

論文 単純圧縮力を受ける角形 CFT 短柱の強度と変形性能に関する研究

石塚 駿^{*1}・土井 希祐^{*2}・川村 佳弘^{*3}

要旨：コンクリート充填鋼管（CFT）構造が優れた耐力・変形性能を有するのは鋼管と充填コンクリートによるコンファインド効果によるものである。しかしながら、角形CFT部材については、コンファインド効果が大歪域において部材性能に及ぼす影響の解明は未だ不十分である。本研究では角形CFT短柱とそれに対応する中空鋼管・コンクリート柱の中心圧縮実験を行い軸力-軸歪関係に関する基礎資料を得た。そして、先行研究で提案した方法によりモデル化し、最大耐力・初期剛性・変形性能についての検討を行った。

キーワード：角形 CFT 短柱, 軸力-軸歪関係, 最大耐力, 初期剛性, 変形性能

1. はじめに

1.1 研究背景

鋼管にコンクリートを充填した、コンクリート充填鋼管（以下、CFT と表記）構造は、優れた耐力・変形性能を有することから、近年では事務所ビルを中心とした高層建築物に広く用いられ多様な設計の実現のために発展しつつある。

CFT柱部材が優れた耐力・変形性能を有しているのは、主に鋼管と充填コンクリートによるコンファインド効果によるものである。しかしながら、角形断面を有するCFT柱部材について、大歪域においてコンファインド効果が部材性能に及ぼす影響の解明は不十分である。高軸力下におけるCFT柱部材の変形性能、およびエネルギー吸収性能を把握することは、安全で合理的な建築物の設計を行う上で非常に重要である。

1.2 研究目的

先行研究¹⁾において既往の文献から単純圧縮力を受ける CFT 短柱の実験データを収集し各種パラメータについてのデータベースが作成された。コンクリートはコンファインド効果をモデル化出来る New RC 式²⁾を一部変更して使用し、鋼材は完全弾塑性モデルを用いた。これらを累加することで円形および角形 CFT 短柱の軸力-軸歪関係のモデル化が行われ、最大耐力・エネルギー吸収性能・初期剛性について検討が行われた。しかしながら、角形断面を有する CFT 短柱では、最大耐力以降の大歪域において、耐力の再上昇が起こることによって計算結果と実験結果が一致しないことが明らかにされた。そこで、鋼管の歪硬化に着目し、鋼材には歪硬化を考慮したモデルを用いて角形 CFT 短柱の軸力-軸歪関係のモデル化が行われ最大耐力・エネルギー吸収性能・初期剛性について再検討³⁾が行われた。さらに、角形 CFT 短柱の中心圧縮実験⁴⁾、あわせて角形 CFT 短柱に対応し

た中空鋼管・コンクリート柱の中心圧縮実験^{5)~6)}、および軸力-軸歪関係モデルの追加検討が行われた。

本研究では文献^{4)~6)}に引き続き角形 CFT 短柱・中空鋼管・コンクリート柱について最大耐力・初期剛性・変形性能についての評価法の妥当性について検討することを目的としている。

2. 実験計画

2.1 試験体

試験体諸元を表-1に、試験体の概要を図-1に各々示す。角形CFT短柱8体、中空鋼管2体、コンクリート柱4体、計14体の試験体で実験を行った。CFT試験体のA・B・C-40シリーズとコンクリート柱のA・Bシリーズには実験変数としての違いはなく、実験年度のみ異なっている。角形CFT短柱、中空鋼管の試験体にはロール成形され、溶接継ぎ目が材軸方向にあるSTKR400を使用し、鋼管部分の断面幅は100mm、板厚は2.3mmおよび3.2mmとした。材長は柱長さ-断面せい比が4以下となるように断面幅の3倍である300mmとした。コンクリート柱は板厚3.2mmの中空鋼管を型枠として製作した。充填コンクリートの調合強度は40MPa、60MPaである。実験パラメータは鋼管の幅厚比（43.5, 31.3）・コンクリート強度（40, 60）である。角形CFT短柱、コンクリート柱の端面は充填コンクリートの打設後にセメントペーストを用いて、キャッピングを行い端面が平滑になるよう仕上げた。

2.2 使用材料の特性

鋼材の引張強度試験、およびコンクリートの圧縮強度試験の結果を表-1に示す。コンクリートの圧縮強度は材齢4週と実験後の値を示す。鋼材の引張強度試験は5号試験片（JIS Z 2241）を用いて行った。降伏強度は0.2%オフセット耐力である。ヤング係数は各々材料試験の結果より求めた値である。

