

(40) 角形CFT柱の鋼管応力に及ぼす鋼管の 応力-ひずみ関係の影響

横屋 翔¹・劉 懋²・城戸 將江³

¹正会員 豊橋技術科学大学大学院博士前期課程 建築・都市システム学専攻
(〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1) E-mail: yokoya.sho.xx@tut.jp

²正会員 徳山工業高等専門学校 土木建築工学科 助教
(〒745-0000 山口県周南市学園台) E-mail: liu@tokuyama.kosen-ac.jp

³正会員 北九州市立大学 国際環境工学部 准教授
(〒808-0135 福岡県北九州市若松区ひびきの1-1) E-mail: kido-m@kitakyu-u.ac.jp

本論文では、角形コンクリート充填鋼管柱に一定軸力下において水平力が作用する場合の、水平力-部材角関係を解析的に求め、単純累加強度式により求めた短期許容耐力に達したときの、鋼管の降伏状態について明らかにする。鋼管の応力-ひずみ関係には、メネゴット・ピントモデルを用いて解析を行っている。結果として、水平力-部材角の関係を幅厚比、鋼管の降伏応力度、コンクリートの圧縮強度、座屈長さ・断面せい比、軸力比を解析変数として求め、鋼管の応力-ひずみ関係に完全弾塑性型を用いた場合と比較し、その違いを示した。また、短期許容耐力に達した時、鋼管が降伏している解析変数の組み合わせを示すとともに、短期許容耐力時に鋼管が降伏している場合に対して、剛性の低下状況を示した。

Key Words : *steel concrete composite structure, short-term allowable strength, initial stiffness, Menegotto-Pinto's model*

1. はじめに

コンクリート充填鋼管構造設計施工指針（以下 CFT 指針）¹⁾の第 2 編に、軸力と曲げを受ける CFT 柱の短期許容耐力の算定式が示されている。これは鋼管部分とコンクリート部分の許容耐力の累加強度式となっている。CFT 短柱の降伏曲げ耐力（以後降伏強度と呼ぶ）について、CFT 指針では「平面保持の仮定に基づいて計算された曲げモーメント-曲率関係において、コンクリートもしくは鋼管が降伏と判定されたときの曲げモーメントとして求めることができる」とされており、文献 2)では角形 CFT 柱を対象とし、鋼管幅厚比、材料強度、コンクリートの圧縮強度と圧縮強度時のひずみをパラメータとし、累加強度と降伏強度の違いを示している。降伏強度は、鋼管の応力が降伏応力度に達するかコンクリートの応力が圧縮強度の $2/3 \sigma_{cb}$ に達するかいずれか早いほうで決定されるが、ほとんどの場合においてコンクリートの応力が $2/3 \sigma_{cb}$ に達することで降伏強度が決まっており、累加強度よりも降伏強度のほうが小さいことが明らかになっている。

このような背景から、文献 3)では、角形 CFT 柱に一定軸力下において水平力が作用する場合の水平力-部材

角関係を解析的に求め、短期許容耐力時と鋼管降伏時それぞれの水平力及び部材角の関係を、座屈長さ・断面せい比、軸力比、幅厚比を変数として示し、これらの変数の影響を示すと同時に短期許容耐力時に鋼管が降伏している変数の範囲を示した。鋼管の応力-ひずみ関係は完全弾塑性型のみとしていたが、非線形性やひずみ硬化の影響が考慮された応力-ひずみ関係も提案されており^例例えば、鋼柱の耐力や変形能力への影響も示されている⁵⁾。このことから文献 7)では、角形 CFT 柱の水平剛性に関して、鋼材の応力-ひずみ関係を、メネゴット・ピントモデルとしたとき、軸力比が 0.1 以下、0.5、0.6 の場合は完全弾塑性型の場合と比較して、短期許容耐力時の水平剛性が、全断面有効で弾性とした場合の剛性よりも小さくなることを示している。

本研究は文献 3)に引き続き、角形 CFT 柱が累加強度式により求めた短期許容耐力に到達した時の鋼管の応力状態と柱の部材角について明らかにすることを目的とし、鋼管の応力-ひずみ関係にメネゴット・ピントモデル⁴⁾を用い、水平力-部材角関係を幅厚比、鋼管の降伏応力度、コンクリートの圧縮強度、座屈長さ・断面せい比、軸力比を解析変数として求めた。鋼管の応力-ひずみ関係として完全弾塑性型を用いた場合との比較を行いその

違いを示す。また、短期許容耐力時に鋼管が降伏している場合の剛性の低下状況を示す。

2. 解析

(1) 解析モデルと解析方法

解析モデルは、図-1(a)に示す水平力 H と一定軸力 N が作用している、長さ L の片持ち柱形式の角形 CFT 柱とする。柱頭の水平変位を Δ 、部材角を $R=\Delta/L$ とする。また、柱の断面は図-1(b)のような断面せい D 、鋼管の板厚 t の角形断面とする。本研究は、CFT 指針に示されている CDC 法により、水平力 H —部材角 R 関係を求める。あらかじめ部材を構成する要素の応力—ひずみ関係を設定し、それをもとに断面の曲げモーメント—曲率関係を求めておく。次に、柱部材を長さ方向に分割し、微小要素の釣り合いを満たしながら、数値積分によって材端に作用する水平力と水平変位を求める。

