

# せん断スパン比の小さいコンクリート充填鋼管部材 の曲げ耐力と変形性能の評価

青木 千里\* 池田 学\* 斉藤 雅充\*  
萬代 能久\*\* 吉田 直人\*\*\*

**Evaluation Method of Bending Capacity and Ductility of Concrete Filled Steel Tube  
Members with Small Shear-span Ratio**

Chisato AOKI Manabu IKEDA Masamichi SAITO  
Yoshihisa BANDAI Naoto YOSHIDA

Concrete filled steel tube (CFT) members have been applied to the columns of rigid frame structures. However, failure mode, bending capacity and ductility of CFT members with small shear-span ratio are not clear because there have been few studies on them. In this study, we conducted cyclic loading tests of short-span CFT members with constant vertical load. As a result, we confirmed that they show bending failure mode, but the existing design method overestimates their bending capacity. Therefore, we have proposed a new evaluation method of their bending capacity and ductility.

キーワード：CFT 部材，せん断スパン比，曲げ耐力，変形性能，応力・ひずみ曲線

## 1. はじめに

円形断面のコンクリート充填鋼管部材（以下，CFT 部材）は，鋼管とコンクリートの合合作用により，断面寸法に比べて大きな耐荷力や優れた変形性能が得られ，また施工性にも優れていることから，鉄道構造物では駅部等の高架橋の柱に適用されるケースが多い。標準的な高架橋の柱では，せん断スパン  $L_a$  と柱外径  $D$  の比であるせん断スパン比  $L_a/D$  は 3.0 ～ 6.0 程度であり，「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計」（以下，耐震標準）<sup>1)</sup> には，このような円形 CFT 部材を対象に曲げ耐力や変形性能の算定法が定められている。しかし，高架橋の端部区間の柱や 2 層式ラーメン高架橋の上層の柱等では，せん断スパン比が 3.0 より小さい CFT 部材（以下，短柱 CFT 部材）を適用せざるを得ないケースも多い。

CFT 部材は，せん断スパン比が 3.0 以上であれば曲げ破壊となるが，せん断スパン比が小さくなると，せん断破壊の可能性やせん断の作用による曲げ耐力や変形性能の低下等が考えられる。矩形断面の短柱 CFT 部材については，せん断スパン比が 1.0 を下回るとせん断破壊が生じるとされ<sup>2) 3)</sup>，短柱 CFT 部材の曲げ耐力やせん断

耐力の定量的な評価も行われている<sup>4)</sup>。一方，円形断面の短柱 CFT 部材については，厚肉断面のせん断耐力の検討事例<sup>5)</sup> 等がある程度で，研究例は非常に少ない。また，日本建築学会の CFT 指針<sup>4)</sup> には，等曲げモーメントを受ける短柱 CFT 部材の単調載荷試験を基にした検討結果が示されているが，柱のような曲げモーメント分布が線形勾配で繰り返し載荷を受ける場合については，破壊性状や曲げ耐力，変形性能は明らかとなっていない。

そこで本研究では，円形断面の短柱 CFT 部材の破壊性状や曲げ耐力，変形性能の定量的な評価方法の提案を目的に，鉄道高架橋で想定される低せん断スパン比の片持ち柱形式の試験体を用いて交番載荷試験を実施した<sup>6)</sup>。そして，耐震標準における CFT 部材の曲げ耐力や変形性能の算定法について短柱 CFT 部材への適用に対する課題を明らかにするとともに，短柱 CFT 部材の曲げ耐力と変形性能の算定法について検討した。

## 2. 交番載荷試験の概要

### 2.1 試験体

表 1 に，試験体の諸元を示す。鋼管は，板材 (SS400) から造管した。試験体 K-1 は，せん断スパン比 3.0 の標準的な形状で，短柱との比較の対象に用いた。試験体 K-2 は，せん断スパン比 1.7 の短柱で，試験体 K-1 とせん断スパン比以外はほぼ同じである。また，試験体 K-3 は，径厚比 117 の薄肉断面の短柱で，試験体 K-2 と径

