

(6) 変動軸力下で定変位振幅繰返し载荷を受ける 円形CFT柱の構造性能

遠部 隆介¹・城戸 將江²・西村 拓真³

¹正会員 北九州市立大学大学院 国際環境工学研究科（〒808-0135 福岡県北九州市若松区ひびきの1-1）
E-mail: e3mbb006@eng.kitakyu-u.ac.jp

²正会員 北九州市立大学教授 国際環境工学部建築デザイン学科（〒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

³正会員 北九州市立大学大学院 国際環境工学研究科（〒808-0135 福岡県北九州市若松区ひびきの1-1）
E-mail: d2mbb013@eng.kitakyu-u.ac.jp

本研究では、変動軸力下において、定変位振幅繰返し载荷を受ける円形CFT柱の耐力劣化性状を明らかにすることを目的とし、曲げせん断実験を軸力比を0~0.6, 0.15~0.45と変化させ、部材角をそれぞれ1%, 1.5%とする実験を行った。試験体は4体で、比較のため一定軸力、軸力比0.6を受ける場合についても実験を行った。

実験結果として、水平荷重-水平変位関係を示した。軸力の値が大きい正側载荷のほうが、軸力の値が小さい負側载荷よりも耐力の劣化が大きく、また、最大軸力比（本実験では0.6, 0.45）が大きい試験体の方が耐力の劣化が大きく、部材角が大きいほうが耐力の劣化が大きかった。変動軸力の最大軸力比を一定軸力として受ける場合の実験結果と、今回行った実験結果を比較したところ、変動軸力を受ける場合のほうが耐力の劣化が大きかった。

Key Words: *Steel-concrete composite member, Long-period ground motion, Slender column, Fatigue, Perimeter column*

1. 序論

現在、南海トラフを震源域とした巨大地震の発生による固有周期の長い超高層建物への影響が懸念されており、長時間多数回繰返し水平力を受けるコンクリート充填鋼管柱（以後CFT柱）の疲労特性について明らかにする必要がある。角形CFT柱については、多くの実験資料が蓄積され、軸力比や振幅などが耐力劣化挙動に及ぼす影響が明らかになり^{例えば1)-3)}、一定軸力下においては既往の実験結果に基づき、限界繰返し回数⁴⁾の評価式が提案されている。また、変動軸力が作用する場合については、基準整備促進事業において曲げせん断実験が行われ⁵⁾、耐力劣化性状が示されている。

円形CFT柱については一定軸力下において一定変位振幅、変動変位振幅繰返し载荷を受ける曲げせん断実験が行われ⁶⁾⁻¹⁰⁾、軸力比、振幅が耐力劣化性状に及ぼす影響が明らかになりつつある。また、文献11)では変動軸力下において正負漸増繰返し载荷が行われ、変形性能に関

する知見が得られている。

このように、角形CFT、円形CFTともに一定変位振幅繰返し载荷実験の資料蓄積が進み、軸力比や変位振幅などの影響が明らかになりつつある。基準整備促進事業「長周期地震動に対する鉄骨造高層建物の安全性検証の検討」¹⁾では、490N級鋼材とFc60コンクリート、590N級鋼材とFc100コンクリートを用いた場合の実験が、主として変動軸力を受ける場合について行われてきた。変動軸力の場合、耐力劣化挙動への影響がわかりにくく、耐力劣化性状の評価方法を考える際、軸力の影響を組み込みにくいという問題があった。そこで、著者らは、「長周期地震動に対する柱部材（CFT柱、鉄骨柱）の保有性能に関する調査研究」委員会（以後JSSC調査委員会と称す）において400N級鋼材（BCR295）とFc60コンクリートを組みあわせた場合について、軸力比、振幅、座屈長さ・断面せい比を実験変数として系統的な実験を行い、各実験変数の影響を明らかにしてきた^{2,3)}。文献1)の基準整備促進事業では変動軸力下における繰返し実験

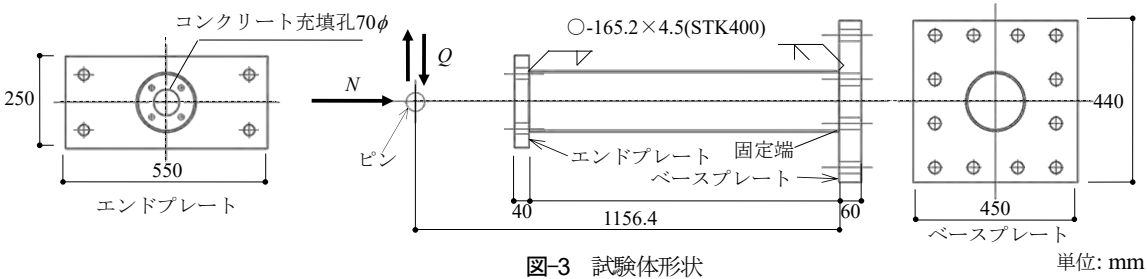
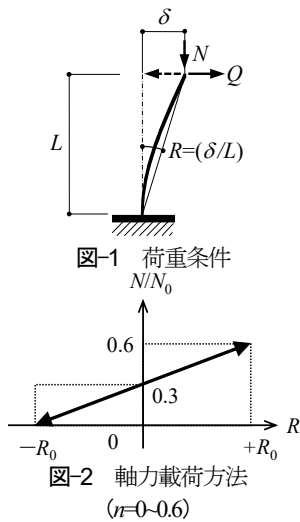