(2) 材料の応力—ひずみ関係

a) コンクリートの応力—ひずみ関係

コンクリートの応力—ひずみ関係は式(1)に示す Fafitis & Shah 式⁹⁾を用いた。圧縮強度到達後は、 $c\sigma_B$ で一定とした。

$$\sigma = \left\{ 1 - \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_m} \right)^a \right\} c\sigma_B \quad (\varepsilon < \varepsilon_m) \quad (1)$$

$$\sigma = c\sigma_B \quad (\varepsilon_m \leq \varepsilon)$$

ここで、 $a = (E_c \cdot \varepsilon_m) / c\sigma_B$ 、最大耐力時のひずみ ε_m およびコンクリートのヤング係数 E_c は、崎野—孫モデル⁹⁾で採用されている Popovics¹⁰⁾、Martinez¹¹⁾の提案によるものであり、式(2)、(3)を用いて算定した。

$$\varepsilon_m = 0.93 \cdot c\sigma_B^{1/4} \cdot 10^{-3} \quad (2)$$

$$E_c = (3.32 \times \sqrt{c\sigma_B} + 6.9) \times 10^3 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3)$$

例として、図-2 にコンクリートの圧縮強度 $c\sigma_B$ が 36、60 N/mm² の場合の応力—ひずみ関係をそれぞれ示す。コンクリートは圧縮側の応力のみを負担する。

b) 鋼管の応力—ひずみ関係

鋼管の応力—ひずみ関係は式(4)のメネゴット・ピントモデルを用いる。

$$\frac{\sigma}{\sigma_y} = \frac{(1-b) \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} \right)}{\left\{ 1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} \right)^{R_h} \right\}^{\frac{1}{R_h}}} + b \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} \right) \quad (4)$$

ここで、 σ_y は鋼管の降伏応力度、 ε_y は鋼管の降伏ひずみである。本論文では、 ε_y は σ_y/E_s で求めた。 E_s は鋼のヤング係数で 205000 N/mm² とした。

図-3 に、メネゴット・ピントモデルの応力—ひずみ関係の一例を示す。本論文では、式(4)の係数を $R_h=2.4$ 、 $b=0.01$ とした。理由としては、この係数の組み合わせが、

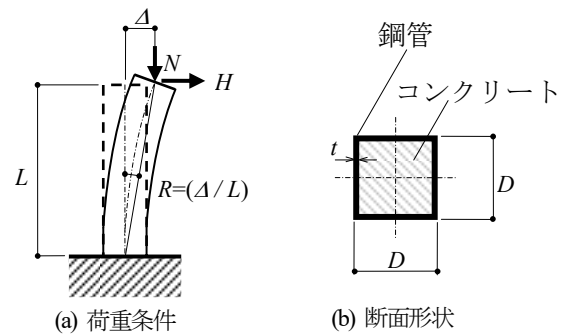


図-1 解析モデル

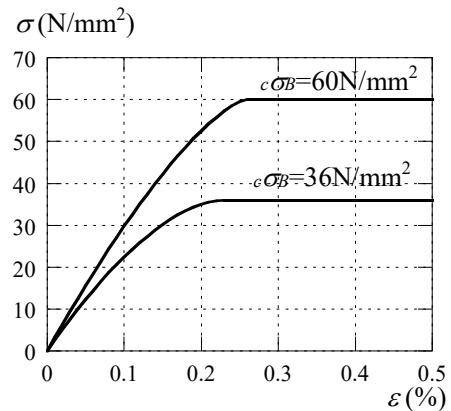


図-2 コンクリートの応力—ひずみ関係

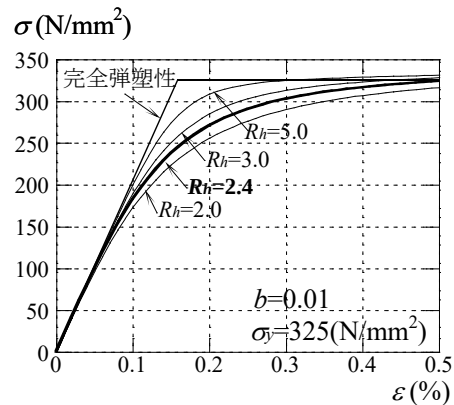


図-3 鋼管の応力—ひずみ関係

鋼構造限界状態設計指針¹²⁾に示されているカラムカーブに近い曲線を描くような応力-ひずみ関係となること、付録に示すように、文献¹³⁾に示される短柱圧縮実験の応力-ひずみ関係とほぼ一致していたこと⁷⁾による。

(3) 鋼管降伏とみなす条件

図-3のような降伏棚がないラウンドハウス型の応力-ひずみ関係では、0.2%オフセット耐力により降伏点を決める。しかし、 $R_t=2.4$ 、 $b=0.01$ としたときのメネゴット・ピントモデルでは、0.2%オフセット耐力に達したときのひずみが完全弾塑性型と比較してかなり大きい。そこで、図-4に示すように、ひずみの0.1%までオフセットした弾性直線と応力-ひずみ曲線との交点における応力、すなわち0.1%オフセット耐力を鋼管降伏とみなす応力とし、以後鋼管降伏とは鋼管の一部の応力が0.1%オフセット耐力に達したときのことを指すものとした。