\* 構造物技術研究部 鋼・複合構造研究室  
\*\* 構造物技術研究部 鋼・複合構造研究室  
(現 西日本旅客鉄道株式会社)  
\*\*\* 構造物技術研究部 鋼・複合構造研究室  
(現 東日本旅客鉄道株式会社)

表1 試験体の諸元

試験体	外径 $D$ (mm)	鋼管厚 $t$ (mm)	材料強度		せん断 スパン $L_a$ (mm)	導入 軸力 $N'$ (kN)	径厚比 $D/t$	せん断 スパン比 $L_a/D$	軸力比 $N'/N'_y$	径厚比 パラメータ $R_t$	細長比 パラメータ $\bar{\lambda}$
			コンクリート 圧縮強度 $f'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	鋼管 降伏強度 $f_{sy}$ (N/mm <sup>2</sup> )							
K-1	269.0	4.2	21.9	299.8	810	425	64	3.0	0.21	0.08	0.22
K-2	269.5	4.2	23.2	299.8	459	440	64	1.7	0.21	0.08	0.12
K-3	269.9	2.3	24.9	358.9	459	374	117	1.7	0.20	0.17	0.13

径厚比パラメータ  $R_t = 1.65(f_{sy}/E_s) \cdot (r/t)$  , 細長比パラメータ  $\bar{\lambda} = \sqrt{N'_y/N'_{cr}}$

$E_s$ : 鋼管の弾性係数,  $r$ : 鋼管半径,  $N'_y$ : 全塑性軸力,  $N'_{cr}$ : 弾性座屈荷重

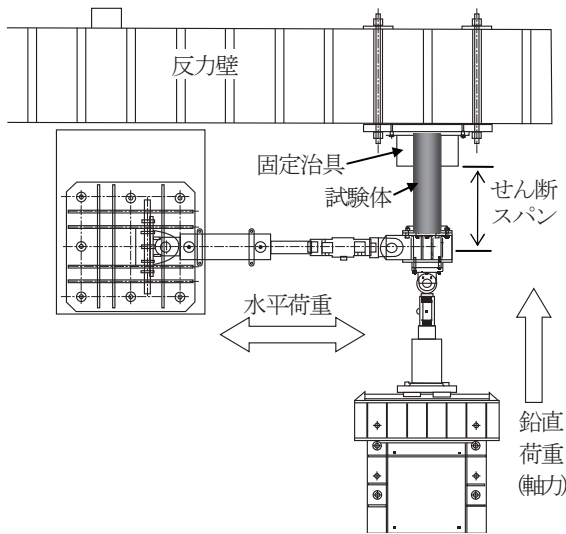


図1 荷重状況

厚比以外はほぼ同じである。これらの比較により、せん断スパン比や径厚比による違いに着目した。

なお、せん断スパン比 1.7 は、鉄道高架橋の柱で想定される範囲と試験装置の寸法の制約から設定した。また、径厚比は、試験体 K-1 と K-2 は実構造で標準的な値とし、試験体 K-3 は実構造で適用が想定される薄肉断面のほぼ最大値に設定した。

## 2.2 荷重方法

荷重は、図1に示すように、鉛直方向に一定軸力を与えた状態で、試験体頂部に水平方向に正負交番する変位を変位制御で与える方法とした。水平変位は、降伏変位  $\delta_y$  の整数倍の変位を  $1\delta_y, 2\delta_y, 3\delta_y \dots$  と段階的に大きくし、1ステップあたりの繰返し数は3回とした。

降伏変位は、図2に示すように、荷重方向に対して引張側 45° 位置の鋼管が降伏しづみに達したときの変位とした。これは、耐震標準<sup>1)</sup>で示す CFT 部材のモデル化に用いる骨格曲線 (図3) の降伏点に合わせてものである。

