

超高強度鋼 H-SA700 を用いたコンクリート充填鋼管柱の復元力特性と終局状態

RESTORING FORCE CHARACTERISTIC AND ULTIMATE BEHAVIOR OF
CONCRETE FILLED STEEL TUBE COLUMNS USING ULTRA-HIGH STRENGTH STEEL H-SA700

林 和宏*, 西 亮祐**, 羅 雲標***, 倉田真宏****, 中島正愛*****

*Kazuhiro HAYASHI, Ryosuke NISHI, Yunbiao LUO,
Masahiro KURATA and Masayoshi NAKASHIMA*

In this paper, the cyclic behavior of concrete filled steel tubes (CFTs) using high strength (HS) steel “H-SA700” under combined constant axial and flexural loads was investigated experimentally. In the CFTs made from HS steel, the compressive strength of concrete was reached before steel yielding. Thus, a design method which takes into account this phenomenon for estimating the yield strength capacity of HS steel CFTs was proposed. Good agreement was observed between the test and estimated values. In addition, after ultimate strength reached the inelastic behavior of HS steel CFTs was similar to that of conventional ones.

Keywords : *High Strength Steel, H-SA700, CFT, Compression and Bending, Restoring Force Characteristic*

超高強度鋼, H-SA700, コンクリート充填鋼管, 曲げ圧縮, 復元力特性

1. 序

近年, 建築物の耐震性能向上や省資源化の観点から, 構造材料の更なる高強度化が図られている。このうち, 高層建築物などに用いられるコンクリート充填鋼管構造 (以後, CFT) では, 引張強度 600MPa 級の高強度鋼を用いた CFT 柱が実用化されている¹⁾。

本研究では, 引張強度 800MPa 級の超高強度鋼「H-SA700」を適用した CFT 柱 (以後, 超高強度鋼 CFT 柱) を考える。H-SA700 鋼は革新的構造材料を用いた新構造システム建築物研究開発プロジェクト²⁾において, 高価な熱処理を施さずに高い材料強度を実現する建築構造用超高強度鋼材として開発された。この H-SA700 鋼に関しては, 鋼構造の分野で多数の研究^{3)~6)}が展開されている。一方, 合成構造の分野では CFT 柱に適用した場合の基礎的研究事例⁷⁾と, それに基づいた高層建築物下層階の一部の柱に適用した施工例⁸⁾などに止まっている。H-SA700 鋼以外の超高強度鋼を用いた CFT 柱に関する研究は, 1990 年代の日米共同研究^{9),10)}を皮切りに, 近年まで多数の成果が発表されている^{11),12)}など。しかし, これらの文献は部材の変形状等に着眼した実験的検証が中心で, 部材設計法に関しては既往の基準や指針^{13),14)}を準用している。

降伏応力が通常軟鋼の 3 倍近い超高強度鋼では, その弾性限ひずみも充填コンクリートに比べ相当大きい。現行のコンクリート充填鋼管構造設計施工指針¹⁴⁾ (以後, CFT 指針) では, 一次設計用の弾性限曲げ耐力の算定に単純累加の適用を認めている。しかし, 鋼とコンクリートで弾性限ひずみが大きく異なる超高強度鋼 CFT 柱で

は, 充填コンクリートの圧縮降伏が鋼管の塑性化より大幅に先行する場合があり, 部材の弾性限曲げ耐力を単純累加で算定すると危険側の値を与える。一方, 二次設計用の部材終局耐力に関しては, CFT 指針が全塑性理論に基づく評価法を示しており, 既往の超高強度鋼 CFT 柱の研究^{9)~12)}においても, 評価法との対応が良好であった。しかし, 高強度鋼等を用いた構造建築物の耐震性能評価指針(案)¹⁵⁾では, H-SA700 鋼の適用範囲を弾性に限っている。これは, H-SA700 鋼の破断伸びが, 通常軟鋼に比べるとやや乏しい⁶⁾こと等にも起因する。従って, H-SA700 鋼を適用した超高強度鋼 CFT 柱では, 鋼管が弾性限界に達した際の耐力を持って, 二次設計用曲げ耐力としなければならない。この場合, 鋼管は弾性で, 充填コンクリートはその一部が圧縮降伏していることを考慮する必要があるが, CFT 指針の評価法はそのような応力状態を想定したものではない。

さらに, 2011 年の東日本大震災の教訓から, 特に CFT 部材を用いるような高層建築物等において, 耐震設計上想定外の極大地震にも一定の対応が求められている。これに対し, 本研究が用いる H-SA700 鋼は, 通常軟鋼に比べると鋼材の靱性がやや乏しいため, 部材終局状態も従来の CFT 柱と異なる可能性がある。

このような背景のもと, 本論では超高強度鋼 H-SA700 を用いた CFT 柱試験体と, 通常軟鋼 SM490 を用いた CFT 柱試験体に関する準静的載荷実験を実施し, 部材の弾性挙動, 塑性変形状, 終局状態を比較検証する。また, H-SA700 鋼 CFT 柱用の復元力特性 (スケルトンカーブ) を示し, その妥当性を実験結果に対して検証する。

* 豊橋技術科学大学建築・都市システム学系 助教・博士(工学)

** 鹿島建設㈱ 修士(工学)

*** 天津大学建築工程学院 助教・博士(工学)

**** 京都大学防災研究所 准教授・Ph.D.

***** 京都大学防災研究所 教授・Ph.D.

Assist. Prof., Department of Arch. and Civil Eng., TUT., Dr.Eng.

Kajima Corporation, M.Eng.

Assist. Prof., School of Civil Eng., Tianjin University, Dr.Eng.

Assoc. Prof., DPRI, Kyoto University, Ph.D.

Prof., DPRI, Kyoto University, Ph.D.

2. 準静的載荷実験

2.1 試験体概要

本論の CFT 柱試験体では、H-SA700 鋼を用いた超高強度鋼試験体が 3 体、SM490 鋼を用いた通常軟鋼試験体が 2 体の、計 5 体を準備した。試験体の変数は、上記の鋼材種に加え、断面形状（円形と角形）、導入軸力比（導入軸力 N と部材降伏軸力 N_O の比 $n=0, 0.25$ ）の 3 項目である。図 1 に試験体の断面、図 2 に立面概要を示す。試験体の CFT 柱部は、円形、角形とも鋼管径 D を 150mm とし、板厚 $t=6\text{mm}$ の H-SA700 鋼板もしくは SM490 鋼板を冷間成形によって円形および溝形に加工し、軸方向の溶接によって鋼管とした（溶接箇所は図 1 参照）。なお、降伏応力で無次元化した鋼管の幅厚比では、SM490 鋼管は FA ランク、H-SA700 鋼管は FC ランクに相当する。