*1 株式会社 織本構造設計（正会員）

*2 新潟大学 工学部建設学科教授 博士（工学）（正会員）

*3 筑波大学大学院 システム情報工学研究科

表-1 試験体の諸元及び実験結果の一覧

試験体名	断面幅 [mm]	板厚 [mm]	幅厚比	コンクリート			鋼材		最大耐力			初期剛性			変形性能 ε _u (μ)
				4週強度 σ _{CB} [MPa]	実験後強度 σ _{CB} [MPa]	ヤング係数 E _c [GPa]	降伏強度 σ _y [MPa]	ヤング係数 E _s [GPa]	実験値 N _u [kN]	計算値 N ₀ [kN]	耐力比 N _u /N ₀	実験値 K _c [MN]	計算値 K ₀ [MN]	初期剛性比 K _c /K ₀	
CFT-2.3A	100	2.3	43.5	39.6	43.6	28.6	394.7	177	673.3	698.1	0.96	551	409	1.35	1860
CFT-2.3B		2.3	43.5						718.8	698.1	1.03	499	409	1.22	1520
CFT-3.2A		3.2	31.3						827.5	787.8	1.05	566	436	1.30	3289
CFT-3.2B		3.2	31.3						854.9	787.8	1.09	575	436	1.32	3366
CFT-2.3C-40	100	2.3	43.5	37.3	40.9	27.6	387.1	195	715.9	672.5	1.06	385	417	0.92	1314
CFT-2.3C-60		2.3	43.5	68.8	74.8	31.9			994.0	951.4	1.04	492	455	1.08	600
CFT-3.2C-40		3.2	31.3	37.3	40.9	27.6			846.1	788.9	1.07	486	466	1.04	2491
CFT-3.2C-60		3.2	31.3	68.8	74.8	31.9			1109.5	1055.7	1.05	530	502	1.06	743
S-2.3	100	2.3	43.5	-			387.1	195	261.0	342.1	0.76	178	172	1.03	394
S-3.2		3.2	31.3				389.9	191	481.8	472.8	1.02	246	232	1.06	796
C-40A	93.6	-		37.3	40.9	27.6	-		339.8	316.0	1.08	199	234	0.85	-
C-60A				68.8	74.8	31.9			601.8	582.8	1.03	302	270	1.12	
C-40B	93.6	-		37.9	39.0	28.6	-		273.7	321.1	0.85	263	242	1.09	359
C-60B				68.5	66.8	32.2			584.1	555.8	1.05	233	273	0.85	222

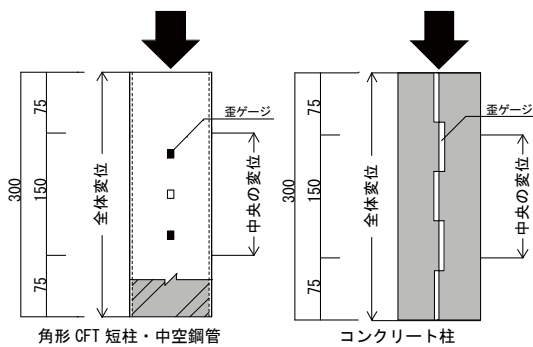


図-1 試験体の概要

2.3 加力・計測方法

加力は、アムスラー試験機により試験体の軸方向に平押し状態で中心圧縮力を载荷させる方法とし、静的単調载荷により行った。

変位および歪の測定箇所を図-1に示す。軸方向変位は、マグネットスタンドにより载荷板間に設置した南北面の変位計（検長 300mm）で全体変位を計測し、試験体の東西面に溶接したナットを介して直接取り付けした変位計（検長 150mm）で中央の変位を計測した。軸方向歪は、試験体に貼付した歪ゲージにより計測を行った。

中空鋼管・角形CFT短柱の歪は、4面の上中下3箇所に、溶接継ぎ目を避けて南北面で対称となるように貼付した歪ゲージにより計測した。また、断面中央には2軸ゲージを貼付し横歪も計測した。コンクリート柱の歪は、4面に5枚貼付した歪ゲージにより計測した。なお、東西面の歪ゲージは、変位計取り付け治具を避けて対称となるように貼付した。