表-1 試験体一覧

No.	試験体名	軸力比 n	部材角 $R_0(\%)$	コンクリート 圧縮強度 $c_{\sigma B}(\text{N/mm}^2)$	軸力 $N(\text{kN})$
①	n60R15-1	0.6 (一定)	1.5	55.5	1141
②	n60R15-2	0.6 (一定)	1.5	58.7	1179
③	n60vR1	0-0.6	1	63.0	0-1229
④	n60vR15	0-0.6	1.5	60.0	0-1194
⑤	n45vR1	0.15-0.45	1	60.4	300-899
⑥	n45vR15	0.15-0.45	1.5	58.5	294-882

※試験体命名則

n60 最大軸力比(0.6) 無印: 一定, v: 変動 R1 振幅(1%)

が多いのに対し、JSSC 調査委員会ではすべてが一定軸力下における繰返し実験であった。文献5)の基準整備促進事業では、変動軸力および一定軸力の実験が角形CFT柱を対象として行われ、耐力劣化性状の違いが示されている。

本研究は、長周期地震動を想定した、変動軸力下で一定変位振幅を受ける円形CFT柱の耐力劣化挙動に及ぼす、軸力比、振幅の影響を明らかにすることを目的とし、曲げせん断実験を行うものである。

2. 実験概要

(1) 実験計画

変動軸力下で一定変位振幅 δ となる繰返し水平力 Q を受ける円形CFT柱の耐力および変形挙動を調べるために、図-1に示す荷重条件で実験を行う。実験変数と選んだ値は、1)軸力比 n ($=N/N_0$, $N_0=A_s \cdot \sigma_s + A_c \cdot c_{\sigma B}$, A_s, A_c :それぞれ、鋼管、コンクリートの断面積, σ_s :鋼管の降伏応力度, $c_{\sigma B}$:コンクリートの圧縮強度): 0.3 ± 0.15 , 0.3 ± 0.3 , 2)変位振幅 R_0 ($=\delta/L$, δ :変位反転点での柱頭の水平変位): 1%, 1.5%, である。表-1に試験体一覧を示す。一定軸力試験体は、既往の一定軸力実験⁹⁾とコンクリートが異なることや、実施時期が2017年度で間が空いていること、また、軸力比が高いとばらつきが出やすいと考えたことから、キャリブレーションの目的で、水

表-2 鋼管実測寸法

径 $D(\text{mm})$	板厚 t (mm)	断面積 $A(\text{mm}^2)$	径厚比 D/t
165.2	4.194	2122	39.4

平力の制御を自動、手動として2体実施した。

変動軸力は図-2に示すように、変位が0において軸力比0.3、正側の変位反転点 $R=R_0$ で0.6(⑤、⑥試験体では0.45)、負側の変位反転点 $R=-R_0$ で0(⑤、⑥試験体では0.15)となるように与えた。軸力荷重方法および軸力比は既往の研究⁹⁾を参考にして決定し、さらに軸力比については、これまでに実施してきた一定軸力試験体⁹⁾の軸力比が、最大軸力比となるように設定した。また、部材角に関しても比較を行いやすくするために、既往の実験⁹⁾と同じものとした。载荷終了の目安は、実験中に観測された最大耐力に対する変位反転点における耐力の比が、一定軸力下の実験における、最大耐力に対する最終サイクル時の変位反転点における耐力の比よりも小さくなったサイクルまでとすることを原則とし、時間の制約も勘案して载荷を終了した。

(2) 試験体

試験体の形状および寸法を図-3に示す。鋼管は $\text{O}-165.2 \times 4.5$ (STK400)を使用した。鋼管の自由端側(柱頭)には厚さ40mmのエンドプレートを隅肉溶接で、固

表-3 引張試験結果

降伏応力度 $s\sigma$ (N/mm ²)	引張強さ $s\sigma_u$ (N/mm ²)	降伏比 (%)	破断伸び EL(%)	降伏ひずみ ϵ_s (%)
391	468	83.6%	35.1%	0.19%

表-4 コンクリート調合表

水セメント比 (%)	セメント (kg/m ³)	水 (kg/m ³)	細骨材 (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)	混和剤 (kg/m ³)
35.8	475	170	825	886	6.89