表 1 と図 3 に、各試験体の材料特性と導入軸力の概要を示す。材料試験に基づく H-SA700 の降伏応力 σ_y は 788MPa であり、SM490

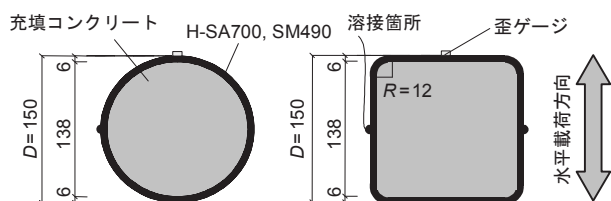


図 1 CFT 試験体断面（単位:mm）

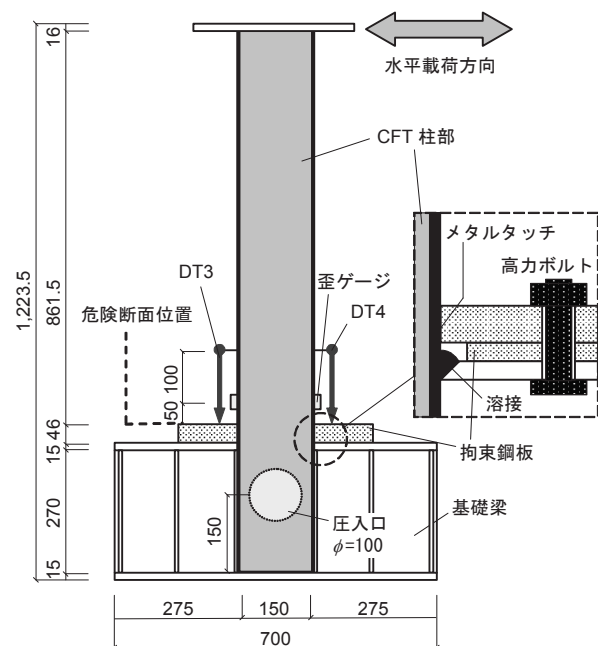


図 2 CFT 試験体立面（単位:mm）

の 387MPa に比べ 2 倍以上の弾性変形能力を持つ。一方、破断伸びは 15%と、SM490 の半分程度に止まる。コンクリートは、普通ポルトランドセメントを用いた高強度コンクリートを圧入によって充填した。

実験は、試験体下端固定の片持ち梁形式とするため、CFT 柱部材を H-300×300×15×10 の基礎梁（SS400）と溶接接合した。この際、CFT 部材と基礎梁は、600MPa 級鋼用の溶接棒を用いたアンダーマッ칭溶接とし、CFT 柱部材をより確実に基礎梁に固定するため、板厚 46mm の鋼板（SS400）で柱下端を拘束した（図 2 参照）。よって、この鋼板の上面が試験体の危険断面位置となる。

2.2 載荷システムと載荷条件

試験体と載荷装置を図 4 に示す。試験体基礎梁は反力床に剛接合し、柱上部はピン治具を介して 2,000kN の鉛直ジャッキおよび 200kN の水平ジャッキと接続する。各試験体は、表 1 に示す導入軸力で一定に維持するよう鉛直ジャッキをコントロールしつつ、水平ジャッキによって正負交番漸増繰り返し変形を与える。部材変形角は 0.25%、0.5%、1%、2%、3%、4%、6%、8%、10%の各ステップに対して、正負 2 サイクルずつとする。ここに部材変形角は、水平ジャッキの位置の相対変位を、柱頭ピン治具から試験体危険断面位置までの距離 L (1,100 mm) で除した値と定義する。

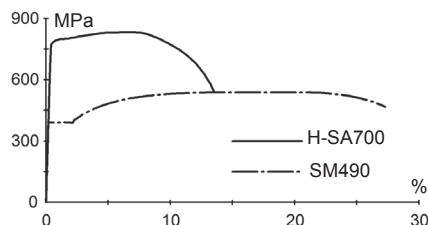


図 3 鋼材の応力-ひずみ関係

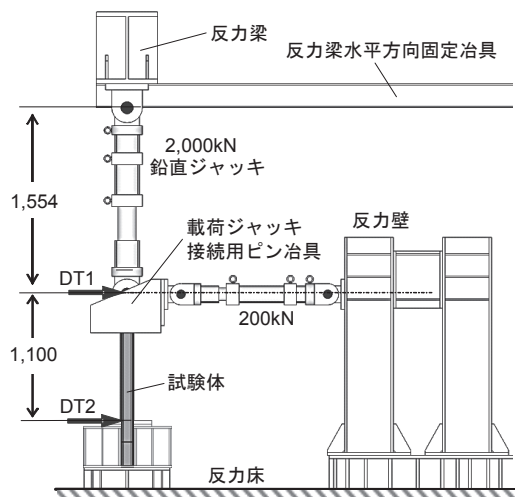


図 4 載荷システム（単位:mm）

表 1 各試験体材料特性および導入軸力

試験体	断面形状	鋼管			コンクリート	圧縮軸力	
		降伏応力 σ_y (MPa)	引張強度 σ_u (MPa)	破断伸び (%)		降伏軸力 N_O (kN)	導入軸力比 n
H-25C	円形	788	837	14.5	82.3	3,325	0.25
H-0C	円形	788	837	14.5	42.4	2,745	0
C-25C	円形	387	488	28.4	79.0	2,236	0.25
H-25R	角形	788	837	14.5	77.1	4,102	0.25
C-25R	角形	387	488	28.4	74.5	2,777	0.25

2.3 計測計画

試験体の各変形レベルにおける応力・歪分布を確認するため、図1と2に示すように、試験体断面（危険断面位置より50mm上方）に歪ゲージを柱軸方向に貼付した。

試験体の変位に関しては、図4のように水平ジャッキの変位DT1に加えて、基礎梁の水平変位を計測するため、危険断面位置の変位DT2を測定する。部材変形角算定に用いる水平ジャッキの位置の相対変位は、DT1からDT2の変位量を差引いた値とする。また、局部座屈に伴う軸方向変形を計測するため、危険断面位置より150mm（1D分）上方の点の鉛直変位DT3とDT4を測定する。本論では、柱頭の水平変位が0となる際の、DT3とDT4の平均変位をもって、柱下端の軸方向縮み変位と定義する。

3. 提案復元力特性

弾性変形能力の高い超高強度鋼を用いたCFT柱では、充填コンクリートの圧縮降伏が鋼管の塑性化よりも先行する可能性が高い。この場合、超高強度鋼CFT柱部材の一次設計用の弾性限耐力は、充填コンクリートの圧縮降伏で決まる。一方、部材の二次設計用耐力は鋼管の塑性化に支配されるが、H-SA700鋼の適用範囲を弾性に限定する¹⁵⁾場合、鋼管は弾性限界で、充填コンクリートは一部が圧縮降伏している状態を考慮しなければならない。また、部材最大耐力に関しては、靱性にやや乏しいH-SA700鋼を用いたCFT柱でも、CFT指針に採用されている全塑性理論に基いた評価が妥当であるかを検討しておく必要がある。

本論では、超高強度鋼CFT柱部材の曲げ圧縮変形挙動に関する復元力特性のスケルトンカーブを、図5に示すトリリニアモデルと考える。本章では、図中の一次設計用の弾性限曲げ耐力 M_y 、二次設計用の鋼管塑性化時曲げ耐力 M_d 、最大曲げ耐力 M_u の算定法に加えて、弾性限変形角 D_y を求める際に用いる弾性曲げ剛性 EI_{CFT} 、二次設計用変形角 D_d 、最大耐力時変形角 D_u の評価法を示す。