本論文では、全体変位から求めた軸歪を軸歪A、中央の変位から求めた軸歪を軸歪Bとし、歪ゲージから求めた軸歪を軸歪Cとする。なお、C-40A、C-60Aでは軸歪Cの計測のみを行った。試験体の軸方向縮みが増加し、アムスラー試験機の球座が偏心に対応しきれなくなった段階で実験を終了することとした。

3. 実験結果

3.1 最大耐力・初期剛性・変形性能

実験結果を表-1に示す。最大耐力は実験値をN_uとし、計算値をN₀とした。N₀は式(1)で4週強度を用いて求めた。実験値を計算値で除した耐力比（N_u/N₀）ではCFT-2.3AとS-2.3、C-40Bがそれぞれ1.0以下となり実験値が計算値を下回った。角形CFT短柱ではコンクリート強度が低い試験体の方が、耐力比が大きな値となった。

$$N_0 = A_c \times \sigma_{CB} + A_s \times \sigma_y \quad (1)$$

ここに、

A_c:コンクリートの断面積 A_s:鋼管の断面積

σ_{CB}:コンクリートの圧縮強度 σ_y:鋼材の降伏強度

初期剛性は実験値をK_cとし、計算値をK₀とした。実験値K_cは最大耐力の1/3の軸力を軸歪Cで除した値とし、計算値K₀は式(2)で求めた。実験値を計算値で除した初期剛性比（K_c/K₀）ではCFT-2.3C-40とC-40A、C-60Bの実験値が計算値を下回った。