CFT柱の降伏強度については、序論でも述べたように、コンクリートの圧縮縁の応力が $2/3 \sigma_B$ に達した時で決まる場合が大半で、降伏強度は単純累加強度よりも小さい。よって、CFT柱は、コンクリートの応力が $2/3 \sigma_B$ を超えている状態となっているものが多いと想定されるため、鋼材だけで構成された柱とは異なりコンクリートの応力状態についても考慮して決めたほうが良いと考えた。0.1%という値に明確な根拠はないが、本論ではこのように定めた。ただし、式(4)の係数の値と鋼管が降伏とみなす条件について今後は実験結果との比較を行うなどし、より詳細な検討を行い決定する必要があると考えている。

(4) 短期許容耐力時および鋼管降伏時の水平力

短期許容曲げモーメント M_a は、CFT指針第2編に示されている単純累加強度式を用いて算定した。図-5に解析により得られた水平力 H -部材角 R 関係の例を示している。この解析では PA 効果が考慮されている。許容耐力時の水平力 H_a はCFT柱の1次モーメント($H \times L$)が短期許容曲げモーメント M_a と等しくなった時の水平力とし、その時の部材角を R_a とする。

また、鋼管降伏時の水平力 H_{SY} は柱脚の曲げモーメントが $M-\phi$ 関係により得られた鋼管降伏時の曲げモーメントとなった時の水平力とし、その時の部材角を R_{SY} とする。

3. 解析結果

(1) 解析パラメータ

解析パラメータを以下に示す。

- ① 鋼管幅厚比 D/t : 15, 20, 30, 40
- ② 鋼管の降伏応力度 σ_y (N/mm²) : 235, 325, 440

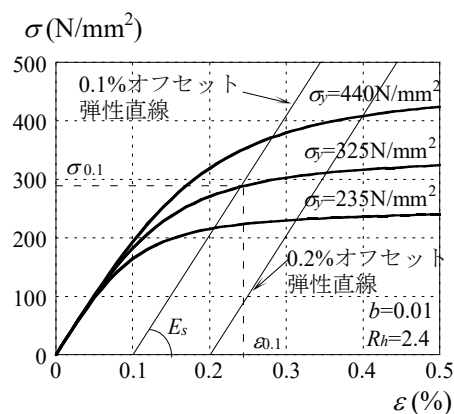


図-4 鋼管降伏とみなす応力

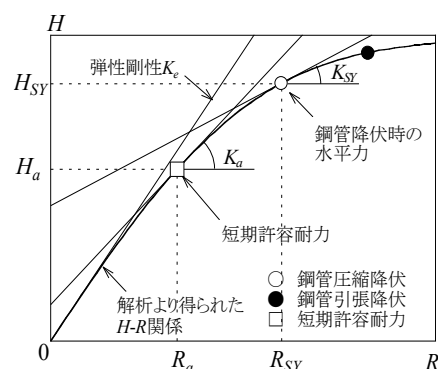


図-5 $H-R$ 関係上での水平剛性の定義

- ③ コンクリートの圧縮強度 σ_B (N/mm²) : 36, 60
- ④ 座屈長さ・断面せい比 l_k/D : 4, 8, 16
- ⑤ 軸力比 n : 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6

また、断面せい $D=600$ mmとした。軸力比 n の定義は、 $n=N/N_0$ である。 N_0 はCFT断面の圧縮耐力で、 $N_0=A\sigma_y+A_c\sigma_B$ とする。 A は鋼管断面積、 A_c はコンクリート断面積である。また、 $l_k/D=4, 8, 16$ はそれぞれCFT指針における短柱、中柱、長柱に対応している。したがって、短期許容曲げモーメントもそれぞれ短柱、中柱、長柱の式を用いて計算した。

(2) 水平力 H -部材角 R の関係

図-6に解析によって得られた、 $D/t=15$ 、 $\sigma_y=325$ N/mm²、 $\sigma_B=60$ N/mm²の場合の、水平力 H -部材角 R 関係を示す。図-6(a)~(c)にそれぞれ $l_k/D=4, 8, 16$ の場合を示している。また、図中の○印、●印で鋼管最外縁の圧縮応力あるいは引張応力が第2章(3)節で設定した応力に達したとき、□印で水平力が短期許容耐力時の水平力 H_a に達したときの点を示している。

図-6によれば、ほとんどの場合、圧縮降伏のほうが引張降伏より先に生じている。図-6(a), (b)の $l_k/D=4, 8$ の場合、鋼管降伏時の水平力は短期許容耐力に達したときの水平力に近い。図-6(c)の $l_k/D=16$ の場合では、短期許容耐力時には鋼管は降伏していないことが観察される。