3.1 弾性曲げ剛性と一次設計用曲げ耐力算定

本論では、鋼管ならびにコンクリートの全断面を有効として、弾性曲げ剛性を算定する。算定はCFT指針に準じて、柱断面を形成する鋼管と充填コンクリートそれぞれの弾性曲げ剛性を足し合わせることで、部材としての弾性曲げ剛性 EI_{CFT} を評価する。

$$EI_{CFT} = E_s I_s + E_c I_c \quad (1)$$

ここに、 E_s は鋼材のヤング係数205GPa、 I_s は鋼管の断面2次モーメント、 E_c と I_c は充填コンクリートのヤング係数と断面2次モーメントである。なお、 E_c は高強度コンクリート施工指針・同解説¹⁶⁾に基づき次式で算定した。

$$E_c = 3.35 \times 10^4 \times k_1 \times k_2 \times \left(\frac{\gamma}{2.4} \right) \times \left(\frac{\sigma_B}{60} \right)^{1/3} \quad (2)$$

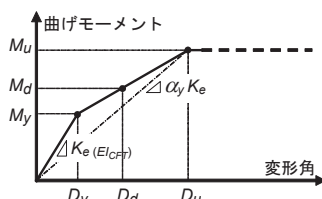


図5 超高強度鋼CFT柱部材の曲げ圧縮変形挙動

ここに、 k_1 と k_2 は粗骨材および混和材から定まる定数、 γ はコンクリートの単位体積質量、 σ_B はコンクリートの圧縮強度である。

現行のCFT指針では、弾性限曲げ耐力 M_y の評価において、短期許容耐力である単純累加耐力を用いてもよいとしている。この単純累加法は、比較的簡便に合成構造部材の弾性限曲げ圧縮耐力が算定でき、鋼とコンクリートの弾性限ひずみが近い通常軟鋼CFT部材を対象とする場合、その評価精度も良い。しかし、鋼とコンクリートで弾性限ひずみが大きく異なる超高強度鋼CFT部材では、鋼要素が弾性限に達するよりも相当小さな変形でコンクリート要素が圧縮降伏するため、両要素の弾性限耐力を個別に算定しそれらを足し合わせる単純累加は、総じて危険側の値を与える。これに対し本論では、CFT柱断面に平面保持を仮定し、部材の最外縁ひずみが鋼管の弾性限ひずみ $\varepsilon_{y,s}$ に、もしくは充填コンクリートの圧縮側最外縁ひずみがコンクリートの弾性限ひずみ $\varepsilon_{y,c}$ に達する際の曲げ耐力を、一次設計用弾性限曲げ耐力 M_y とする。これはCFT指針にも準拠した考え方であるが、同指針では明示式の形で上記の M_y を算定する手法は示されていない。そこで筆者らは文献17)において、本論に示した5体の試験体に対し、収束計算を伴う精解値による耐力評価を試み、その精度が良いことを確認した。これに続いて本論では、コンクリート要素が圧縮降伏する際の耐力 M_y を、明示式の形で近似する手法を示し、その精度を実験結果と比較検証する。

ここで、コンクリートは非弾性材料であり、設計に用いる弾性限ひずみ $\varepsilon_{y,c}$ は一義的に定義できない。CFT指針や高強度コンクリートを扱った文献18,19)では、コンクリートの材料特性を図6中に実線で示したパラボラ型で近似している。図中に示すように、コンクリートが圧縮強度 σ_B に達する際のひずみは、幾何学上 σ_B をヤング係数 E_c で除すことで求まる $0.5\varepsilon_0$ に対して、常に2倍の関係にある。本論では、以後の耐力算定で用いるコンクリートの材料特性として、パラボラ型と消費エネルギー量が等しくなるよう調整した、図6鎖線のバイリニア型を採用する。このバイリニア型の弾性剛性 E'_c は、式(2)で求めたコンクリートのヤング係数 E_c に対し常に

$$E'_c = 0.75 E_c \quad (3)$$

の関係にあり、弾性限ひずみ $\varepsilon_{y,c}$ は次式で表される。

$$\varepsilon_{y,c} = \frac{\sigma_B}{E'_c} \quad (4)$$

なお本論では、軸力、応力、ひずみの符号は圧縮を正とし、コンクリートに引張応力と拘束効果を期待しない。

H-SA700鋼を用いたCFT柱に関する既往の実験的研究⁷⁾では、鋼管が弾性限界に達する際の耐力が、単純累加法により精度よく評価できたことが記されている。従って本論でも、鋼管の塑性化が支配する二次設計用曲げ耐力 M_d を、CFT指針が用いる単純累加法によ

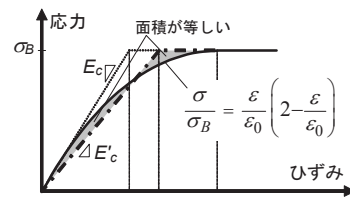


図6 コンクリートの材料構成則

り算定することとし、一次設計用曲げ耐力 M_y は二次設計用曲げ耐力 M_d に低減係数 β を乗じることで近似する。

$$M_y = \beta M_d \quad (5)$$

この低減係数 β は、鋼管の弾性限ひずみ $\varepsilon_{y,s}$ と、充填コンクリートの弾性限ひずみ $\varepsilon_{y,c}$ の比から、次式のように定義する。

$$\beta = \frac{\eta \varepsilon_{y,c} - \varepsilon_n}{\varepsilon_{y,s} - \varepsilon_n} \leq 1 \quad (6)$$

ここに ε_n は、断面に作用する軸力 N に伴う軸方向圧縮ひずみであり、次式によって求められる。

$$\varepsilon_n = \frac{N}{A_s E_s + A_c E_c} \quad (7)$$

ここに、 A_s と A_c は鋼管と充填コンクリートそれぞれの断面積である。また、 η は断面中立軸から圧縮側の部材最外縁までの距離と、コンクリートの最外縁までの距離の比である。この η の算定には、部材中立軸位置が既知である必要があるが、合成構造断面における中立軸位置は作用軸力や曲げモーメントにより刻々と変化する²⁰⁾ため、それを明示的に評価することが難しい。よって本論では、中立軸位置を断面中央と一義的に仮定し、 η を次式によって近似する。

$$\eta = \frac{D}{D-t} \quad (8)$$

なお、実際の部材断面における中立軸位置は、作用軸力が大きいほど引張側に移動し、式(8)に基づく充填コンクリート圧縮側最外縁ひずみの算定は過小評価となる。

3.2 最大曲げ耐力と塑性部材変形角算定

CFT 指針では、曲げ圧縮を受ける CFT 部材の最大曲げ耐力評価と

して、一般化累加強度理論と単純累加強度理論の双方が示されている¹⁴⁾。このうち、一般化累加強度理論による断面耐力は、鋼材のひずみ硬化を無視すれば塑性理論における上解に相当する。本論でも、一般化累加強度理論に基づいて、超高強度鋼 CFT 柱部材に軸力 N を導入した場合の最大曲げ耐力 M_u の評価を試みる。

次に、部材が最大曲げ耐力に至る際の変形角 D_u に関しては、図 5 に示すように次式の関係が成立する。

$$D_u = \frac{M_u}{\alpha_y K_e} = \frac{D_y M_u}{\alpha_y M_y} \quad (9)$$

ここに、 α_y は最大曲げ耐力時の等価剛性低下率であり、CFT 指針では延べ 123 体の実験結果(超高強度鋼を用いた CFT 柱試験体を含む)に基づき角形 CFT 柱で $\alpha_y = 0.7$ 、円形 CFT 柱で $\alpha_y = 0.65$ と定義している。