$$K_0 = A_c \times E_c + A_s \times E_s \quad (2)$$

ここに、

E_c:コンクリートのヤング係数

E_s:鋼材のヤング係数

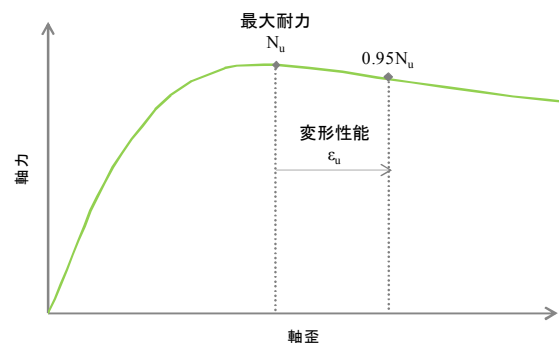


図-2 変形性能の定義

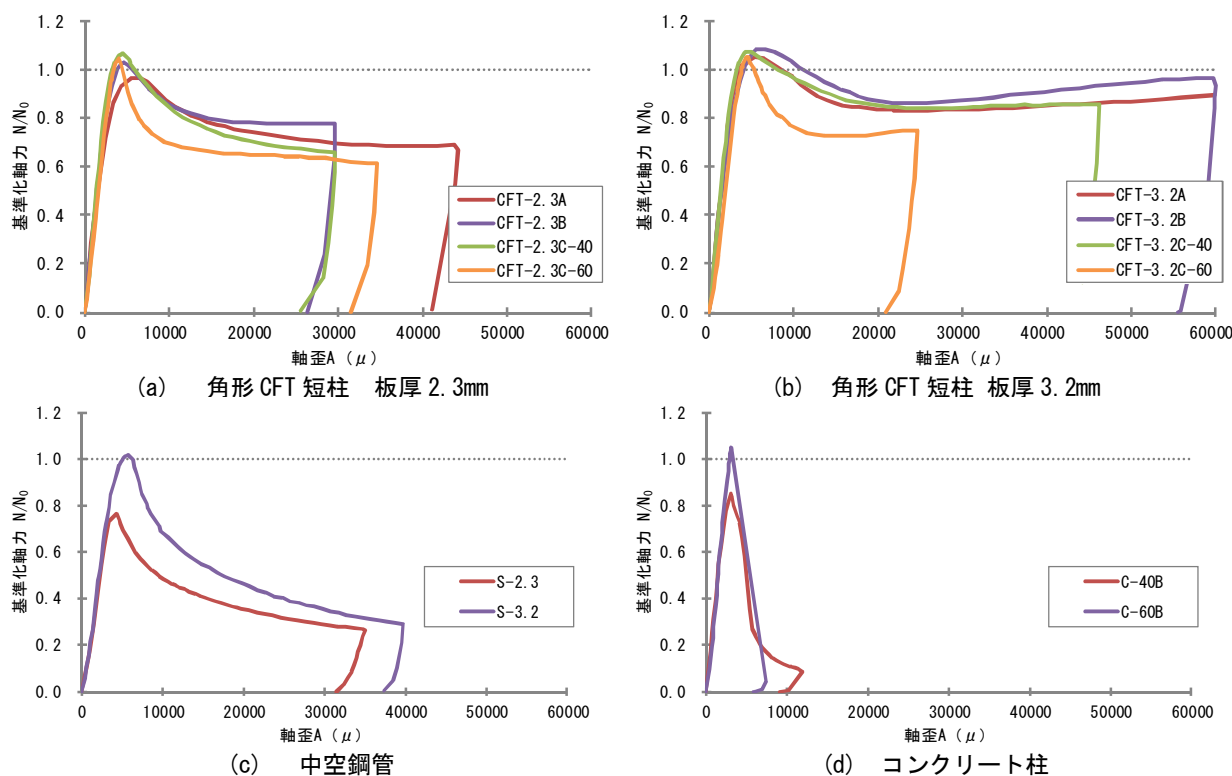


図-3 軸力－軸歪関係

変形性能の実験結果を表-1に示し、変形性能の定義を図-2に示す。変形性能の評価は軸力と曲げモーメントを受けるCFT部材の変形性能の評価法にならない、最大耐力より軸力が5%減少するまでに進展した軸歪Aの値 ε_u とした。幅厚比で比較すると、幅厚比の大きな試験体よりも幅厚比の小さな試験体の変形性能が大きな値となり、コンクリート強度で比較すると、コンクリート強度が低い試験体の変形性能の方が大きな値となった（表-1参照）。

3.2 軸力－軸歪関係

軸力－軸歪関係を図-3に示す。縦軸は実験値Nを計算値 N_0 で除し基準化した値(N/N_0)を示し、横軸は軸歪Aを示している。軸歪Aは実験の初期段階で剛性が低くなる部分を次の計測STEPの剛性に補正したものを示している（図-4参照）。

コンクリート強度40MPaのCFT試験体では最大耐力に

達した後、緩やかに耐力が低下した。板厚2.3mmの試験体では耐力は低下し続けたが、板厚3.2mmの試験体では最大耐力の8割程度まで低下した後に再上昇した。

コンクリート強度60MPaのCFT試験体では最大耐力に達した後に急激に耐力が低下した。板厚2.3mmの試験体では耐力は低下し最大耐力の7割程度で安定したが、板厚3.2mmの試験体では最大耐力の7割程度まで低下した後に再上昇した。

中空鋼管では最大耐力に達した後、徐々に耐力が低下した。コンクリート柱では最大耐力に達した後、急激に耐力が低下した。とくに、60MPaの試験体では爆裂現象を起こし急激な耐力低下が起こった。また、偏心の影響が大きかった試験体（CFT-2.3A等）では、軸歪60,000 μ まで実験を継続出来なかったため耐力の再上昇が比較出来なかった。

CFTとC+Sの最大耐力比較を表-2に示す。角形CFT短柱のCシリーズに対応している中空鋼管（S-2.3、S-3.2）とコンクリート柱（C-40A、C-60A）を累加した値と比較する。

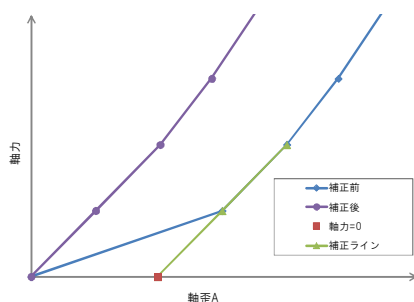


図-4 軸歪Aの補正

表-2 C+Sの比較（最大耐力）

試験体名	CFT [kN]	C [kN]	S [kN]	C+S [kN]	CFT/(C+S)
CFT-2.3C-40	715.9	355.2*	261.0	616.2	1.16
CFT-2.3C-60	994.0	629.1*	261.0	890.1	1.12
CFT-3.2C-40	846.1	339.8	481.8	821.6	1.03
CFT-3.2C-60	1109.5	601.8	481.8	1083.6	1.02

C：コンクリート柱 S：中空鋼管

*断面積により補正した値

角形CFT短柱の最大耐力は、中空鋼管とコンクリート柱の最大耐力を累加した値よりも大きくなった。これは、鋼管の局部座屈が充填コンクリートにより抑止されたことが影響していると考えられる。