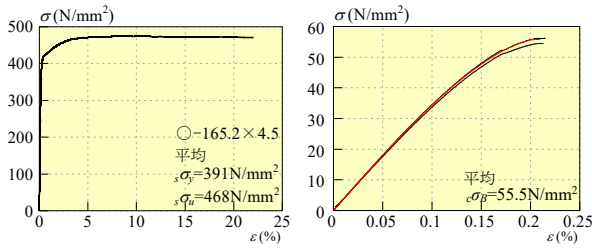
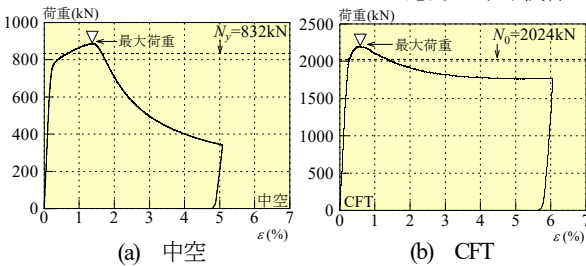


図-4 鋼管の応力-ひずみ関係 図-5 コンクリートの応力-ひずみ関係



(a) 中空 (b) CFT

図-6 短柱圧縮試験

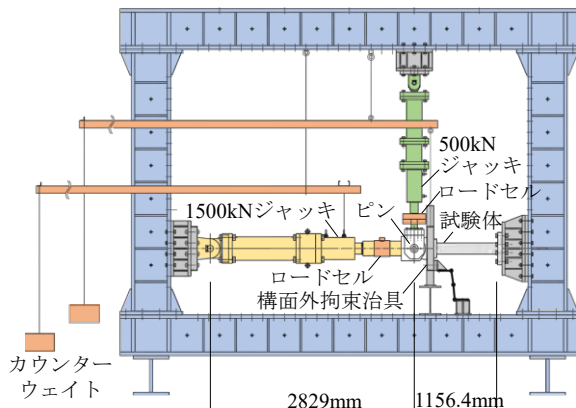


図-7 加力装置

定端側（柱脚）には厚さ 60mm のベースプレートを完全溶込み溶接により取り付けた。表-2 に鋼管の実測寸法を示す。

また、材料特性を調べるため、鋼材の引張試験、コンクリート圧縮試験および鋼管短柱圧縮試験を行った。引張試験は、鋼管より切り出した JIS12B 号試験片 3 片で行った。引張試験の結果を表-3 に示す。降伏応力度 $s\sigma$ は、0.2% オフセット法にて求めた。コンクリートの調合を表-4 に示す。スランプフローの実測値は 48×47cm であった。コンクリート打設は、試験体上部の充填孔から落とし込みにより行い、高流動コンクリートのため木槌により鋼

管をたたくことで締固めを行った。実験時に充填不良と思われるような挙動は見られず、十分に充填されていたと考えられる。

鋼管およびコンクリートの代表的な応力-ひずみ関係を図-4、図-5 にそれぞれ示す。コンクリートは試験体①のものを示しており、3 本のシリンダーの結果を示している。コンクリート圧縮強度 σ_{CB} を表-1 に示す。中空鋼管短柱圧縮試験および CFT 短柱圧縮試験から得られた荷重-軸ひずみ関係を図-6 に示す。図中の N_0 は降伏軸力 ($=A \cdot s\sigma$) で、 N_0 は CFT 柱の圧縮耐力で定義は 2(1)節に示している。

(3) 実験方法

加力装置を図-7 に示す。荷重装置の都合により、柱材軸が水平位置となるように試験体を設置した。図に示すように水平方向に軸力荷重の 1500kN の油圧ジャッキを、鉛直方向に水平力荷重の 500kN の油圧ジャッキを取り付け、どちらもロードセルにて荷重の測定を行った。また、構面外変位の発生を防止するため、構面外変位拘束治具を設けている。

変位の測定は柱頭ピン位置で水平変位を測定する変位計 2 台と試験体の伸びあるいは縮みを測定する変位計 2 台で行った。変位の制御は、水平変位 1 および 2 の平均値で行った。また、鋼管のフランジ（図-3 において試験体の上下面）およびウェブ（図-3 において試験体の側面）にひずみゲージを貼付し、ひずみを測定した。

水平力 Q は水平力ジャッキに取り付けたロードセルより測定された値 H と軸力ジャッキのロードセルで測定された値 N の水平分力を足し合わせたものとして算定した。

3. 実験結果

(1) 実験結果概要

表-5 に実験より得られた最大（最小）荷重 $Q_{max}(Q_{min})$ 、柱脚の最大（最小）曲げモーメント $M_{max}(M_{min})$ 、繰返し回数を、図-8 に水平力 Q -部材角 R 関係を示す。図中▽印は、最大荷重の位置を示している。また、図中四角で囲まれた数値は荷重終了時の繰返し回数を示している。図によれば、一定軸力試験体はいずれも正側と負側の耐力劣化の仕方が多少異なるもののほぼ同様の履歴が得られた。なお、試験体①の点線部分は治具の不具合を解消するために一度軸力を除荷し、再度荷重したところを示している。変動軸力試験体は、正側荷重、負側荷重、いずれの場合も耐力は低下しているが、正側のほうが負側よりも耐力が低下していることが分かる。また、正側荷重では $r=0.15-0.45$ 、 $R_0=1\%$ の試験体（図-⑤）以外はいずれも最大耐力は変位反転点に達する前に観察されていた。