## 3. 荷重試験結果

### 3.1 試験体の損傷状況

いずれの試験体とも、曲げ降伏がせん断降伏に先行し

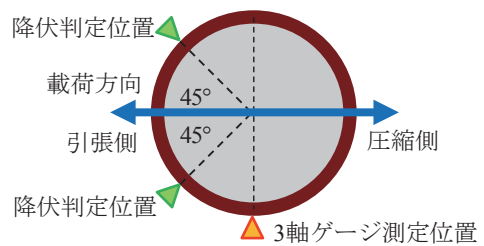


図2 降伏判定と3軸ゲージの位置

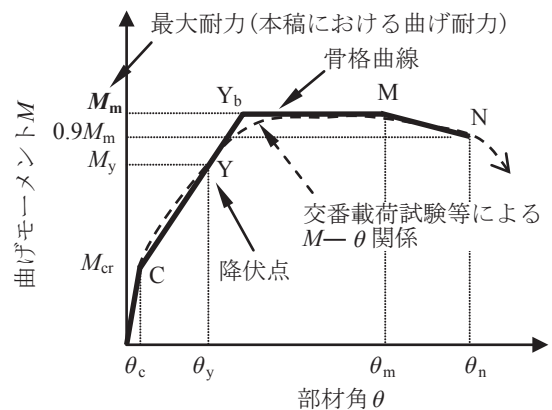


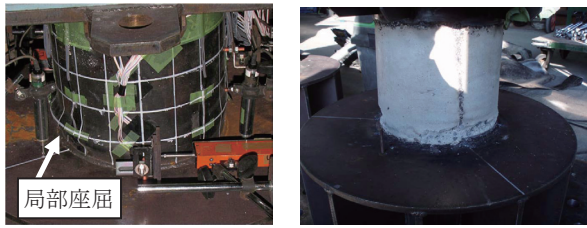
図3 CFT 部材の骨格曲線<sup>1)</sup>

て生じた。その後、 $3\delta_y$  程度の時点で鋼管基部に曲げ圧縮による局部座屈が生じ、その局部座屈発生と前後して最大荷重に到達した。さらに、荷重が進むにつれて局部座屈が進展し、緩やかに荷重が低下した。最終的には、鋼管の局部座屈頂部にき裂が生じ、急激に荷重が低下したため、この時点で荷重を終了した。発生したき裂は、低サイクル疲労によるものと考えられる。

### 3.2 短柱 CFT 部材の終局状態

試験体 K-2 について、図4に鋼管の局部座屈の状況と荷重後の内部コンクリートの損傷状況を示す。これらの損傷状況は、試験体 K-3 でも同様であった。

図4 (a) に示すように、鋼管に曲げ圧縮による局部座屈が生じ、荷重に伴い局部座屈が進展した。また、図4 (b) に示すように、荷重終了後の内部コンクリートには、柱基部付近にひび割れ、剥離等が認められるが、目で確認する限り、基部以外はせん断ひび割れ等の損傷



(a)鋼管の局部座屈 (b)内部コンクリートの損傷  
図4 試験体の損傷状況(試験体 K-2)

は認められなかった。これらは、せん断スパン比 3.0 の試験体 K-1 と同様であり、CFT 部材の典型的な曲げ破壊<sup>7)</sup>であることが確認された。

### 3.3 鋼管のせん断ひずみ

試験体 K-1 と K-2 について、鋼管のせん断ひずみの計測結果を図 5 に示す。せん断ひずみは、図 2 のように鋼管側面に張り付けた 3 軸ゲージで計測した。図 5 は、降伏時 ( $1\delta_y$ ) の時点と、鋼管の局部座屈部の高さが 10mm 程度になった  $5\delta_y$  の時点での結果を示している。 $5\delta_y$  の時点は、図 3 の骨格曲線において、最大荷重の 90% の荷重を維持する N 点にほぼ相当する。

図 5 より、降伏時、 $5\delta_y$  の時点ともに、試験体 K-1 と K-2 のせん断ひずみの違いは水平荷重の比にほぼ相当しており、分布形状は定性的には同じであると言える。なお、 $5\delta_y$  の時点の鋼管基部のひずみの急増は両試験体とも局部座屈によるものと考えられる。

以上より、せん断の作用による短柱 CFT 部材の鋼管の曲げ挙動への影響は小さいと考えられる。

### 3.4 荷重・変位関係

図 6 に試験体基部の曲げモーメント  $M$  と、柱頭の水平変位をせん断スパンで除した部材角  $\theta$  の関係を示す。また、後述する計算値も示している。図 6 より、短柱の試験体 K-2 および K-3 は、せん断スパン比 3.0 の試験体 K-1 と同様に、最大曲げモーメント到達後の荷重低下は鋼管にき裂が発生するまではほぼ一定の勾配であり、急激な低下は認められず、じん性に優れていることがわかる。