4. 角形 CFT 短柱のモデル化方法

4.1 角形CFT短柱の算定式

先行研究¹⁾³⁾において提案した角形CFT短柱の軸力-軸歪関係の算定式を以下に示す。式(3)はコンクリート及び鋼管の軸力-軸歪関係を累加して算定する式であり、式(4)、式(5)はコンファインド効果を考慮したコンクリートと鋼管の軸力-軸歪関係をそれぞれ算定する式である。式(5)ではコンファインド効果への鋼管の性能の2重使いを避けるため式(6)による分担率 α を設定し、その寄与分を控除して鋼管の軸力-軸歪関係を算定している。なお、このモデルの算定では局部座屈が起こったことによる耐力の低下は考慮していない。

$$N(\varepsilon) = {}_c N_{cB}(\varepsilon) + {}_s N_c(\varepsilon) \quad (3)$$

$${}_c N_{cB}(\varepsilon) = A_c \times {}_c \sigma(\varepsilon) \quad (4)$$

$${}_s N_c(\varepsilon) = A_s \times (1 - \alpha) \times {}_s \sigma(\varepsilon) \quad (5)$$

$$\alpha = 0.2089X_s^2 - 0.5192X_s + 0.4657 \quad (6)$$

ここに、

A_c :コンクリートの断面積 A_s :鋼管の断面積
 ${}_c N_{cB}$:コンクリートの軸力 ${}_s N_c$:鋼管の軸力
 α :分担率 X_s :基準化幅厚比

4.2 分担率

分担率 α は先行研究で示した、適正分担率と基準化幅厚比の関係より回帰した式により求めている(図-5 参照)。本研究では先行研究¹⁾で示したデータベースの見直しを行い、さらに本研究のCFT試験体データを追加して再計算したものである。

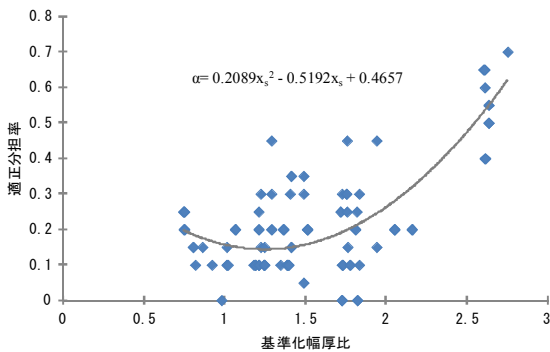


図-5 分担率の設定

4.3 鋼材の算定式

先行研究¹⁾において提案した鋼材のモデル化方法を図-6に示す。鋼材の歪硬化をモデル化するため、鋼材の応力度-歪度関係に0.2%の位置から式(7)によるオフセット線を設定し降伏強度とオフセット線の交点より新たに式(8)~式(10)による鋼管の歪硬化を考慮した応力-歪曲線を設定した。

$$\sigma = E_s(\varepsilon - 0.002) \quad (7)$$

$${}_s \sigma(\varepsilon) = E_s \times \varepsilon \quad (\varepsilon \leq \varepsilon_y) \quad (8)$$

$${}_s \sigma(\varepsilon) = \sigma_y = E_s \times \varepsilon_y \quad (\varepsilon_y < \varepsilon \leq \varepsilon_y + 0.002) \quad (9)$$

$${}_s \sigma(\varepsilon) = \sigma_y + 0.01E_s \{ \varepsilon - (\varepsilon_y + 0.002) \} \quad (\varepsilon_y + 0.002 < \varepsilon) \quad (10)$$

ここに、

${}_s \sigma$:鋼材引張応力度 ε :鋼材歪度
 E_s :鋼材のヤング係数 σ_y :鋼材降伏強度
 ε_y :鋼材降伏歪度

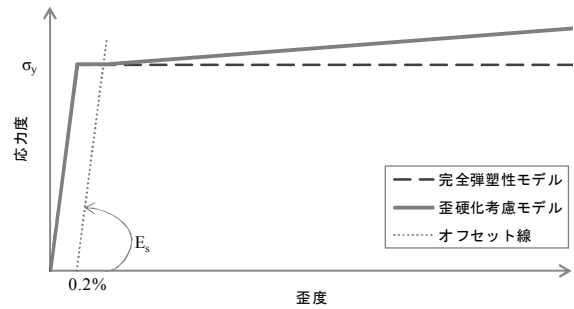


図-6 鋼材のモデル化

4.4 コンクリートの算定式

コンクリートのモデル化はコンファインド効果をモデル化出来るNew RC式を用いて行う。算定式を以下に示す。式(12)では鋼管から控除したコンファインド効果への寄与分 α を加えている。式(13)では、コンファインド効果の過小評価を考慮し、 κ_s を先行研究¹⁾によって定められた割増係数 β (=2.0)によって κ_s' として割り増ししている。