ここで、既往の漸増振幅交番繰返し水平力を作用させた実験結果との違いについて考察する。文献 11)では、軸力比は 0.5~0.3 で、引張力も作用する载荷プログラムとなっていた。本研究では亀裂は生じていなかったのに対し、文献 11)では引張軸力を受ける負側载荷において鋼管の亀裂が発生している試験体もあった。また、正側载荷において最大耐力到達後も部材角 4%まで耐力を維持しており、鋼管の拘束効果によるものであると考察がなされていた。本研究では後述するように局部座屈変形

はわずかに鋼管表面にはほとんど損傷が見られず、コンクリートの損傷も少なく拘束効果はそれほど発揮されていない可能性がある。共通点としては、文献 11)の試験体は部材角 4%を超えると正側载荷のほうが負側载荷よりも耐力が低下している様子が観察され、傾向としては本研究と同様であった。

表-5 最大荷重および最大曲げモーメント

No.	試験体名	繰返し回数	Q_{max}, Q_{min}		M_{max}, M_{min}
			正	負	
①	n60R15-1	28	36.1	-34.9	60.7
					-57.7
②	n60R15-2	24	37.3	-36.1	62.3
					-58.2
③	n60vR1	24	26.2	-38.4	43.4
					-44.8
④	n60vR15	10	29.5	-45.1	49.7
					-53.2
⑤	n45vR1	40	33.7	-41.0	49.4
					-51.0
⑥	n45vR15	13	37.1	-46.3	57.4
					-58.7

(2) 軸ひずみ一部材角関係

図9に、軸ひずみ ϵ -部材角 R 関係を示す。軸ひずみは、変位計により計測した軸縮み量を試験体のベースプレート上端からエンドプレート下端までの距離で除して求めた。図によれば、一定軸力試験体ではひずみが徐々に累積しており、①、②試験体(図-①と図-②)の24サイクル時のひずみは①試験体が 1.34%、②試験体が 1.27%程度となっていた。変動軸力試験体の場合は、変動軸力が作用しているために、正側と負側の変位反転点でのひずみの値が異なっている。 $n=0-0.6, R_0=1\%$ 試験体では、負側载荷においてひずみの値は正で引張ひずみとなっていた。また、一定軸力の場合はひずみが累積し次第に大きくなっていくのに対し、変動軸力試験体の場合はひずみが次第に大きくなってはいるものの、その増加の仕方は一定軸力試験体と比較して小さかった。