試験体 K-1 と K-2 はせん断スパンのみ異なるが、これらの曲げモーメントと部材角の関係はほぼ同じである。このことから、せん断スパン比 1.7 の CFT 部材は、荷重低下域も含め、せん断の作用による曲げモーメントと部材角の関係への影響はほとんどないと考えられる。

また、試験体 K-3 は、試験体 K-2 と比較すると、最大曲げ耐力や変形性能が小さい。これは、試験体 K-3 は鋼管が薄肉であること、それによる拘束効果が低下することが原因と考えられ、せん断スパン比 3.0 程度の CFT 部材でも同様の傾向を示す<sup>7)</sup>。

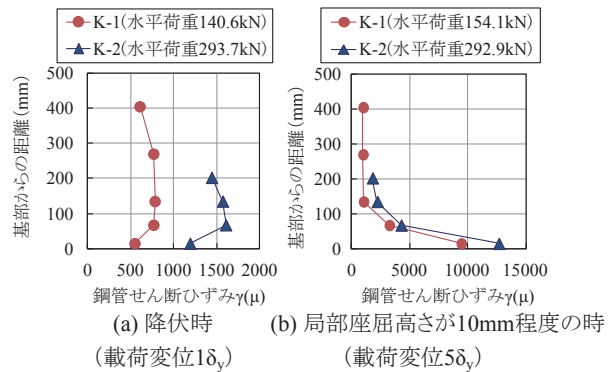


図5 鋼管のせん断ひずみ分布

## 4. 曲げ耐力・変形性能の実験値と計算値の比較

### 4.1 実験値と計算値の比較

耐震標準<sup>1)</sup>による計算値(以下、現行法)を図 6 に示す。現行法は、土木学会「複合構造標準仕方書」<sup>8)</sup>と同じである。また、現行法の適用範囲はせん断スパン比 3.0 ~ 6.0 であるが、せん断スパン比 1.7 の場合もそのまま用いて計算した。

図 6(a) より、せん断スパン比 3.0 の CFT 部材の曲げ耐力・変形性能を精度よく計算できることが確認できる。一方、図 6 (b) (c) より、せん断スパン比 1.7 の短柱 CFT 部材では、変形性能は実験値と整合するが、曲げ耐力に関しては、径厚比によらず過大に評価する傾向にある。

### 4.2 曲げ耐力の過大評価に対する考察

ここでは、現行法による曲げ耐力が過大評価となる原因について、現行法の短柱 CFT 部材への適用性の観点から考察する。変形性能は計算値と実験値が概ね一致しているため、曲げ耐力に着目する。

図 3 に示す曲げ耐力  $M_m$  の算出の際、図 7 に示すように、部材端部に破壊ゾーンが形成され、これが変形と共に上方へ拡大することを考慮して、等価塑性ヒンジ長  $L_p$  だけ上方にシフトした断面を破壊断面とし、この断面の曲げ耐力  $M_u$  を算定した後、式 (1) により  $M_m$  を算定している。なお、 $M_u$  算定の際の充填コンクリートの材料特性には、RC 部材と同様の応力-ひずみ曲線<sup>9)</sup>を使用しているが、鋼管による拘束効果を考慮して、圧縮縁ひずみ  $\epsilon'_{cu}$  を RC 部材で一般に用いられる 0.0035 よりも増加させ、式 (3) により算定している。