(3) 短期許容耐力時の鋼管応力状態と柱部材角

a) 短期許容耐力時の鋼管応力状態

図-7 に、鋼管降伏時の水平力 H_{SY} と短期許容耐力時の水平力 H_a の比 H_{SY}/H_a と軸力比 n の関係を示す。 $H_{SY}/H_a=1$ を太線で示しており、 H_{SY}/H_a が 1 より小さい場合、短期許容耐力時に鋼管が降伏していることを意味している。

図-7 (a)～(d)は $\sigma_y=325\text{N/mm}^2$ 、 $\sigma_B=60\text{N/mm}^2$ でそれぞれ $D/t=15, 20, 30, 40$ の場合である。図-7 (e)と(f)は $D/t=15$ 、 $\sigma_B=60\text{N/mm}^2$ でそれぞれ $\sigma_y=235\text{N/mm}^2$ 、 440N/mm^2 の場合である。図中の、 $\triangle$ 印、 $\bullet$ 印、 $\square$ 印はそれぞれ座屈長さ・断面せい比 $l_k/D=4, 8, 16$ の場合である。比較のため図-7 (a)～(d)に赤色の線で、鋼管の応力-ひずみ関係に完全弾塑性型を用いた時の解析結果³⁾を示す。図-7 によれば、いずれの場合も l_k/D が大きいほど H_{SY}/H_a の値が大きくなる傾向にあり、完全弾塑性型を用いた場合も同様

である。特に、 $l_k/D=16$ の場合には、軸力比 n の値によらず、 H_{SY}/H_a の値はいずれも 1 より大きい値となっている。これは l_k/D が大きくなると短期許容耐力の値が小さくなるためと考えられる。

$l_k/D=4, 8$ の場合を見てみると、完全弾塑性型を用いた場合は、 H_{SY}/H_a の値が 1 より小さい場合が多く、これは短期許容耐力時にすでに鋼管が降伏していることを意味している。しかしながら、メネゴット・ピントモデルを用いた場合は、図-7 (a)～(d)の $\sigma_y=325\text{N/mm}^2$ では $D/t=15, 20$ の場合 H_{SY}/H_a の値は 0.99～1.12 程度で、 $D/t=30, 40$ の場合についても、 $l_k/D=4, 8$ に対して軸力比がそれぞれ、 0.4, 0.3 以下の場合、 H_{SY}/H_a の値は、 0.98～1.1 となっていた。また、図-7 (e)の $\sigma_y=235\text{N/mm}^2$ 、図-7 (f)の $\sigma_y=440\text{N/mm}^2$ についても、 H_{SY}/H_a の値が 1 に近いことがわかる。図-7 (f)についてはすべてが 1 以下となっていた。このように、

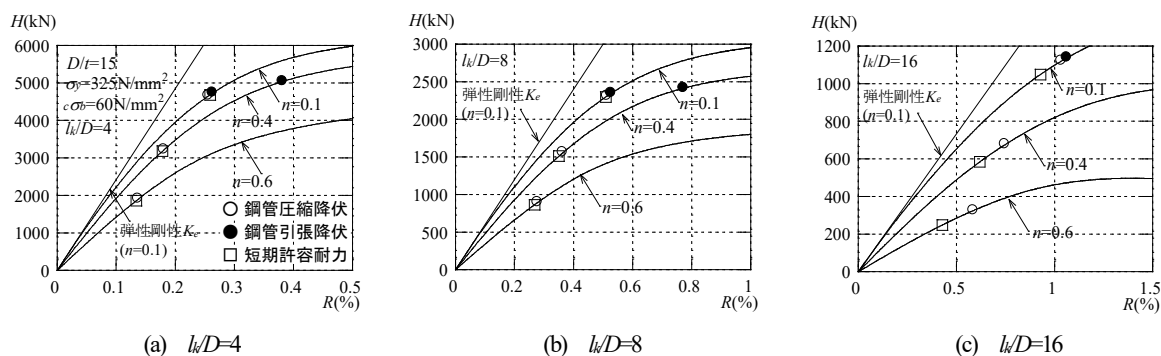


図-6 水平力 H —部材角 R 関係 ($D/t=15$, $\sigma_y=325\text{N/mm}^2$, $\sigma_B=60\text{N/mm}^2$)