なお、本論で定義したトリリニアモデルの復元力特性では、図 5 に示すように部材弾性限界から最大耐力までを線形と仮定している。従って、曲げ耐力が二次設計用の M_d に到達した際の部材変形角 D_d は、次式によって評価できる。

$$D_d = D_y + \frac{M_d - M_y}{M_u - M_y} (D_u - D_y) \quad (10)$$

4. 実験結果と提案復元力特性の比較

4.1 弾性変形挙動

図 7 に試験体 5 体の曲げモーメントー部材変形角関係を示す。図中の実線は正負交番繰返し载荷実験結果を、破線は前節の提案復元力特性を示す。実験結果における図の縦軸は、水平ジャッキ荷重に危険断面位置までの距離 $L=1,100\text{mm}$ を乗じた値、鉛直ジャッキ荷重

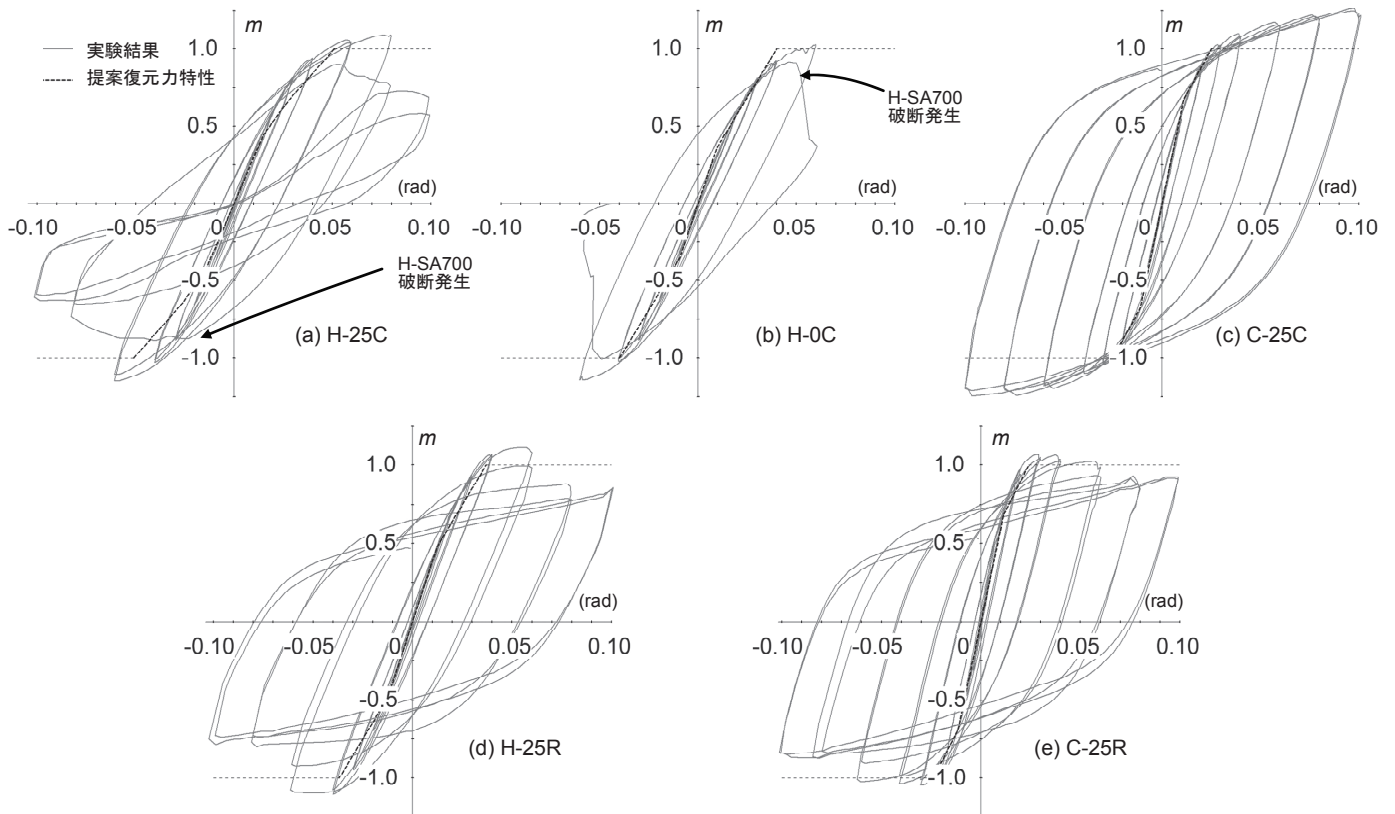


図 7 曲げモーメントー部材変形角関係

の鉛直成分に柱頭部の水平変位を乗じた値 ($P\Delta$ 効果分)、鉛直ジャッキ荷重の水平成分に 1,100mm を乗じた値の和を、一般化累加強度理論に基づく最大曲げ耐力 M_u の算定値で除した、無次元化曲げモーメントの値をとっている。

表 2 に、弾性曲げ剛性 EI_{CFT} に関する実験値と算定値の比較に加えて、H-SA700 試験体 3 体の充填コンクリート圧縮降伏による部材弾性限曲げ耐力 M_y の実験値と算定値の比較、および弾性曲げ剛性に対する充填コンクリート降伏時部材接線剛性の低下度合いを示す。なお、SM490 試験体では、コンクリートの弾性限ひずみ $\epsilon_{y,c}$ が鋼管の弾性限ひずみ $\epsilon_{y,s}$ よりも大きい場合、式(6)で算定した β が上限値である 1 となり、式(5)に基づく M_y と M_d の値が等しくなる。本論では、SM490 試験体の弾性限界が鋼管の塑性化に支配されていることを踏まえつつ、両試験体の弾性限曲げ耐力 M_y の値を表 2 に記載した。ここで、剛性の実験値 $EI_{CFT,exp}$ は、値のバラツキがある程度小さくなり、かつ鋼とコンクリートがともに弾性限ひずみの 2/3 以下に止まる、部材変形角 0.5%での割線剛性をとることとした。また、耐力の実験値 $M_{y,exp}$ は、試験体に添付したひずみゲージの値に基づき、充填コンクリートがその弾性限ひずみ $\epsilon_{y,c}$ に達した際の部材耐力をとり、この状態を持って充填コンクリート降伏時とする。ここで、充填コンクリートの最外縁ひずみは、平面保持の仮定を用い、試験体鋼管両側に添付した 2 枚のひずみゲージの値より算定した。

軸力を導入した試験体 4 体では、式(1)に基づく算定値 $EI_{CFT,est}$ は実験値 $EI_{CFT,exp}$ の 100%~106%と、対応は極めて良好であり、H-SA700 試験体と SM490 試験体にも差異は認められない。ただし、軸力のない試験体 H-0C では、算定値が実験値の 117%に達している。これは、算定式(1)がコンクリート全断面を有効としているのに対し、軸力を導入しない断面体では、引張ひずみが生じる部分のコンクリート断面が有効ではないことに起因する。しかし、通常の柱部材は一定の軸力を負担するものであることを考えれば、H-SA700 鋼を用いた CFT 柱部材の弾性曲げ剛性 EI_{CFT} は、式(1)に基づき通常軟鋼を用いた場合と同程度の精度で評価することができる。