$$M_m = \frac{L_a}{L_a - L_p} M_u \quad (1)$$

ここで、 $L_a$ : せん断スパン

$L_p$ : 塑性ヒンジ長で式 (2) により算定する<sup>10)</sup>

$$L_p = D \left\{ 1.5 \left( N' / N'_y \right)^2 + 0.5 \right\} \quad (2)$$

ここで、 $N'$ : 作用軸力、 $N'_y$ : CFT 部材の全塑性軸力

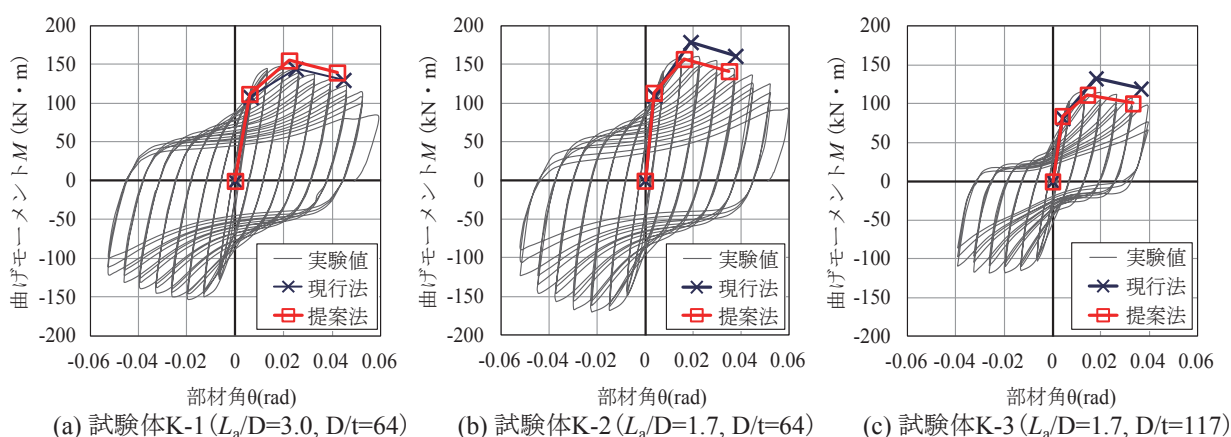


図6 曲げモーメントと部材角の試験結果と計算値

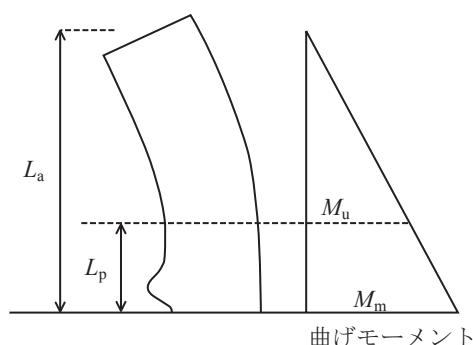


図7 曲げ耐力  $M_m$  算定時のモーメント分布

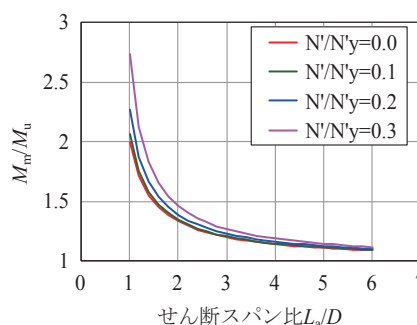


図8 式(1)における  $M_m/M_u$  とせん断スパン比の関係

$$\varepsilon_{cu}' = 1.474 \cdot (f_{sy} / E_s) \cdot 100 / (D/t) + 0.006 \quad (3)$$

ここで、 $f_{sy}$ ：鋼管の降伏強度、 $E_s$ ：鋼管の弾性係数、 $D$ ：鋼管の外径、 $t$ ：鋼管厚

なお、式(2)はせん断スパン比3.0程度の片持ち形式の曲げせん断試験結果を基に提案されたものである<sup>11)</sup>が、文献7)において、せん断スパン比3.0～6.0の範囲での適用が確認されている。

式(1)は、同断面でもせん断スパンによって曲げ耐力  $M_m$  が変わる。図8に式(1)における  $M_m$  と  $M_u$  の計算値の比とせん断スパン比の関係を示すが、せん断スパン比が小さくなると  $M_m/M_u$  の値が急増する。例えば、せん断スパン比3.0では  $M_m/M_u$  は1.2～1.3程度であるが、せん断スパン比1.7では1.4～1.6程度と2割程度大きくなる。一方、実験においては、図6より、同断面でせん断スパン比の異なる試験体K-1とK-2は曲げ耐力は同等であり、図8のような傾向は見られない。

