり、九州大学教授松井千秋博士、同助教授津田恵吾博士には、貴重な実験データを提供して戴き、深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1987.6
- 2) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針、1997.10
- 3) C. Matsui, K. Tsuda and Y. Ishibashi : Slender Concrete Filled Steel Tubular Col-

- umns under Combined Compression and Bending, Structural Steel, 4 PSSC, Vol.3.Steel-Concrete Composite Structures, pp.29-36, 1995
- 4) 美野英司, 松井千秋, 津田恵吾, 有働文久：軸力と曲げせん断を受けるコンクリート充填鋼管長柱の座屈設計法に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), pp.965-966, 1996.9
- 5) 津田恵吾, 松井千秋：コンクリート充填鋼管柱の累加座屈荷重, 鋼構造論文集, 第3巻第9号, pp.11-18, 1996.3
- 6) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針, pp.114-129, 1975.11
- 7) 中島正愛, 山脇克彦, 辻文三：鉄骨柱材の耐力に関する感度分析, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp.1453-1454, 1990.10
- 8) 佐藤孝典：充填鋼管コンクリート柱の部材耐力の提案(せん断スパン比をM/QDを考慮した部材耐力), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.913-914, 1997.9
- 9) 松井千秋, 津田恵吾, 尾崎功, 石橋靖夫：コンクリート充填鋼管長柱の耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第494号, pp.137-144, 1997.4
- 10) 津田恵吾, 松井千秋, 石橋靖夫：コンクリート充填鋼管長柱の耐力評価式, 日本建築学会構造系論文集, 第496号, pp.119-126, 1997.6
- 11) European Committee for Standardization, Eurocode 4(draft) : Design of Composite Steel and Concrete Structures, 1992
- 12) American Institute of Steel Construction : Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Building, CHAPTER 1, September 1986
- 13) 鍾善桐：鋼管混凝土結構, 黑竜江科学技術出版社, 1994.10
- 14) 日本建築学会：鋼管構造設計施工指針, 1990.1
- 15) 日本建築学会：鋼構造座屈設計指針, 1996.1
- 16) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計規準(案)・同解説, 1990.2
- 17) 津田恵吾, 松井千秋, 藤永隆：モーメント勾配のあるコンクリート充填鋼管長柱の耐力について, 日本建築学会九州支部研究報告, pp.497-500, 第37号, 1998.3
- 18) 佐藤孝典：充填鋼管コンクリート構造における鋼とコンクリートの分担力抽出のための変形経路再現実験, 日本建築学会構造系論文集, 第468号, pp.155-164, 1995.2
- 19) 周ほか：鋼管混凝土結構設計・施工手冊, 中国建築工業出版社, 1991
- 20) 堀江竜巳, 宇野寿郎, 矢部喜堂ほか：地震水平力を受ける鋼構造骨組の座屈実験(その2. 解析による検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp.1389-1390, 1990.10

(1999年2月10日原稿受理, 1999年7月13日採用決定)