一方、充填コンクリートの圧縮降伏に支配される H-SA700 鋼 CFT 柱試験体の一次設計に用いる部材弾性限曲げ耐力に関しては、算定値 $M_{y,est}$ が実験値 $M_{y,exp}$ の 86%~117%の範囲にある。弾性曲げ剛性に比べればやや対応が悪いものの、そのバラツキは CFT 指針で検討された復元力特性のバラツキ (部材変形角 1/200 における耐力では、円形断面 68 試験体²¹⁾に対して 44%~151%、角形断面 55 試験体²¹⁾に対して 43%~145%) よりも十分小さい範囲に収まっていた。これは、軸力比 $n = 0 \sim 0.25$ 程度を対象とする場合、中立軸位置を断面中央と仮定した式(8)が有効であることも示している。なお、充填コンクリート降伏時曲げ耐力 $M_{y,exp}$ は、CFT 指針で用いてもよいとされている単純累加耐力 (本論では、後述の $M_{d,est}$ に対応) よりも 14%~33%ほど低い値に止まっており (表 2, 3 参照)、同指針の適用範囲外である超高強度鋼 CFT 柱の弾性限界を、単純累加で評価することは、特に円形断面で大きく危険側の値を与える結果となった。

また、実験における H-SA700 試験体 3 体に関する、充填コンクリート降伏時の部材接線剛性 $EI_{CFT,y}$ は、弾性曲げ剛性 EI_{CFT} の 83%~93%を保持しており、この領域までを弾性と評価する本論の復元力特性の妥当性が確かめられる。なお、鋼管塑性化時の部材接線剛性は、通常軟鋼を用いた試験体 C-25C と C-25R が弾性剛性の 89%~94%であるのに対し、超高強度鋼を用いた試験体 H-25C, H-0C, H-25R では 69%~79%まで低下していた。従って、超高強度鋼を用いた CFT 柱部材において、鋼管の塑性化までを部材弾性領域と考えることにはやはり無理がある。

4.2 弾塑性変形挙動

表 3 に、鋼管が塑性化した際の部材曲げ耐力 M_d と部材変形角 D_d 、および最大耐力時の部材曲げ耐力 M_u と部材変形角 D_u に関する実験値と算定値の比較を示す。ここで、H-SA700 試験体の算定値は 3 章の諸算定式に基づき、SM490 試験体の算定値は CFT 指針に準じて計算した。また、鋼管塑性化時の耐力と変形角の実験値 $M_{d,exp}$ と $D_{d,exp}$ は、試験体に添付したひずみゲージの値に基づき、鋼管が弾性限ひずみ $\epsilon_{y,s}$ ($=\sigma_{y,s}/E_s$) に達した際の耐力と変形角をとっている。

表 2 実験結果と提案復元力特性の比較 (弾性範囲)

試験体	弾性曲げ剛性 EI_{CFT}			コンクリート降伏時曲げ耐力 M_y			コンクリート降伏時接線剛性 $EI_{CFT,y}$	
	exp. ($\times 10^3$ kNm ²)	est. ($\times 10^3$ kNm ²)	est. exp.	exp. (kNm)	est. (kNm)	est. exp.	$EI_{CFT,y}$ ($\times 10^3$ kNm ²)	$EI_{CFT,y}/EI_{CFT}$
H-25C	1.47	1.47	1.003	54.0	63.1	1.169	1.21	0.825
H-0C	1.48	1.73	1.166	42.1	39.7	0.943	1.39	0.934
C-25C	1.63	1.73	1.057	28.6*	47.3*	1.654*	1.46*	0.894*
H-25R	2.31	2.46	1.059	86.8	74.5	0.859	2.03	0.873
C-25R	2.19	2.20	1.004	53.2*	62.4*	1.173*	2.06*	0.939*

※ 当該試験体は、弾性限曲げ耐力 M_y がコンクリート降伏ではなく鋼管塑性化に支配される。

表 3 実験結果と提案復元力特性の比較 (塑性変形挙動)

試験体	鋼管塑性化時曲げ耐力 M_d			鋼管塑性化時変形角 D_y			最大曲げ耐力 M_u			最大耐力時部材変形角 D_u		
	exp. (kNm)	est. (kNm)	est. exp.	exp. ($\times 10^{-2}$ rad)	est. ($\times 10^{-2}$ rad)	est. exp.	exp. (kNm)	est. (kNm)	est. exp.	exp. (rad)	est. (rad)	est. exp.
H-25C	68.6	80.3	1.171	2.19	2.71	1.238	140.3	122.0	0.870	0.049	0.051	1.050
H-0C	74.4	74.1	0.996	2.26	2.39	1.055	128.1	112.0	0.874	0.053	0.040	0.760
C-25C	28.6	47.3	1.654	0.71	1.11	1.559	88.6	70.0	0.790	0.026	0.025	0.980
H-25R	104.6	100.7	0.963	1.82	2.02	1.110	173.5	156.0	0.899	0.034	0.037	1.091
C-25R	53.2	62.4	1.173	0.99	1.15	1.155	97.4	91.0	0.935	0.021	0.024	1.140

一方、最大曲げ耐力発揮時の部材変形角の実験値 $D_{u,exp}$ は、試験体の耐力が最大曲げ耐力の算定値 $M_{u,est}$ に達した際の変形角とした。

まず、鋼管塑性化時の部材曲げ耐力では、H-SA700 試験体 3 体の算定値 $M_{d,est}$ が実験値 $M_{d,exp}$ の 96%~117%の範囲にあり、前節の充填コンクリート降伏時曲げ耐力と同程度の精度を有している。また、部材変形角に関しては、算定値 $D_{d,est}$ は式(10)に基づく実験値 $D_{d,exp}$ の 105%~124%の範囲にあり、常にやや安全側の値を与えている。上記の評価精度とその傾向は、CFT 指針に準じた SM490 試験体 2 体に関する算定結果と比べても遜色がなく、本論が提案する復元力特性は、充填コンクリートの一部が圧縮降伏している CFT 柱部材の性状を概ね適切にとらえている。

最大曲げ耐力に関しては、H-SA700 試験体 3 体の実験値 $M_{u,exp}$ に対して算定値 $M_{u,est}$ が 87%~90%にあり、いずれも安全側の値を与えている。この傾向の主因は、本論において鋼材のひずみ硬化と充填コンクリートのコンファインド効果を無視しているためであり、その評価精度は SM490 試験体 2 体の算定結果とほぼ同等であった。最大耐力時の部材変形角に関しては、軸力を導入した H-SA700 試験体 2 体について算定値 $D_{u,est}$ が実験値 $D_{u,exp}$ の 105%~109%と比較的良好に対応しており、これは SM490 試験体 2 体の 98%~114%と比較しても遜色はない。なお、実験結果に基づく α_y は、角形断面の H-SA700 試験体 H-25R で 0.76、円形断面試験体 H-25C で 0.67 と、いずれも CFT 指針の定義（それぞれ 0.70 と 0.65）より若干大きな値となった。一方、軸力のない試験体 H-0C では、部材変形角の算定値が実験結果を 24%過小評価する結果（実験結果に基づく α_y は 0.49）となった。これは、本論において部材の弾性曲げ剛性を過大評価している影響や、計 123 体の試験結果²¹⁾から提案された CFT 指針の α_y の値が、軸力比の関数として表現されていないことなどが要因と考えられる。