図9に、本試験と文献7)の試験データについて、現行法による曲げ耐力と実験値の比を示す。図9には、後述する提案法による計算値も示している。図9からも、せん断スパン比が小さくなると、現行法による曲げ耐力は過大評価する傾向にあることがわかる。

また、鋼管の径厚比によって拘束効果の程度が変わるため、その影響も考えられるが、図6(b)(c)や図9より、

径厚比が異なる試験体K-2とK-3では、現行法による曲げ耐力と実験値との比は同等である。そのため、径厚比によらず、上記の傾向を示すものと考えられる。

以上より、現行法の式(1)を短柱CFT部材に適用すると、曲げ耐力を過大評価する結果となることがわかった。

## 5. 短柱CFT部材の曲げ耐力の算定法の提案

現行法の曲げ耐力算定において、コンクリートの応力-ひずみ関係には拘束効果による圧縮縁ひずみの増大は考慮されているが、強度の増大は考慮されていない。しかし、実際には拘束効果によりコンクリートの強度も大きくなる。また、式(1)は拘束効果による耐力の増加も含まれたものであるが、短柱CFT部材への適用には課題があることがわかった。

そこで、式(1)を用いず、鋼管の拘束効果によるコンクリート強度の増加を考慮した応力-ひずみ曲線を用いたCFT部材の曲げ耐力の算定方法を検討した。

コンクリートの応力-ひずみ曲線には、次式のManderらの提案式<sup>11)12)</sup>を用いた(以下、提案法)。この式は、横拘束筋を比較的密に配置したRC部材を基に検討されたものであり、円形鋼管に横拘束された構造への検討事例も多い<sup>13)14)</sup>。ここでは、式(4)により応力を算定する。

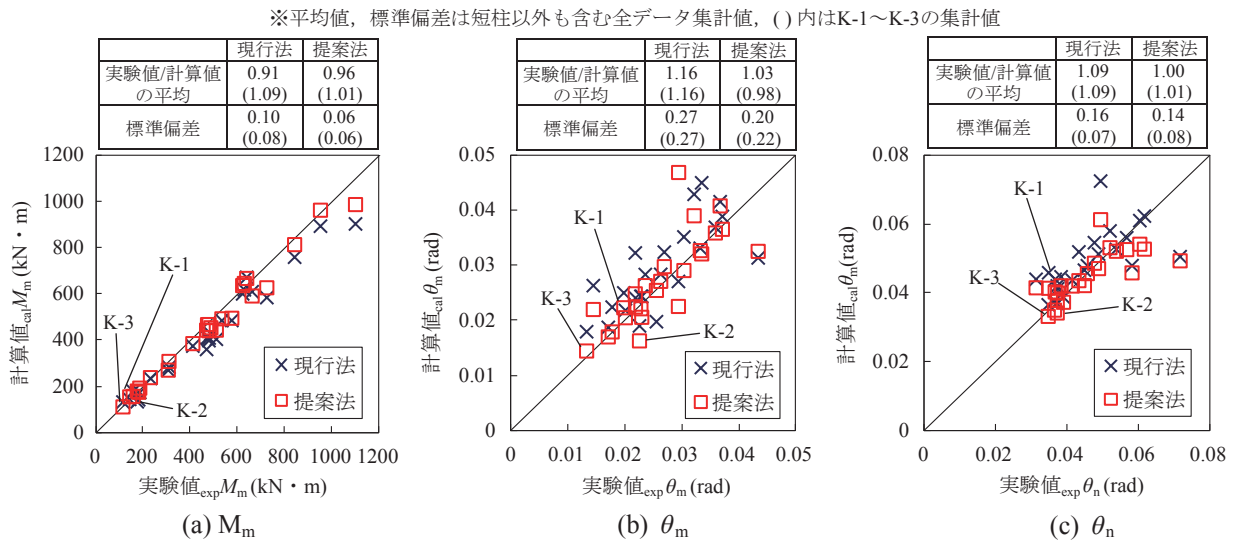


図10 提案法による計算結果（短柱以外も含む）

$$\sigma'_c = \frac{f'_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x'} \quad (4)$$