$${}_c \sigma(\varepsilon) = \frac{AX + (D-1)X^2}{1 + (A-2)X + DX^2} \times {}_c \sigma_{CB} \quad (11)$$

$$X = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \quad A = \frac{E_c \times \varepsilon_{co}}{{}_c \sigma_{CB}}$$

$$D = a + b \times {}_c \sigma_B + \gamma \sqrt{\frac{(K-1) \times {}_c \sigma_B}{23}}$$

$$a = 1.50 \quad b = -1.71 \times 10^{-2} \quad \gamma = 2.4$$

$$K = \frac{{}_c \sigma_{CB}}{\sigma_p}$$

$${}_c \sigma_{CB} = \sigma_p + \alpha \times \kappa \times \rho_h \times \sigma_{hy} \quad (12)$$

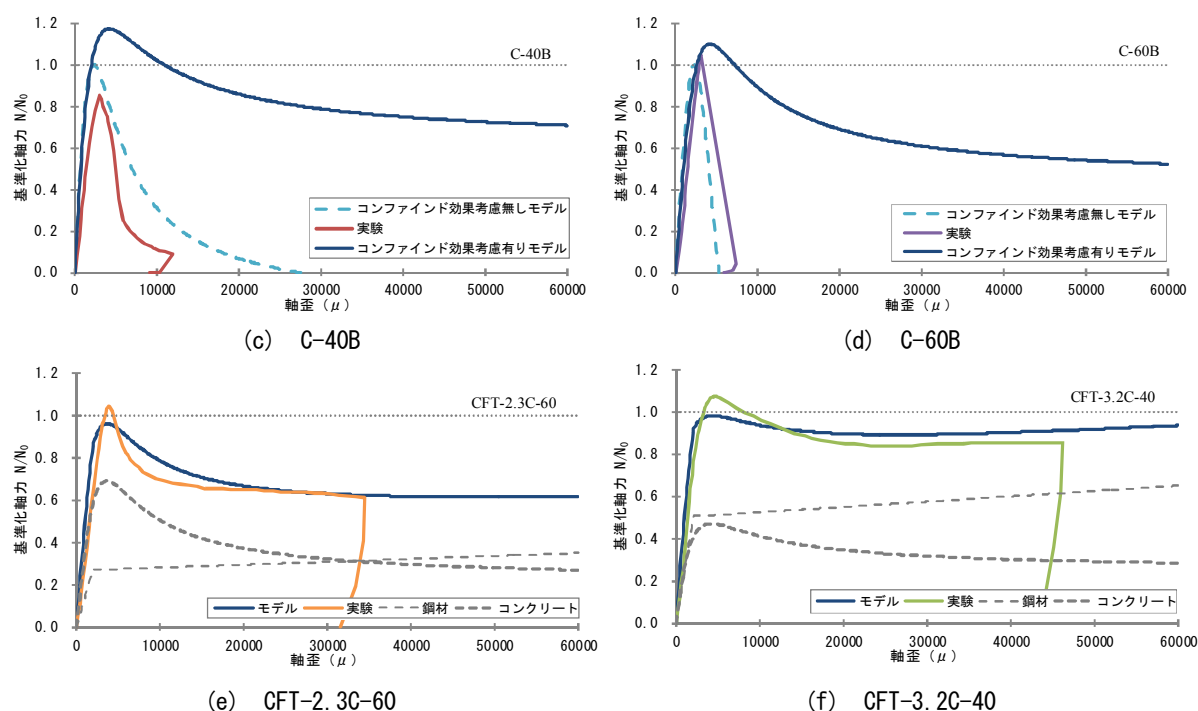


図-6 モデルと実験結果の比較

表-3 モデルと実験結果の比較

試験体名	最大耐力					初期剛性					変形性能		
	実験値 Nu[kN]	モデル Nm[kN]	計算値 No[kN]	Nu/Nm	Nm/No	実験値 Kc[MN]	モデル Km[MN]	計算値 Ko[MN]	Kc/Km	Km/Ko	実験値 εu(μ)	モデル εm(μ)	εu/εm
CFT-2.3A	673.3					551					1860		0.48
CFT-2.3B	718.8	655.3	698.1	1.03	0.94	499	359	409	1.39	0.88	1520	3900	0.39
CFT-3.2A	827.5			1.07		566			1.43		3289		0.63
CFT-3.2B	854.9	771.7	787.8	1.11	0.98	575	396	436	1.45	0.91	3366	5200	0.65
CFT-2.3C-40	715.9	635.7	672.5	1.13	0.95	385	372	417	1.03	0.89	1314	3700	0.36
CFT-2.3C-60	994.0	914.7	951.4	1.09	0.96	492	464	455	1.06	1.02	600	1900	0.32
CFT-3.2C-40	846.1	774.4	788.9	1.09	0.98	486	424	466	1.15	0.91	2491	6100	0.41
CFT-3.2C-60	1109.5	1040.8	1055.7	1.07	0.99	530	513	502	1.03	1.02	743	2700	0.28
S-2.3	261.0	259.1*	342.1	1.01	0.76	178	131	172	1.36	0.76	394		
S-3.2	481.8	402.4*	472.8	1.20	0.85	246	197	232	1.25	0.85	796		
C-40A	339.8	371.4	316.0	0.91	1.18	199	230	234	0.86	0.98			