しかし、図 7 が示すように、本論が提案した超高強度鋼 CFT 柱部材の復元力特性は、最大耐力に至るまでの実験結果を概ね良好に追跡できており、充填コンクリートの圧縮降伏時、鋼管の塑性化時、最大耐力時それぞれの耐力と部材変形角の推定精度は悪くない。軸力比が 0.25 の H-SA700 試験体 H-25C と H-25R においては、鋼管が FC ランクに分類される幅厚比であるものの、部材が最大耐力を発揮した際の柱下端の軸方向縮み変位が、0.4mm 以下（鋼管厚の 6%程度）に止まっていた。また、引張側ひずみが最も大きかった軸力 0 の試験体 H-0C においても、最大耐力発揮時に鋼管の亀裂や破断は確認されておらず、最大耐力到達までの変形挙動に鋼管の局部座屈

や破断が与える影響は十分に小さい。

よって本論では、FC ランク以上の幅厚比を有する H-SA700 鋼 CFT 柱部材で、作用軸力比が 0.25 程度の条件であれば、最大耐力を発揮するまでの部材復元力特性に、図 5 のスケルトンカーブが適用できると考える。なお、弾性変形能力が非常に高い H-SA700 試験体では、一般化累加強度理論で算定した最大曲げ耐力 $M_{u,est}$ を発揮する部材変形角も 3~4%前後と十分に大きく、その値は SM490 試験体に対して 1.6~1.9 倍（表 3 参照）にも達していた。現行の建築基準等が許容する建物の最大変形域を考えれば、本論の H-SA700 鋼 CFT 柱部材の設計において、最大耐力以降の劣化領域の評価を必要とする可能性はそれほど高くない。

5. 塑性変形性状と終局挙動

5.1 試験体終局状態

図 7 の曲げモーメント-部材変形角関係に示すように、2 体の H-SA700 円形断面試験体では、最大曲げ耐力発揮後に鋼管破断が発生し終局状態に至った。ここで、軸力を導入した試験体 4 体に関し、その終局状態を図 8 に示す。ただし、この鋼材破断時期は、軸力比 $n = 0.25$ の試験体 H-25C が部材変形角 8%の負側 1 サイクル目、軸力比 $n = 0$ の試験体 H-0C が 6%の正側 2 サイクル目であり、弾性限部材変形角の算定値に対する塑性率で 5.2~5.3 倍、二次設計用部材変形角の算定値 $D_{d,est}$ に対してでも 3.0~4.0 倍と、十分な部材靱性が確保できている。一方、SM490 円形断面試験体 C-25C は、部材変形角 10%の最終載荷ステップに至るまで鋼材破断等による顕著な耐力劣化は発生せず（図 8(b)参照）、安定的な変形挙動を示している。

これに対し角形断面試験体では、H-SA700 試験体 H-25R と、SM490 試験体 C-25R の双方で、危険断面位置付近の軸方向縮み変位が卓越する一方、鋼管の破断は発生しなかった。局部座屈に伴う耐力劣化性状は図 7 が示すように両試験体でほぼ等しく、その終局状態も図 8(c)と(d)が示すようにほぼ同様であった。これは、曲げ圧縮部材に局部座屈が発生した場合、部材の耐力と危険断面引張側のひずみが頭打ちとなることから、引張側鋼材の破断が回避されるためである⁶⁾。

なお、CFT 指針では、部材の終局状態と位置づける限界変形角（耐力が最大値の 95%以下に低下した際の変形角と定義）について、軸力比、鋼管の幅厚比、コンクリート強度の関数として導いた評価式を示している。この限界変形角は、最大耐力以降に発生する鋼管の局部座屈や破断に起因する部材の耐力低下に支配されるが、本論が対象とする H-SA700 鋼は、当該提案式の検証に用いられた計 123 体の試験体²¹⁾に比べて、鋼材破断伸びなどの材料特性が大きく異なる。H-SA700 鋼 CFT 柱部材の限界変形角については、今後鋼管の幅厚比や軸力比などを変数とした実験結果を積み重ねることから、適切な評価法を導出するとともに、これを含めた復元力特性の一般化を図りたい。

5.2 局部座屈と軸方向変形

図 9 に、軸力を導入した試験体 4 体に関して、各載荷ステップでの柱下端の軸方向縮み変位量の推移を示す。まず、図 8 の各試験体終局状態からもわかるように、鋼材種によらず円形断面試験体では変位量が小さい。実験では、部材変形角 8%における変位量が、H-SA700 試験体 H-25C で 0.46mm、SM490 試験体 C-25C で 0.50mm に止まった。一方、角形断面試験は変位量が非常に大きく、H-SA700

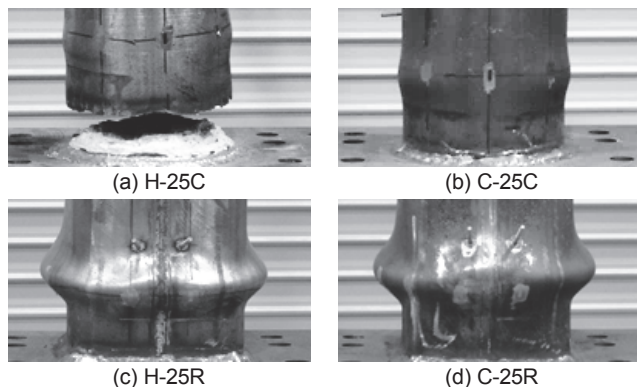


図 8 試験体終局状態

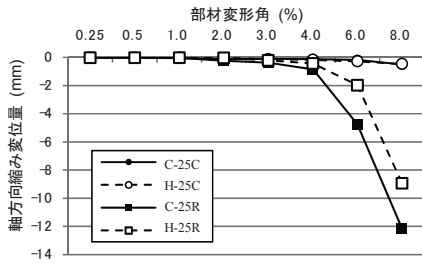
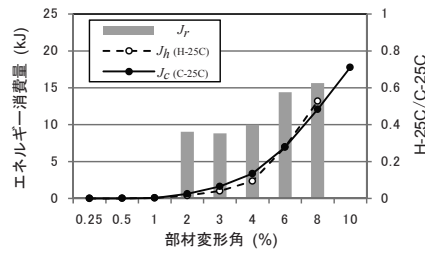
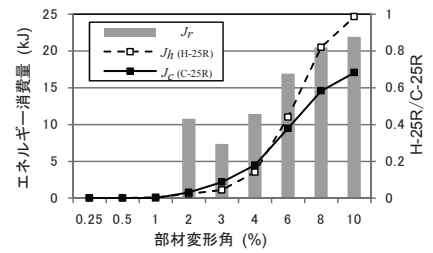


図9 軸方向縮み変位



(a) 円形断面試験体比較



(b) 角形断面試験体比較

図10 エネルギー消費性能

試験体 H-25R で 8.94mm, SM490 試験体 C-25R で 12.15mm を記録しており、円形断面試験体の 20 倍程度に達した。

この柱下端の軸方向縮み変位を鋼材別で比較すると SM490 試験体に比べ、H-SA700 試験体は、常に小さな変位を示している。特に、局部座屈が顕著な角形断面試験体では、部材変形角 6% で約 2/5、部材変形角 8% でも約 3/4 の変位に止まっており、同じ部材変形角で比べるなら、弾性変形能力の高い超高強度鋼を用いた場合、試験体における柱下端の軸方向縮み変位は大きく軽減される結果となった。