ここで、

$$x = \frac{\epsilon'_c}{\epsilon'_{cc}} \quad (5)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (6)$$

$f'_{cc}$ ：横拘束されたコンクリートの圧縮強度で、式(7)により算定する

$$f'_{cc} = f'_c \left( 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_c}} - \frac{2 f'_l}{f'_c} - 1.254 \right) \quad (7)$$

$f'_c$ ：無拘束のコンクリートの圧縮強度

$f'_l$ ：鋼管による横拘束応力で、式(8)により算定する

$$f'_l = \frac{2 \cdot t \cdot f_{sy}}{D - 2t} \approx \frac{2 \cdot t \cdot f_{sy}}{D} \quad (8)$$

$\epsilon'_c$ ：コンクリートの圧縮ひずみ

$\epsilon'_{cc}$ ：横拘束されたコンクリートの最大強度 ( $f'_{cc}$ ) 時のひずみで、式(9)により算定する

$$\epsilon'_{cc} = 0.002 \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (9)$$

$E_c$ ：コンクリートの弾性係数で、式(10)により算定する

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_c} \quad (10)$$

$E_{sec}$ ：コンクリートの割線弾性係数で、式(11)により算定する

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon'_{cc}} \quad (11)$$

なお、曲げ耐力  $M_m$  は、上記のコンクリートの応力-ひずみ関係を用い、コンクリートの圧縮ひずみは式(9)に示す  $\epsilon'_{cc}$  として、耐震標準<sup>1)</sup>に基づき平面保持を仮定して算定する。

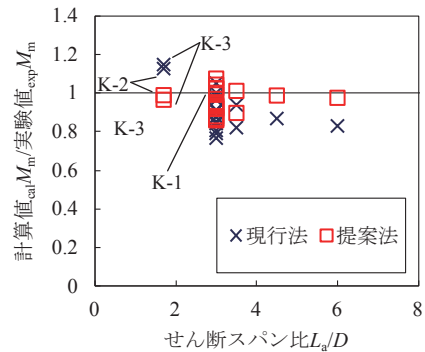


図9 曲げ耐力  $M_m$  の計算結果

## 6. 提案法の適用性の検証

### 6.1 短柱 CFT 部材

試験体 K-2 と K-3 について、提案法による計算値と実験値の比較を図6 (b) (c) に示す。部材角は、曲げ耐力  $M_m$  時における塑性ヒンジ部の回転角  $\theta_{pm}$  に別途定式化<sup>15)</sup>した値を用いたほかは、耐震標準と同様に算定した<sup>1)</sup>。

図6より、提案法は、短柱 CFT 部材の曲げ耐力の過大評価の傾向が改善され、実験値と概ね一致していることがわかる。また、変形性能についても現行法とほとんど変わらず、実験値と概ね一致していた。2 ケースのみであるが、提案法は、短柱 CFT 部材の曲げ耐力のみでなく、変形性能についても精度良く算定できると考えられる。

### 6.2 短柱以外の CFT 部材

本試験と文献7)の試験データを用いて、短柱以外の CFT 部材についても曲げ耐力と変形性能を計算した。図10に、短柱部材も含め、曲げ耐力  $M_m$  とそのときの部材角  $\theta_m$ 、曲げ耐力の90%まで低下した点の部材角  $\theta_n$

について、実験値と計算値の比較を示す。計算値は、提案法と現行法の両方の結果を示す。

図 10 (a) より、曲げ耐力  $M_m$  の計算結果は、現行法より提案法の方が実験値に合っており、ばらつきも小さい。また、図 9 から、せん断スパン比による曲げ耐力の計算値と実験値の相違の傾向は解消されていることがわかる。図 10 (b) (c) より、部材角の計算結果はややばらつきがあるものの、その算定精度は現行法よりやや向上している。なお、降伏曲げ耐力や降伏時部材角についても、提案法と現行法は概ね同等の算定精度であることを確認している。