図9中に局部座屈発生時のサイクル数を矢印で指し示している。F、W はそれぞれフランジ、ウェブで発生し

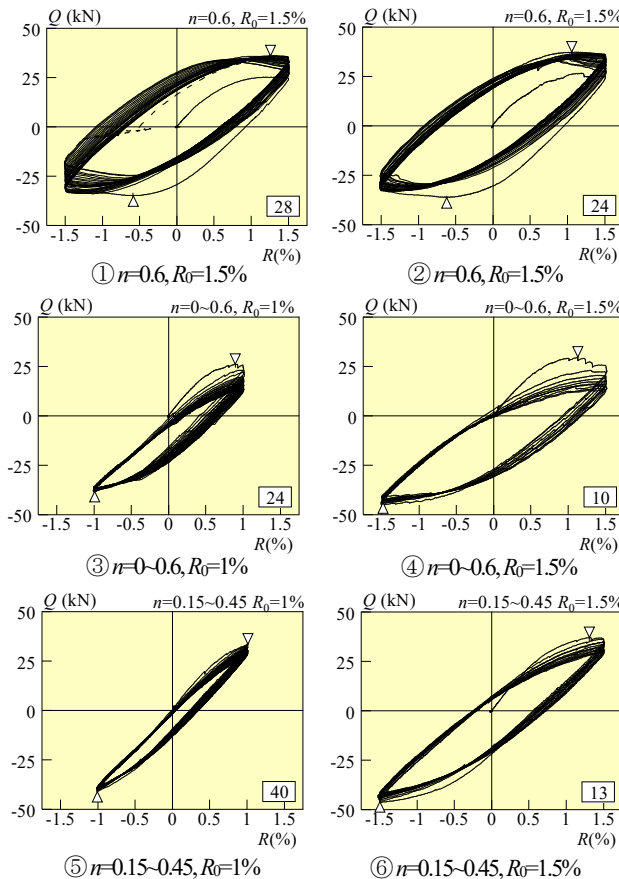


図-8 水平力 Q -部材角 R 関係

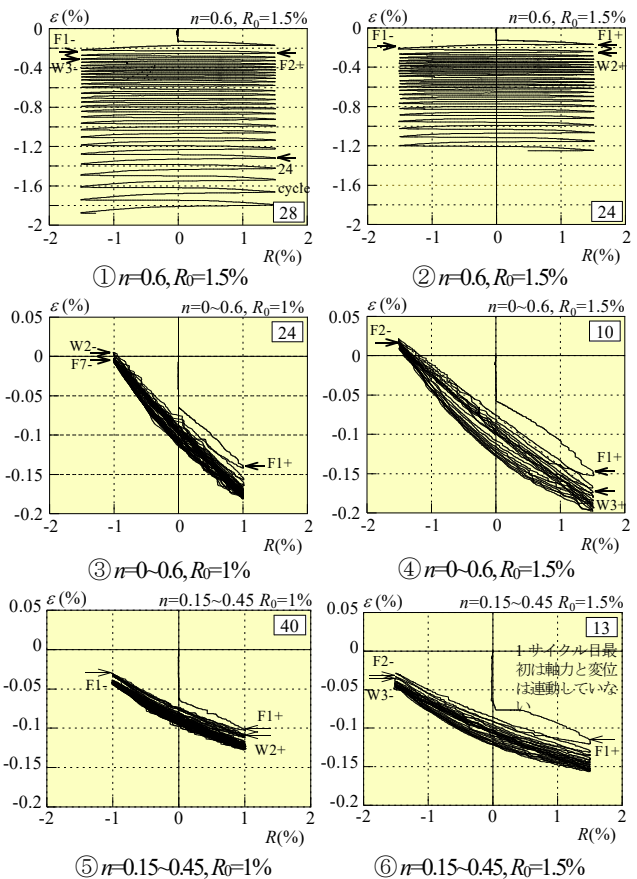


図-9 軸ひずみ ϵ -部材角 R 関係

たことを表し, +, - の記号はそれぞれ正側と負側を, 数値はサイクル数を表している. 表-6 に局部座屈発生時のサイクル数を示している. 表-6 によれば, フランジ,

ウェブともに $n=0-0.6$, $R_0=1\%$ 試験体を除き, 3 サイクル以内で局部座屈が発生していた.

表-6 局部座屈発生時のサイクル数

No.	試験体名	局部座屈発生時 サイクル数			0.5mm時 サイクル数			1mm時 サイクル数		
		F+	F-	W	F+	F-	W	F+	F-	W
①	n60R15-1	1	1	3	9	14	15	16	27	22
②	n60R15-2	1	1	2	4	3	8	10	13	12
③	n60vR1	1	7	2	-	-	-	-	-	-
④	n60vR15	1	2	3	-	-	-	-	-	-
⑤	n45v1R1	1	1	2	-	-	-	-	-	-
⑥	n45v1R15	1	2	3	-	-	-	-	-	-

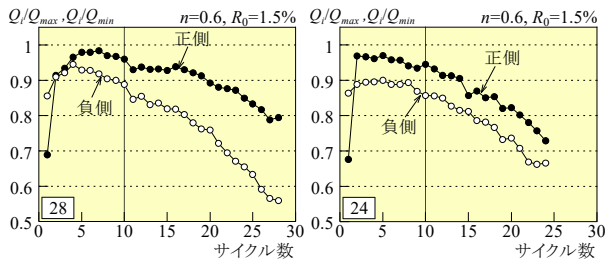
0.5mm 時サイクル数, 1mm 時サイクル数は, 局部座屈の山高さがそれぞれ 0.5mm, 1mm となった時のサイクル数で, 記号「-」は載荷終了まで山高さが 0.5mm, 1mm に到達しなかったことを示す.

(3) 耐力劣化挙動

a) ピーク荷重の推移

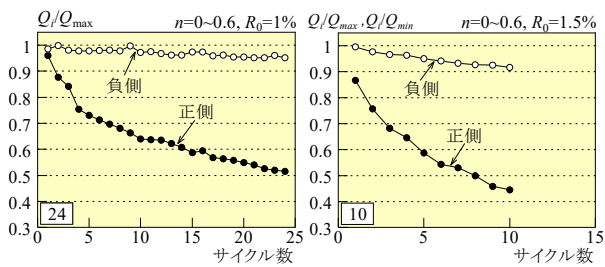
図-10 に, 耐力低下の様子 (変位反転点における i サイクル時の水平力 Q_i) の推移を示す. Q_i は水平力の最大値 Q_{max} , 最小値 Q_{min} で無次元化している. 図-10⑦と図-10⑧は既往の研究^{9),7)}で示された一定軸力で, 軸力比がそれぞれ $n=0.6$, $n=0.45$ の実験結果を示している. 図-⑦は部材角 $R_0=1\%$, 1.25% , 1.5% のときの正側のみを示しており, 図-⑧は部材角 $R_0=1\%$, 1.5% の正側, 負側を示している. 試験体の命名則は本研究と同様である (表-1 参照). 四角で囲まれた数値はそれぞれの試験体の載荷終了時のサイクル数である.