5.3 エネルギー消費性能

弾性変形能力の高い超高強度鋼を用いる部材には、設計において塑性化に伴うエネルギー消費は期待していない。しかし、耐震設計の想定外の極大地震においては、他の構造部材と同様に一定のエネルギー消費を期待したい。そこで本節では、H-SA700 試験体と SM490 試験体のエネルギー消費性能を比較する。図 10 に、各試験体のエネルギー消費性能の比較を示す。図は横軸に部材変形角、縦軸にエネルギー消費量を取り、図中の○と□が H-SA700 試験体のエネルギー消費量 J_h 、●と■が SM490 試験体のエネルギー消費量 J_c を示す。また、図中の棒グラフは次式で示す最大曲げ耐力で無次元化した、SM490 試験体に対する H-SA700 試験体のエネルギー消費量の比 J_r を示している。

$$J_r = \frac{J_h}{J_c} \frac{M_{u,h}}{M_{u,c}} \quad (11)$$

ここに、 $M_{u,h}$ は H-SA700 試験体の、 $M_{u,c}$ は SM490 試験体の最大曲げ耐力の実験値である。

まず、H-SA700 試験体と SM490 試験体について、変形の進展とエネルギー消費量の推移を比較すると、部材変形角 4% までは SM490 試験体の方が消費量が多いのに対し、6% 以降では H-SA700 試験体が勝る結果となった。この両者の推移は、H-SA700 鋼が持つ高い弾性変形能力に起因している。ここで、H-SA700 試験体の鋼管が概ね塑性化した部材変形角 2% を見ると、それでも充填コンクリートの降伏によって、SM490 試験体に対する無次元化エネルギー消費量比 J_r で、40% 程度を確保していることがわかる。

H-SA700 試験体のエネルギー消費はその後増大し、角形断面試験体 H-25R では、部材変形角 10% において SM490 試験体 C-25R の 89% にまで達し、ほぼ遜色のない性能を示した。一方円形断面試験体 H-25C では、部材変形角 8% において SM490 試験体 C-25C の 60% を越えた後、鋼管の破断により劣化に転じた。

5.4 H-SA700 鋼 CFT 柱部材の塑性変形性能と二次設計法

以上を総括すれば、H-SA700 鋼を用いた CFT 柱部材は一般化累加強度理論による最大曲げ耐力を発揮するに十分な変形能力を有して

おり、また最大曲げ耐力発揮時の部材変形角も既往の CFT 指針に基づき精度よく評価できている。特に、最大耐力後の角形断面 CFT 試験体においては、局部座屈の進展によって引張側のひずみが頭打ちとなり鋼管の破断が回避されるため、通常軟鋼を用いた試験体と耐力劣化性状がほぼ等しくなり、また柱下端の軸方向縮み変位も小さく抑えられるなど、安定的な変形性状を発揮する結果となった。よって、H-SA700 鋼 CFT 柱部材の二次設計に、一般化累加強度理論か、もしくはその下解に相当する単純累加強度理論に基づく部材最大耐力（全塑性モーメント）を適用することは妥当と考える。

6. 結論

超高強度鋼「H-SA700」を用いた CFT 柱部材に関して、曲げ圧縮下での静的載荷実験からその変形挙動と終局状態を検証するとともに、新たに提案した部材復元力特性評価法の精度検証から、以下の知見を得た。

- 1) 超高強度鋼 H-SA700 を鋼管に用いた CFT 柱試験体は、通常軟鋼を用いた試験体と同様に、一般化累加強度理論に基づき算定した部材最大曲げ耐力に至るまで、鋼材の破断など脆性的な破壊は発生せず安定的な履歴挙動を示した。
- 2) 実験では、通常軟鋼 CFT 柱試験体における鋼管塑性化時の部材接線剛性が初期剛性の 89%~94% であったのに対し、超高強度鋼 CFT 柱試験体では 69%~79% まで低下していた。これは、充填コンクリートの降伏ひずみと、超高強度鋼の塑性みずみが大きく異なることに起因する。従って、超高強度鋼を用いた CFT 柱では、一次設計に用いる部材の弾性限界は主としてコンクリートの圧縮降伏に支配され、鋼管はまだ塑性化していない状態を対象とすることがあり、鋼とコンクリートそれぞれの弾性限耐力を単純累加した算定では危険側の値を与える。
- 3) 超高強度鋼 CFT 柱に対して、新たに本論が提案する一次設計用の弾性限耐力評価式は、充填コンクリートが圧縮降伏する際の部材耐力を、実験値に対して 86%~117% の範囲で良好に評価できている。なお、その際の接線剛性は初期剛性の 83%~93% を維持している。
- 4) 靱性にやや乏しい H-SA700 鋼を用いる構造部材の設計を示した文献 15) では、二次設計でも鋼材の塑性化を許していない。これに対し本論の実験では、超高強度鋼 CFT 柱において鋼管が塑性化した際の部材耐力が、単純累加による算定で 96%~117% と精度良く対応することを確認した。また、本論が提案する部材復元力特性のトリリニアモデルは、鋼管塑性化時の二次設計用部材変形角を、実験値の 105%~124% の範囲で評価することができた。

- 5) H-SA700 鋼を用いた CFT 柱では、円形断面において鋼管破断により終局状態に至るが、これは部材が一般化累加強度理論に基づく最大耐力を発揮した後のことで、部材変形角 6%~8%、塑性率にして 5.2~5.3 と建築構造部材としては十分な靱性を有している。また、角形断面に関しては、最大耐力発揮後に主として局部座屈に伴う柱下端の軸方向縮み変位が卓越し終局状態に至った。この局部座屈変形性状は通常軟鋼を用いた場合とほぼ等しく、最終的な座屈形状も同様であった。
- 6) 以上のように、H-SA700 鋼を用いた CFT 柱部材は、一般化累加強度理論による最大曲げ耐力を発揮するに十分な変形能力を有しており、局部座屈に伴う軸方向変形はむしろ通常軟鋼 CFT 柱部材よりも低減されるなどの利点もある。さらに、鋼管に破断が生じなかった角形断面试験体については、通常軟鋼 CFT と比べほぼ遜色のないエネルギー消費性能が発揮できた。よって本論は、H-SA700 鋼 CFT 柱部材の二次設計に、文献 15) が規定する鋼管塑性化時の耐力ではなく、一般化累加強度理論、もしくはその下解に相当する単純累加強度理論に基づく最大耐力（全塑性モーメント）が適用できると考える。
- 7) 本論における H-SA700 鋼を用いた CFT 柱部材の実験的検証は、計 3 体の試験体について実施したものである。今後は、鋼管の壁厚比や軸力比などを変数として更に実験結果を積み重ね、局部座屈や鋼管破断に支配される部材限界変形角の評価を含めた、H-SA700 鋼 CFT 柱部材の復元力特性の一般化を図ることが課題である。

謝辞

本研究は、(社)日本鉄鋼連盟 鋼構造研究・教育助成事業「超高強度鋼 H-SA700 を用いた高弾性コンクリート充填鋼管構造建築物の開発」(研究代表者：林和宏)の助成を受けた。

参考文献

- 1) 青木義彦, 岩清水隆, 山田佳博, 永野浩一: $F_c=150\text{N/mm}^2$ の超高強度コンクリート CFT 柱の施工ー高さ 300m 超高層複合ビル「あべのハルカス」ー, Concrete Journal, Vol.50, No.8, pp.683-688, 2012.08.
- 2) 日本鋼鉄連盟, 日本鋼構造協会: 平成 19 年度「革新的構造材料を用いた新構造システム建築物研究開発」の報告書, 2008.03.
- 3) 番崎雲, 河野昭彦, 津田恵吾, 城戸将江, 李泰洙, 高松隆夫, 玉井宏章, 松尾彰, 木村慧, 吹田啓一郎, 佐藤篤司, 井上一朗: 建築構造用高強度 780N/mm^2 鋼材(H-SA700)を用いた乾式組立部材の設計法 - その 1~7, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.597-610, 2009.08.
- 4) 新才直紀, 吹田啓一郎, 聲高裕治: アンダーマッチング溶接による高強度鋼組立部材を用いた方杖ダンパー接合構造の力学的性能と地震応答性状, 日本建築学会構造系論文集, Vol.77, No.682, pp.1959-1968, 2012.12.