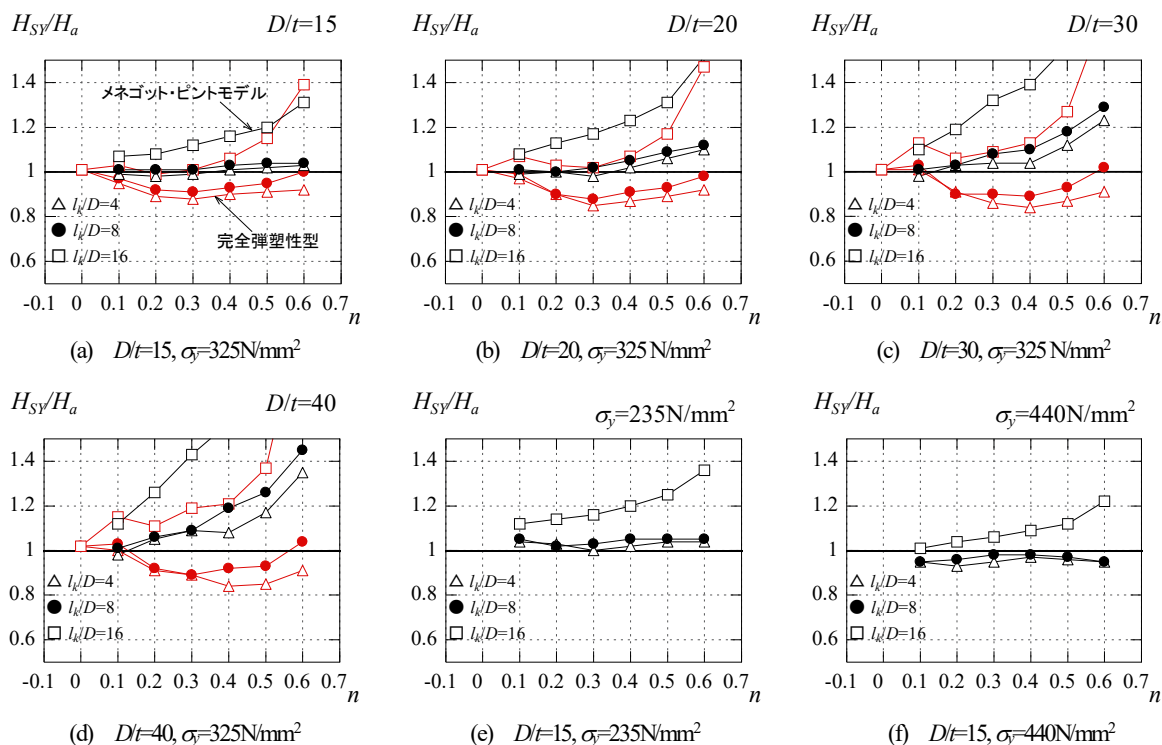


図-7 H_{SY} と H_a の値の比較 ($\sigma_B=60\text{N/mm}^2$)

メネゴット・ピントモデルで $R_f=2.4$, $b=0.01$ の係数を用いた場合, H_{SY}/H_a の値は 1 に近く, そうでないものも 1 以上となるものが多い. 短期許容耐力時には鋼管は降伏していない場合のほうが多い. 完全弾塑性型の応力-ひずみ関係と比較して, 降伏と判定されるときひずみが大きくなっているため, 短期許容耐力時に変形が過大になっている可能性がある. 次項で部材角について検討する.

b) 短期許容耐力時の柱部材角

図-8 に $H-R$ 関係により得られた鋼管降伏時の部材角 R_{SY} と短期許容耐力時の部材角 R_a と軸力比 n の関係を示している. いずれの場合も, 軸力比が大きくなるにつれ部材角が小さくなるが, これは図-6 に示したように, R_{SY} については鋼管の降伏は圧縮側で先に生じるため, R_a は軸力比が大きいほど許容曲げモーメントの値が小さくなることによる. 図-8 (a)~(d)によれば, $l_k/D=4, 8$ についてはほぼ部材角は 0.5%以下となっていることがわかる. しかしながら, 図-8 (f)の $\sigma_y=440\text{N/mm}^2$ の場合は $l_k/D=8$, $n=0.1, 0.2$ で部材角が 0.5%を超えている. これは鋼材の降伏応力度が高く, 弾性限が大きくなるためである. また, $l_k/D=16$ の部材角は短期許容耐力時には最大 1.22%, 鋼管降伏時には最大 1.25%と大きくなっている (いずれも図-8 (f)の場合). 柱が細長くなると, 耐力発揮時には部材角が過大になっている可能性がある. したがって, 短期許容耐力時に鋼管は降伏していないが, 変形が大きくなっていることに注意が必要である.

(4) 剛性の低下状況

表-1 に, すべての解析変数に対し, 短期許容耐力時の鋼管応力状態と柱部材角に関する解析結果を示す. 表-1 (a), (b), (c), (d)はそれぞれ $D/t=15, 20, 30, 40$ の場合である. □印で許容耐力時に鋼管が降伏している場合, ○印で部材角が 0.5%以上となる場合, ▲印で鋼管が降伏し, かつその時の部材角が 0.5%以上となっている場合を表す. 何も印がないものは短期許容耐力時に鋼管は降伏しておらず, 柱の部材角も 0.5%未満である. 鋼管が降伏しかつ $R=0.5\%$ 以上となっているものは主に, $\sigma_y=440\text{N/mm}^2$, $l_k/D=8$ のときに見られる.

CFT 指針では短期許容耐力として単純累加強度を用いることとしているが, その際に鋼管が降伏している解析パラメータの組み合わせが存在した. 短期荷重時に鋼管が降伏しているのは好ましくないと思われる. また, 短期許容耐力時に鋼管が降伏している場合, 短期許容耐力時に剛性が低下していることが想定される. しかしながら, 鋼管降伏時の剛性と短期許容耐力時の剛性がさほど変わらなければ, 短期許容耐力として単純累加強度を用いてもよいと判断できるのではないかと考え, 短期許容耐力時に鋼管が降伏している場合に着目し, 鋼管降伏時と短期許容耐力時の剛性の変化について考察を行う. 図-1(a)に示す片持ち柱の弾性剛性 K_e を式(5)で求めた.