図によれば, 一定軸力の場合と比較して, 変動軸力の場合は正側と負側の耐力劣化挙動が異なり, 正側のほうが耐力が大きく低下していることが分かる (一定軸力①, ②と変動軸力④を比較). また, 正側のみについて, 一定軸力の場合と変動軸力の場合を比較すると, 同じサイクル数 (例えば 24 サイクル時) における Q_i/Q_{max} の値は変動軸力のほうが小さくなっていることが分かる. また,



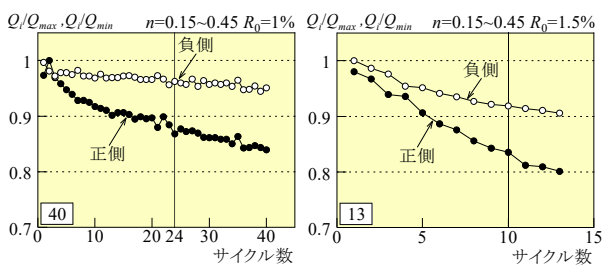
① $n=0.6, R_0=1.5\%$

② $n=0.6, R_0=1.5\%$



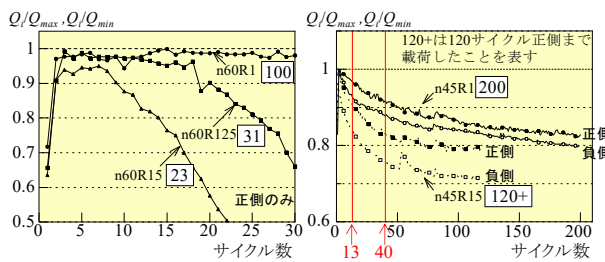
③ $n=0-0.6, R_0=1\%$

④ $n=0-0.6, R_0=1.5\%$



⑤ $n=0.15-0.45, R_0=1\%$

⑥ $n=0.15-0.45, R_0=1.5\%$



⑦ $n=0.6$, 一定軸力⁷⁾

⑧ $n=0.45$, 一定軸力⁷⁾

図-10 ピーク荷重の推移



① $n=0.6, R_0=1.5\%$

② $n=0.6, R_0=1.5\%$

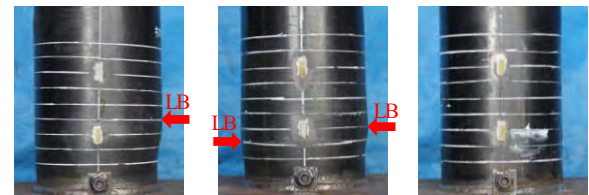
④ $n=0-0.6, R_0=1.5\%$



① $n=0.6, R_0=1.5\%$

② $n=0.6, R_0=1.5\%$

④ $n=0-0.6, R_0=1.5\%$



① $n=0.6, R_0=1.5\%$

② $n=0.6, R_0=1.5\%$

④ $n=0-0.6, R_0=1.5\%$

※1 段目: 実験後全体, 2 段目: 実験前柱脚, 3 段目: 実験後柱脚

図-11 試験体写真(ウェブ b 面)

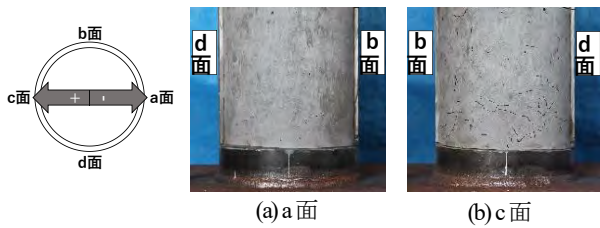


図-12 試験体写真(鋼管はぎ取り後)

$n=0-0.6$ の場合と $n=0.15-0.45$ の場合の同一振幅の試験体を比較すると、最大軸力比が大きい $n=0-0.6$ 試験体のほうが同じサイクル数における耐力劣化が大きくなっている(図-③と図-⑤の24サイクル、図-④と図-⑥の10サイクル)。

既往の一定軸力試験体⁹⁾との比較について、軸力比が $0-0.6$ で $R_0=1\%$ のとき、図-③と図-⑦中 $n60R1$ 試験体と比較すると、図-⑦の一定軸力の場合には30サイクルまでほとんど荷重が低下していないのに対し、図-③の変動軸力の場合には24サイクル時に Q_i/Q_{max} の値が0.5程度まで低下している。また、軸力比が $0.15-0.45$ のとき、図-⑤の正側の40サイクル目と図-⑧の $n45R1$ の40サイクル目の Q_i/Q_{max} 、 Q_i/Q_{min} の値はそれぞれ0.84、0.92(正側)、0.88(負側)であった。また、図-⑥の正側の13サイクル目と図-⑧の $n45R15$ の13サイクル目の Q_i/Q_{max} 、 Q_i/Q_{min} の値はそれぞれ0.80、0.90(正側)、0.84(負側)であった。