- 5) 玉井宏章, 山西央朗, 松尾彰: 建築構造用高強度鋼材 H-SA700A を用いた乾式組立材の横座屈性状に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.76, No.660, pp.407-415, 2011.02.
- 6) 林和宏, 岡崎太郎, 林旭川, 中島正愛: H-SA700 鋼を用いたボルトによる組立柱部材の曲げ性能, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, Vol.19, No.76, pp.25-35, 2012.12.
- 7) 鈴木康正, 丹羽博則, 淵田安浩, 時野谷浩良, 山中昌之, 遠藤文明: 超高強度コンクリート充填鋼管 (CFT) 柱, 大林組技術研究所報, No.74, pp.1-10, 2010.
- 8) 松本修一, 後藤和正, 黒岩秀介, 高瀬洋一: $F_c=150\text{N/mm}^2$ コンクリート・ 780N/mm^2 鋼材の CFT 柱を用いた超高層建築物の設計および施行, Concrete Journal, Vol.50, No.12, pp.1102-1108, 2012.12.
- 9) 藤本利昭, 向井昭義, 西山功, 稲井栄一, 甲斐誠, 田中義成, 時野谷浩良, 野口隆, 馬場武志, 福本昇, 村田義行, 崎野健治, 森野捷輔: 高強度材料を用いたコンクリート充てん鋼管短柱の軸圧縮特性, 日本建築学会構造系論文集, No.498, pp.161-168, 1997.08.
- 10) 藤本利昭, 向井昭義, 西山功, 稲井栄一, 甲斐誠, 時野谷浩良, 馬場武志, 福元敏之, 森浩二, 崎野健治, 森野捷輔: 高強度材料を用いたコンクリート充てん鋼管柱の曲げせん断性状, 日本建築学会構造系論文集, No.509, pp.167-174, 1998.07.
- 11) 寺沢太沖, 宇佐美徹, 鈴木康正, 藤井睦, 飯塚信一: 超高強度鋼を用いたコンクリート充填鋼管柱の構造性能に関する実験的研究 その 1~その 4, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.1153-1160, 2007.08.
- 12) 佐藤英佑, 成原弘之, 小室努, 松本修一, 安田聡, 中尾文彦: 超高強度鋼を用いた CFT 柱の構造性能 $F_c=150$ コンクリートを充填した箱型断面長柱の構造実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.1117-1118, 2008.07.
- 13) 日本建築学会: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算標準・同解説, 2001.01.
- 14) 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.
- 15) 国土技術政策総合研究所: 高強度鋼等を用いた新構造建築物の耐震性能評価指針 (案), 2010.02.
- 16) 日本建築学会: 高強度コンクリート施工指針, 2013.11.
- 17) 林和宏, 西亮祐, 蕭博謙, 中島正愛: 超高強度鋼 H-SA700 を用いた CFT 柱の曲げ圧縮性能と終局挙動, 日本建築学会近畿支部研究報告集, No.54, pp.349-356, 2014.06.
- 18) 丸田誠, 真田暁子: 170N/mm^2 を超える高強度コンクリートを用いた内柱梁接合部の挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.469-474, 2004.07.
- 19) 山野辺宏治, 中西啓二, 渡辺泰志: 高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される架構 (NewRCSS 構法) の構造性能, 清水建設研究報告, Vol.83, pp. 11-18, 2006.04.
- 20) 林和宏, 柳沢学, 柴田道生: 非対称鉄骨を内蔵した SRC 柱部材の耐力評価法, 日本建築学会構造系論文集, No.680, pp.1599-1604, 2012.10.
- 21) 森修, 野口隆, 藤本和昭, 森野捷輔: ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究 (CFT-33) - CFT 柱の復元力特性モデル, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp. 1225-1226, 1998.09.

RESTORING FORCE CHARACTERISTIC AND ULTIMATE BEHAVIOR OF CONCRETE FILLED STEEL TUBE COLUMNS USING ULTRA-HIGH STRENGTH STEEL H-SA700

Kazuhiro HAYASHI^{*}, *Ryosuke NISHI*^{**}, *Yunbiao LUO*^{***},
Masahiro KURATA^{****} and *Masayoshi NAKASHIMA*^{*****}

^{*} Assist. Prof., Department of Arch. and Civil Eng., TUT., Dr.Eng.

^{**} Kajima Corporation, M.Eng.

^{***} Assist. Prof., School of Civil Eng., Tianjin University, Dr.Eng.

^{****} Assoc. Prof., DPRI, Kyoto University, Ph.D.

^{*****} Prof., DPRI, Kyoto University, Ph.D.

In this paper, the cyclic behavior of concrete filled steel tubes (CFTs) using ultra-high strength steel “H-SA700” was investigated experimentally. The high strength (HS) steel offers approximately three times higher yield strength than that of conventional steel and therefore, much higher than the concrete infill. Thus, in the CFTs made from HS steel the compressive strength of concrete was reached before steel yielding. For this reason, a simple design method which takes into account this phenomenon was proposed based on the concept of the superposed strength method.

A total of five CFT columns were subjected to combined constant axial and flexural loads. The lateral loading history consisted of several drift angle levels from 0.25 to 10% with two cycles imposed at each drift level. Several aspects on CFTs cyclic behavior were investigated, including the grade of steel (HS and conventional), the cross-section shape (circular and square) and the axial load level ($n = 0$ or 0.25).

When the ultra-high strength steel is used in CFT columns, the elastic limit strength is determined by the compressive yielding of the infilled concrete, and the steel tube remains elastic at the moment. In such a case, it will lead to an unsafe evaluation by using the existing strength evaluation formula based on simple superposed method. In this paper, a new design formula for the elastic limit strength of the HS CFT columns is proposed. This new formula is capable of accurately evaluating the strength of the HS CFT columns when its infilled concrete starts compressive yielding.

Due to the low ductility of the H-SA700 steel, in the design of the structural member using H-SA700, steel is not allowed to yield even in the second phase design. The experimental study in this paper confirms that, the strength evaluation formula based on simple superposed method can provide accurate evaluation of the strength of HS CFT columns when its steel tube is yielded.

The CFT columns using H-SA700 steel has substantially large plastic deformation capacity, and its axial deformation due to local buckling is smaller than that of CFT columns using conventional steel, while its energy dissipation capacity is similar to that of CFTs column using conventional steel. Finally, the feasibility of the full plastic moment evaluation formula in the second phase design of CFT column using H-SA700 steel is discussed and confirmed.

(2015 年 4 月 7 日原稿受理, 2015 年 8 月 28 日採用決定)