以上より、短柱以外の CFT 部材についても、提案法により曲げ耐力や変形性能を精度よく算定できることが確認できた。

## 7. まとめ

本研究では、円形断面の短柱 CFT 部材の曲げ耐力や変形性能の定量的な評価方法の提案を目的として、片持ち柱形式の正負交番載荷試験を行い、その破壊性状の確認と、曲げ耐力や変形性能の算定法の検討を行った。以下に、本検討により得られた成果を記す。

- (1) 短柱 CFT 部材 (せん断スパン比 1.7) は、せん断スパン比 3.0 の時と同様、じん性のある曲げ破壊であった。
- (2) せん断スパン比 1.7 までは、せん断の作用を考慮せずに曲げ耐力や変形性能を評価することができる。
- (3) 現行法は、短柱 CFT 部材の変形性能を妥当に算定できるが、曲げ耐力を過大評価する。その原因として、式 (1) の短柱への適用に問題があると考えられる。
- (4) 短柱 CFT 部材の曲げ耐力や変形性能を、鋼管の拘束効果等を考慮したコンクリートの応力-ひずみ曲線を用いた提案法により計算したところ、精度よく計算できることが確認できた。
- (5) 提案法は、短柱以外の CFT 部材の曲げ耐力や変形性能についても、現行法と同等以上の精度で算定できることが確認できた。

なお、本検討よりもさらに低せん断スパン比の部材では傾向が異なることも想定され、今後の課題である。

## 謝 辞

本稿の内容は、「複合構造物設計標準に関する委員会」において審議頂いたものであり、上田多門委員長 (北海道大学教授) および中島章典幹事長 (宇都宮大学教授) をはじめ委員・幹事等の関係者各位のご尽力頂いた。また、載荷試験の実施にあたり、日鉄環境エンジニアリング株式会社にご協力いただいた。ここに記して関係各位に謝意を表す。

## 文 献

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，2012
- 2) 崎野健治，石橋久義：Experimental Studies on Concrete Filled Square Steel Tubular Short Columns Subjected to Cyclic Shearing Force and Constant Axial Force，日本建築学会構造系論文報告集，No.353, pp.81-91, 1985.7
- 3) 菅沼哲，山田佳博，角掛久雄，大内一：コンクリート充填鋼管柱部材のせん断実験，土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集，pp.47-48, 2010.9
- 4) 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，2008.10
- 5) 久光脩文，坂本傑：鋼管柱接合部の強度・剛性に関する研究 (コンクリート充てん鋼管の剪断強度の検討)，日本建築学会論文報告集，第 137 号，pp.9 - 16, 1967.7
- 6) 池田学，萬代能久，吉田直人：短柱 CFT 部材の曲げ耐力・変形性能の算定法の検討，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.33, No.2, 2011.7
- 7) 村田清満，山田正人，池田学，瀧口将志，渡邊忠朋，木下雅敬：コンクリート充填円形鋼管柱の変形性能の再評価，土木学会論文集，No.640/I-50, pp.149-163, 2000.1
- 8) 土木学会：2009 年制定 複合構造標準示方書，2009
- 9) 土木学会：2007 年制定 コンクリート標準示方書【設計編】，2008
- 10) 佐藤孝典，金本清臣：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
- 11) Mander, J. B. and Priestley, M.J.N. and Park, R. : THEORETICAL STRESS-STRAIN MODEL FOR CONFINED CONCRETE, the Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.114, No.8, pp.1804-1826, Aug.1988.
- 12) Mander, J. B. and Priestley, M.J.N. and Park, R. : OBSERVED STRESS-STRAIN BEHAVIOIR OF CONFINED CONCRETE, the Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.114, No.8, pp.1827-1849, Aug.1988.
- 13) 孫玉平，池之野陽一，崎野健治：円形鋼管横拘束高強度コンクリートの応力-ひずみ関係，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21, No.3, 1999.7
- 14) 平田尚，神田政幸，谷口望，濱田吉貞，江口聡，木下雅敬：鋼管杭とフーチングとの接合部に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.50A, pp.35-44, 2004.3
- 15) 斉藤雅充，池田学，萬代能久：円形断面コンクリート充填鋼管部材の最大耐力時における変形性能算定法の検討，第 10 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム，2013.11