$$K_e = \frac{H}{R} = \frac{ZN}{\tan Z - Z} \quad (5)$$

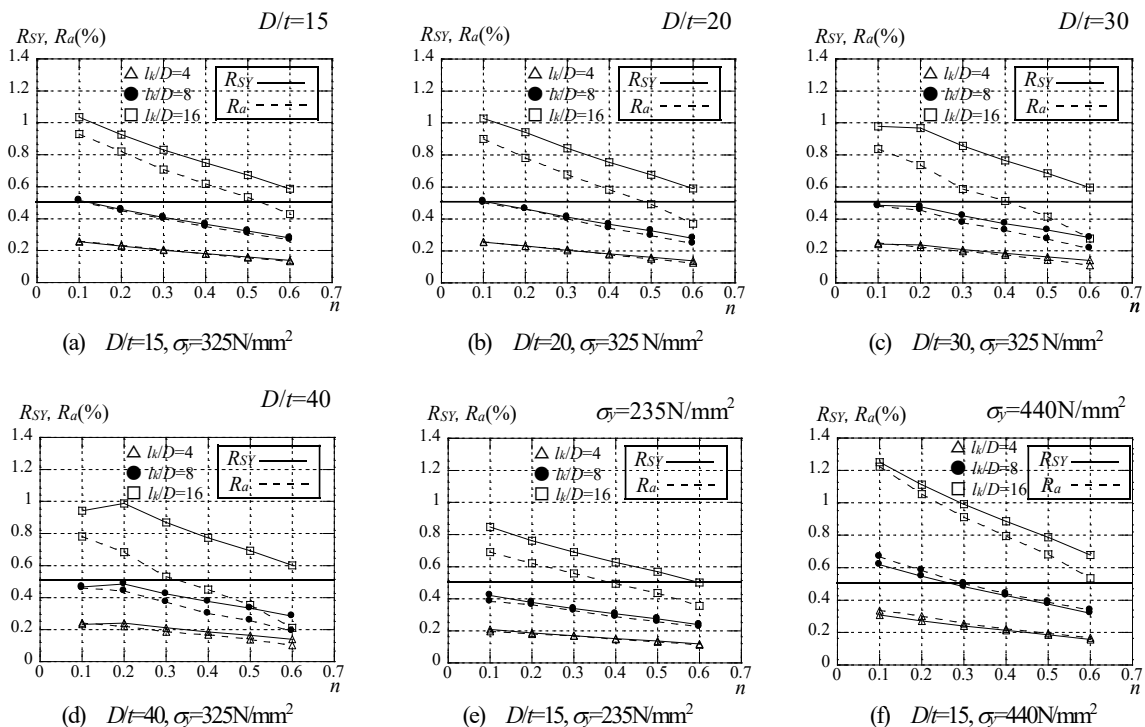


図-8 R_{SY} と R_a の値の比較 ($\sigma_B=60\text{N/mm}^2$)

表-1 短期許容耐力時の CFT 柱の状態

(a) $D/t=15$

$\sigma_y(N/mm^2)$	235						325						440					
$c\sigma_B(N/mm^2)$	36			60			36			60			36			60		
n	l_k/D	4	8	16	4	8	16	4	8	16	4	8	16	4	8	16		
0.1				○			○	▲	○	□	○	○	□	▲	▲	○		
0.2				○			○		○	□			○	▲	○	▲	○	
0.3				○	□		○		○	□			○	□	○	▲	○	
0.4									○				○	□	○	□	○	
0.5									○				○	□	○	□	○	
0.6													□	□	○	□	○	

(b) $D/t=20$

$\sigma_y(N/mm^2)$	235						325						440						
$c\sigma_B(N/mm^2)$	36			60			36			60			36			60			
n	l_k/D	4	8	16	4	8	16	4	8	16	4	8	16	4	8	16			
0.1				○			○	○	○	□	○	○	○	□	▲	○	□	▲	○
0.2				○			○		○				○	□	▲	○	□	▲	○
0.3				○			○		○	□			○	□	○	□	□	□	○
0.4													○			○	□		○
0.5													○				□	□	○
0.6																	□	□	○

(c) $D/t=30$

$\sigma_y(N/mm^2)$	235						325						440						
$c\sigma_B(N/mm^2)$	36			60			36			60			36			60			
n	l_k/D	4	8	16	4	8	16	4	8	16	4	8	16	4	8	16			
0.1				○			○	□	□	○	□		○	□	▲	○	□	▲	○
0.2				○			○			○		○	□	○			▲	○	○
0.3				○						○		○				○	□		○
0.4										○			○				○		○
0.5																○			○
0.6																			

(d) $D/t=40$

$\sigma_y(N/mm^2)$	235						325						440						
$c\sigma_B(N/mm^2)$	36			60			36			60			36			60			
n	l_k/D	4	8	16	4	8	16	4	8	16	4	8	16	4	8	16			
0.1				○			○	□	□	○	□		○	□	▲	○	□	▲	○
0.2				○			○			○			○	○	○		○		○
0.3										○			○				○		○
0.4																			○
0.5																○			
0.6																			