C-60A	601.8	638.3	582.8	0.94	1.10	302	316	270	0.96	1.17			
C-40B	273.7	376.5	321.1	0.73	1.17	263	232	242	1.13	0.96	359	2600	0.14
C-60B	584.1	611.2	555.8	0.96	1.10	233	287	273	0.81	1.05	222	2000	0.11

*降伏耐力 ($=A_s \times (1-\alpha) \times \sigma_y$) を採用

$$\sigma_p = \mu_c \times \sigma_B = 1.0 \times \sigma_B$$

$$\kappa = \kappa_s \left(\frac{d''}{C} \right) \left(1 - \frac{S}{2 \times Dc} \right) \quad (13)$$

$$\kappa_s = 11.5$$

$$\kappa_s' = \beta \times \kappa_s \quad \beta = 2.0 \quad (13)'$$

$$\varepsilon_0 = 0.93 \times (\sigma_B)^{\frac{1}{4}} \times 10^{-3}$$

$$\frac{\varepsilon_{co}}{\varepsilon_0} = \begin{cases} 1 + 4.7 \times (K - 1) & K \leq 1.5 \\ 3.35 + 20 \times (K - 1.5) & K > 1.5 \end{cases}$$

$$E_c = 4.1 \times k \times \left(\frac{\sigma_B}{100} \right)^{\frac{1}{3}} \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma_c}{24} \right)^2$$

$$k = 1.0 \quad \gamma_c = 24$$

$c\sigma$: コンクリートの軸方向応力

ε_c : コンクリートの歪

σ_p : プレーンコンクリートの圧縮強度

$c\sigma_B$: コンクリートのシリンダー強度

ρ_h : 横補強材の体積比

α : 分担率

σ_{hy} : 横補強材の降伏応力

$c\sigma_{CB}$: コンファインドコンクリートの圧縮強度

ε_{co} : コンファインドコンクリートの圧縮強度時の歪

S : 横補強材間隔 (鋼管の場合, ゼロ)

d'' : 横補強筋の公称直径 (鋼管の場合, 管厚)

C : 横補強筋の有効支持長さ (鋼管の場合, 内幅)

Dc : 周辺横補強筋の断面内の中心間距離 (鋼管の場合, 内幅)

5. 角形 CFT 短柱のモデルと実験結果の比較

5.1 コンクリートのモデルと実験結果の比較

コンクリートの軸力-軸歪関係モデルと実験結果を図-7(a), 7(b)に最大耐力と初期剛性の比較を表-3に各々示す。図-7(a), 7(b)は鋼管による拘束の条件をC-40A, C-60Aと合わせてモデル化したものである。初期剛性は最大耐力の1/3の軸力を軸歪で除した値である。最大耐力はどの試験体も実験値がモデルによる値を下回った。これは、コンファインド効果を考慮してコンクリートの軸力を算定しているからだと考えられる。初期剛性はC-40Bだけが K_c が K_m を上回った。