これらのことから、変動軸力を受ける場合のほうが、その最大軸力を一定軸力として受ける場合よりも、耐力が劣化する可能性があると考えられる。この傾向は、角形CFT柱でも見られていた⁹⁾。

b) 試験体の損傷と耐力劣化の関係

角形CFT柱が一定軸力を受ける場合の耐力劣化の要因は局部座屈とコンクリートの損傷であった²⁾。変動軸力を受ける角形CFT柱の場合、鋼管の局部座屈変形は 0.5mm 以下とかなり小さくなっていた⁹⁾。そのため実験後に鋼管をはがして内部のコンクリートの状況を確認している。その結果、部材角が 0.8% を上回る試験体についてはコンクリートが大きく損傷していた⁹⁾。

図-11に、本研究で用いた試験体①、②、④の実験後の全体写真、実験前後の柱脚部の写真を示している。すべてウェブ面(試験体側面、図-12中の模式図を参照)から撮影したものである。一定軸力試験体①、②では、フランジ面に大きな局部座屈変形が生じていることが観察される(図中LBと表記)。しかしながら、変動軸力試験体④ではほとんど局部座屈変形は見られない。表-6に局部座屈発生時、局部座屈の山高さが 0.5mm 、 1mm となったときのサイクル数を示しているが、変動軸力試験体③~⑥の局部座屈の山高さは 0.5mm 以下となっていた。

そこで、試験体④の鋼管をはぎ取り、内部のコンクリ

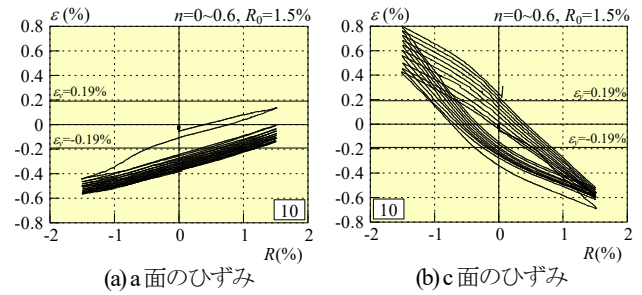


図-13 試験体④のひずみ ε -部材角 R 関係

ートの状況を確認した。図-12に柱脚部フランジ面の写真を示す。a面は負側載荷時に圧縮となりc面は正側載荷時に圧縮となる面である。図によれば、c面にはひび割れが生じ、コンクリートは圧潰している様子が観察される。ただ、コンクリートが剥落してくほどの損傷はみられなかった。一方、a面にはほとんど損傷は見られなかった。角形CFT柱とは条件が異なるため単純には比較できないが、文献5)に示されているコンクリートの損傷の状態と比較すると、本実験におけるコンクリートの損傷のほうが小さくなっていた。変動軸力を受ける場合は、鋼管の局部座屈変形はわずかで角形・円形CFT柱ともにコンクリートの損傷が耐力劣化に影響を及ぼしているものと考えられる。

図-13に、a面およびc面の鋼管表面に貼り付けたひずみゲージから計測されたひずみと部材角の関係を示す。引張ひずみが正である。ひずみゲージの貼り付け位置は、ベースプレート上端から $D/2$ の位置である。図中、降伏ひずみ $\varepsilon_s = \pm 0.19\%$ を水平線で示している。a面は正側載荷で引張、負側載荷で圧縮となり、c面は正側載荷で圧縮、負側載荷で引張となる。図によればa面は、負側において圧縮降伏ひずみに達しており、c面は正側、負側のいずれにおいても降伏ひずみに達していた。また、ひずみの値から判断すると内部のコンクリートはa面c面ともに圧縮強度時のひずみに達していたと考えられる。また、a面のひずみはほぼ圧縮ひずみとなっているのに対し、c面のひずみは圧縮側ひずみの最大値、引張側ひずみの最大値がほぼ同じとなっており、引張応力がコンクリートの耐力劣化に影響を及ぼしている可能性もある。

4. 結論

円形CFT柱が変動軸力下で一定変位振幅繰返し荷重を受ける際の耐力劣化挙動を明らかにすることを目的とし、軸力比、軸力の荷重方法および部材角を実験変数として曲げせん断実験を行い、一定軸力の場合と変動軸力の場合の耐力劣化挙動の比較を行った。以下に得られた知見を示す。

- 1) 変動軸力を受ける場合、圧縮軸力の大きい正側載荷のほうが軸力の小さい負側載荷よりも耐力が劣化していた。
 - 2) 一定軸力の場合には軸方向ひずみが累積し次第に大きくなっていくのに対し、変動軸力試験体の場合は軸方向ひずみが次第に大きくなってはいるものの、その増加は一定軸力試験体と比較して小さかった。
 - 3) 一定軸力の場合と比較して、変動軸力を受ける場合のほうが、その最大軸力を一定軸力として受ける場合よりも、耐力が劣化していた。
- 今後も実験結果を蓄積し、変動軸力を受ける場合の耐力劣化挙動のメカニズムを明らかにする必要がある。