□ : 鋼管降伏, ○ : 部材角が 0.5%以上, ▲ : 鋼管降伏かつ部材角が 0.5%以上

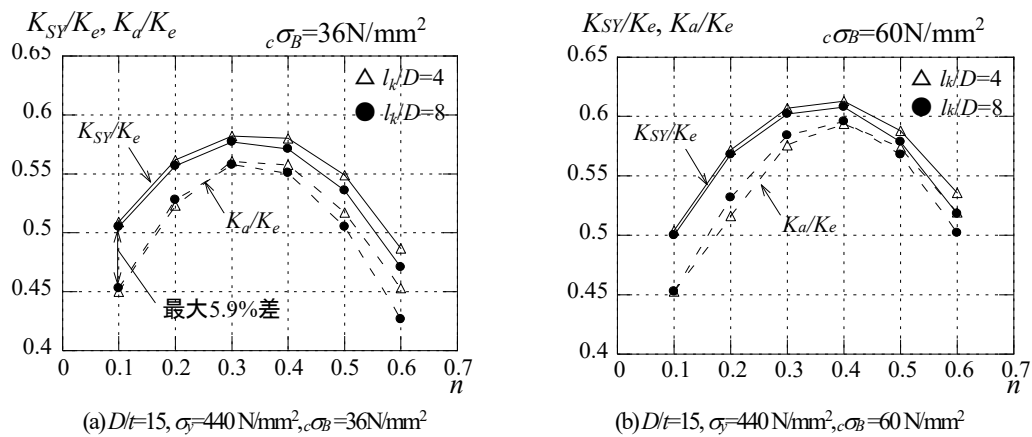


図-9 短期許容耐力時鋼管が降伏している場合の剛性の低下状況

ここで、 $Z = L\sqrt{N/EI}$, $EI = E_d I_d + E_s I_s$ である。 E_c , E_s はそれぞれコンクリート、鋼管のヤング係数、 I_c , I_s はコンクリート、鋼管の断面二次モーメントで、全断面有効で弾性として求めたものである。なお、CFT指針の復元力特性では全断面有効で弾性として求めた剛性を初期剛性としている。CFT柱は充填コンクリートが引張応力を負担しないことやコンクリートの非線形性などにより、式(5)で求めた剛性と実際の剛性は、短期許容耐力時の割線剛性とは一致していないが⁷⁾、理論的に明快な弾性剛性 K_e によって基準化した K_{sy}/K_e , K_a/K_e を用いて考察する。

図-5 に示す水平力 H —部材角 R 関係上に、弾性剛性 K_e 、鋼管降伏時の接線剛性 K_{sy} 、短期許容耐力時の接線剛性 K_a の定義を示している。 K_{sy} , K_a はそれぞれ H_{sy} , H_a 時の接線剛性である。

図-9 に、短期許容耐力時に鋼管が降伏している解析

パラメータの組み合わせにおける剛性低下率 K_{sy}/K_e , K_a/K_e について、 $\sigma_y=440N/mm^2$ のときのみ示している。図-9 (a), (b) は $D/t=15$ でそれぞれ $c\sigma_B=36N/mm^2$, $60N/mm^2$ の場合である。実線で鋼管降伏時の剛性低下率 K_{sy}/K_e 、破線で短期許容耐力時の剛性低下率 K_a/K_e を表している。図-9 によれば、軸力比 n が 0.3~0.4 の範囲で、 K_{sy}/K_e , K_a/K_e の値が最も大きくなっている。これは、軸力が比較的小さい範囲ではコンクリートのひび割れに伴って剛性が低下し、軸力が高い範囲では、ひずみが大きくなり材料の非線形性が影響して剛性が低下するためであると考えられる。また、メネゴット・ピントモデルの非線形性の影響により、完全弾塑性型を用いた場合 (0.704~0.971) と異なり、 K_{sy}/K_e の値は 0.471~0.613 であり、鋼管降伏時の剛性がかなり低下している。

K_{sy}/K_e と K_a/K_e の値の差については、 $D/t=15$, $l_k/D=4$,

$n=0.1$ のときに最大値となっており、約 5.9%であった。一方で、完全弾塑性型の場合は最大で 21%の差が生じるという結果となっていた³⁾。このように、メネゴット・ピントモデルを用いた場合は、鋼管降伏が短期許容耐力時の剛性低下に与える影響はそれほど大きくなく、コンクリートや鋼材の非線形性による剛性低下に及ぼす影響のほうが大きいと考えられる。

ここで、短期許容耐力として累加強度式を用いることに関しては、累加強度に到達した時の剛性の低下状況、鋼管やコンクリートの損傷状態について考慮して検討する必要がある。本研究ではメネゴット・ピントモデルで一つの係数の組み合わせのみで検討を行っているため、今後はパラメータを増やし、実験結果などとの比較も行いながら CFT 柱の短期許容耐力について検討を進めたいと考えている。