5.2 角形 CFT 短柱のモデルと実験結果の比較

角形CFT短柱の代表的な軸力-軸歪関係モデルと実験結果の比較を図-7(c), 7(d)に最大耐力・初期剛性・変形性能の比較を表-3に各々示す。最大耐力 N_m は全ての試験体で安全側に評価されており、式(1)による N_0 をも下回っていた。これは、式(5)において鋼管から寄与率 α を控除した分ほど、コンクリートのモデルの最大耐力が上昇していないからである。鋼管の降伏耐力は N_0 より15~24%程度低くなっているのに対して、コンクリートの N_m は N_0 より10~18%程度しか上昇していないことが N_m を N_0 が下回った原因である。

また、最大耐力以降の挙動を比較すると、コンクリート強度40MPaの試験体は実験値がモデルの軸力を下回った後、再びモデルを上回ることは無かった。コンクリート強度60MPaの試験体では最大耐力に達した後、実験値がモデルを下回ることあるものの、概ね一致していた。どの試験体も、最大耐力からの耐力低下が実験の挙動を再現出来ていなかった。

初期剛性について、 K_c/K_m ではすべての試験体で K_c の方が大きな値となった。 K_m/K_0 ではコンクリート強度40MPaの試験体は K_m の方が小さな値となり、コンクリート強度60MPaの試験体では K_m の方が大きな値となった。

変形性能は全ての試験体でモデルが実験値を上回っていた(表-3 参照)。これは、モデルではコンファインド効果により耐力低下が大きく抑制されないためである。

図-6 はコンクリートの算定においてコンファインド効果を考慮しなかった場合のモデルである。コンファインド効果考慮無しモデルとコンクリート柱の実験結果は比較的良好に対応しており、コンファインド効果によって耐力低下が大きく抑制されている(図-7(a), (b) 参照)。

モデルにおいても幅厚比で比較すると、幅厚比の大きな試験体よりも幅厚比の小さな試験体の変形性能が大きな値となり、コンクリート強度で比較すると、コンクリート強度が高い試験体の方の変形性能の方が大きな値となった(表-3 参照)。

6. まとめ

角形 CFT 短柱, 中空鋼管, コンクリート柱の中心圧縮実験を行い, 先行研究¹⁾³⁾において提案した軸力-軸歪関係モデルと比較し以下の知見を得た。

- 1) 板厚3.2mm のCFT試験体では最大耐力以降の耐力の再上昇が認められ, 2.3mmでは認められなかった。
- 2) 中空鋼管とコンクリート柱の最大耐力の和よりもCFT試験体の最大耐力の方が大きな値となった。
- 3) 提案した CFT 試験体の軸力-軸歪関係モデルは実験結果と比較すると, 耐力低下の挙動が実験の挙動を再現出来ていないものの, それ以外の部分では概ね一致していた。
- 4) モデルの最大耐力 N_m はコンファインド効果によるコンクリートの耐力上昇が過小に評価されており, 計算値 N_0 を下回っていた。
- 5) New RC 式を一部変更して提案したコンファインドコンクリートモデルでは変形性能を過大に評価していた。

参考文献

- 1) 竹内真平, 土井希祐: 単純圧縮力を受ける CFT 短柱の強度と変形性能に関する研究, 鋼構造年次論文報告集, Vol.19, pp.487-494, 2011.11
- 2) 建設省総合研究開発プロジェクト・コンファインドコンクリート WG, 「平成 4 年度 New RC 研究開発報告書」, PP.3-2-79-3-2-80, 1993.3
- 3) 名取良純, 竹内真平, 土井希祐: 単純圧縮力を受ける CFT 短柱の強度と変形性能に関する研究, 鋼構造年次論文報告集, Vol.20, pp.93-100, 2012.11
- 4) 石塚駿, 土井希祐: 単純圧縮力を受ける角形 CFT 短柱の強度と変形性能に関する研究, 鋼構造年次論文報告集, Vol.22, pp.561-568, 2014.11
- 5) 石塚駿, 土井希祐: 角形 CFT 短柱の単純圧縮試験, 鋼構造年次論文報告集, Vol.23, pp.784-791, 2015.11
- 6) 石塚駿, 土井希祐: 単純圧縮力を受ける角形 CFT 短柱の強度と変形性能に関する研究, 第 11 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム, pp251-258, 2015.11