4. まとめ

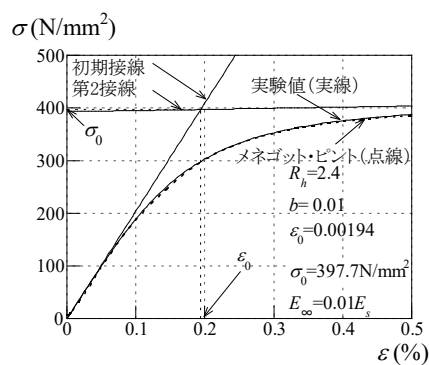
本研究では、鋼材の応力-ひずみ関係としてメネゴット・ピントモデルを用いた場合の角形 CFT 柱の水平力-変位関係を解析的に求め、単純累加強度式で求めた短期許容耐力時の鋼管の応力状態ならびに柱部材角について検討を行った。得られた知見は以下のとおりである。

- 1) 完全弾塑性型を用いた場合は、短期許容耐力時にすでに鋼管が降伏している場合が多かったが、メネゴット・ピントモデルを用いた場合は、 $\sigma_y=440\text{N/mm}^2$ の場合を除き、鋼管が降伏している解析変数の組み合わせは少なかった。
- 2) 座屈長さ・断面せい比が 16 の場合は、短期許容耐力時の部材角は 0.5%を超えていたが鋼管は降伏していなかった。また、鋼管が降伏しかつ $R=0.5\%$ 以上となっているものは主に、 $\sigma_y=440\text{N/mm}^2$ 、 $l_k/D=8$ のときであった。
- 3) 短期許容耐力時に鋼管が降伏している場合、鋼管降伏時における接線剛性と短期許容耐力時における接線剛性の差は、最大で 5.9%であり、鋼管降伏が剛性低下に及ぼす影響は完全弾塑性型の場合の 21%と比較すると小さかった。

今後は、短期許容耐力として累加強度式を用いることのできる解析変数について、耐力、剛性、断面の応力状態などを考慮して検討を進めたいと考えている。

付録

付図-1 に、文献 13)に示されている短柱鋼管 (BCR295) 圧縮実験の軸応力-軸ひずみの関係と、式



付図-1 短柱圧縮試験との比較

(4)のメネゴット・ピントモデルによる応力-ひずみ曲線の対応を示す。 $R_h=2.4$ 、 $b=0.01$ 、 $\epsilon_0=0.194\%$ とした時、実験値との対応が良いことがわかる。

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，2008.10
- 2) 劉青崧，城戸將江，津田恵吾：コンクリート充填鋼管断面の累加強度と降伏強度について，日本建築学会九州支部研究報告，第49号，pp.281-284，2010.3
- 3) 半田遼，劉懋，城戸將江，津田恵吾：角形 CFT 柱の短期許容耐力時における鋼管応力について，鋼構造年次論文報告集，第25巻，pp.806-812，2017.11
- 4) Marco MENEGOTTO, Paolo Emilio PINTO: Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending, Proc., IABSE Symposium of Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by well Defined Repeated Loads, International Association for Bridge and Structural Engineering, Lisbon, Portugal, Vol. 13, pp.15-22, 1973
- 5) 森野捷輔，渥美博：鋼柱の耐力と変形能力におよぼす材料の応力-ひずみ特性の影響に関する研究（その1），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造II，pp.1355-1356，1990.7
- 6) 渥美博，森野捷輔，川口淳：鋼柱の耐力と変形に関する研究（その2），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造II，pp.1253-1254，1991.7
- 7) 半田遼，劉懋，城戸將江，津田恵吾：角形 CFT 柱の初期剛性に及ぼす鋼材の応力-ひずみ関係の影響，鋼構造年次論文報告集，第24巻，pp.87-92，2016.11
- 8) A.Fafitis and S.P.Shah：Lateral Reinforcement for High-Strength Concrete Columns, Journal of American Concrete Institute, Vol. 87, No. 12, pp.213-232, 1985.9
- 9) 崎野健治，孫玉平：直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第461号，pp.95-104，1994.7
- 10) Popovics, S.：A Numerical Approach to Complete Stress-Strain

Curve of Concrete, Cement and Concrete Research, Vol.3, pp.583-299, 1973.9

- 11) Martinez, S., Nilson, A.h. and Slate, F.O. : Spirally Reinforced High-Strength Concrete Columns, Journal of ACI, Vol.81, No.35, pp.431-442, 1984.9
- 12) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説, 2010.2
- 13) カクオツキン, 吉田キカ, 城戸將江, 津田恵吾：一定振

幅繰返し載荷を受ける角形 CFT 長柱の疲労特性に関する研究, 日本建築学会九州支部研究報告, 第 55 号, pp.569-572, 2016.3

(Received September 10, 2021)

EFFECT OF STRESS-STRAIN RELATIONSHIP OF STEEL TUBE ON STRESS CONDITIONS OF STEEL TUBE OF SQUARE CFT COLUMNS

Sho YOKOYA, Mao LIU and Masae KIDO

This study aims to clarify whether steel tube yields or not in CFT column which attained the simple superposed strength. The Menegotto-Pinto's model is used as the stress-strain relationship of steel tube in analysis. As a result, the stress condition of steel tube when the CFT column attained the simple superposed strength is shown by taking width-to-thickness ratio D/t , length-to-depth ratio l_k/D and axial force ratio n as parameters. The decrease of stiffness for the case which steel tube yielded when CFT column attained the simple superposed strength is investigated.