謝辞：本研究は、日本鉄鋼連盟から鋼構造研究・教育助成事業による助成を受けた（多数回繰返しを受ける変動軸力下における CFT 柱の構造性能、代表：城戸將江）。また、令和 4 年度文部科学省科学研究費補助金（基盤研究(C)（課題番号 22K4415, 研究代表者：城戸將江）の援助を受けた。

実験の遂行に当たり、北九州市立大学構造・施工講座、材料デザイン講座の協力を得た。本研究の一部は 2022 年度城戸研究室の学部生、富田雄己氏の卒業研究として行った。関係各位に感謝します。

参考文献

- 1) 成原弘之ほか：長周期地震動に対する鉄骨造超高層建物の安全性検証方法の検討 その 27-31, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 III, pp.1251-1260, 2014.
- 2) 城戸將江, 津田恵吾, 福元敏之, 一戸康生, 森田耕次：一定変位振幅繰返し載荷を受ける角形 CFT 柱の耐力劣化性状, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 84, No. 759, pp.725-735, 2019.
- 3) 城戸將江, 津田恵吾, 福元敏之, 一戸康生, 森田耕次：一定変位振幅繰返し載荷を受ける角形 CFT 柱の限界繰返し回数, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 85, No. 773, pp.981-991, 2020.
- 4) 福元敏之, 森田耕次, 津田恵吾, 城戸將江, 一戸康生：一定変位振幅繰返し載荷に於けるコンクリート充填角形鋼管柱の繰返し特性, 鋼構造論文集, Vol. 28, No. 110, pp.73-82, 2021.
- 5) 長谷川隆, 福元敏之, 澤本佳和, 黒川泰嗣, 上瀧敬太, 鈴木芳隆, 安本宏, 城戸將江, 森田高市, 岩田善裕, 三木徳人：長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の耐震安全性検証方法に関する検討, 建築研究資料, No.206, 2023.
- 6) 城崎康太, 城戸將江, 津田恵吾, 宇津宮遥奈, 藤岡大二郎：一定変位振幅繰返し載荷を受ける円形 CFT 長柱の耐力劣化性状に関する研究 その1, その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp.1433-1436, 2018.
- 7) 崔剛, 城戸將江, 藤岡大二郎, 城崎康太, 津田恵吾：一定変位振幅繰返し載荷を受ける円形 CFT 長柱の耐力劣化性状に関する研究 その3 実験結果—多数回繰返し特性 ($l/D=14$ の場合), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp.1341-1342, 2019.
- 8) 久島俊也, 城戸將江, 阿部真士：多数回繰返し載荷を受ける円形 CFT 柱の曲げせん断実験, 第 14 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム, pp.41-141-8, 2021.
- 9) 阿部真士, 城戸將江：一定変位振幅繰返し載荷を受ける円形 CFT 長柱の曲げせん断実験 $D/t=45$ の場合, 日本建築学会九州支部研究報告第 61 号, pp.361-364, 2022.
- 10) 阿部真士, 城戸將江：一定変位振幅繰返し載荷を受ける円形 CFT 長柱の構造性能, 日本建築学会九州支部研究報告第 62 号, pp.309-312, 2023.
- 11) 齋藤健, 福島正樹, 土井希祐：変動軸力を受ける円形 CFT 柱部材の変形性能とエネルギー吸収性能 その 1, その 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 III, pp.1059-1062, 2006.

(Received August 25, 2023)

STRUCTURAL PERFORMANCE OF CIRCULAR CFT COLUMNS UNDER CONSTANT DISPLACEMENT AND VARYING AXIAL FORCES

Ryusuke ONBE, Masae KIDO and Takuma NISHIMURA

The objective of this study is to clarify the behavior of circular CFT beam-columns subjected to lateral loads with constant cyclic displacement amplitude under varying axial force. Test parameters are axial force ratio n and drift angle of members R , and the axial force ratios are varying from 0 to 0.6 and from 0.15 to 0.45, and with member angles of 1% and 1.5%, respectively. Four specimens with varying axial force were tested, and for comparison, experimental tests were also conducted when the specimens were subjected to constant axial force in which the axial force ratio was 0.6.

The horizontal load-horizontal displacement relationships were shown. The strength deterioration was greater in the positive loading with a larger axial force than those in the negative loading with a smaller axial force. The specimens with larger maximum axial force ratio ($n=0.6$) had a greater deterioration in strength, and the specimens with larger member angles had a greater reduction in strength. Comparing the results of experiment under varying axial forces and those of experiment when the specimens were subjected to the constant axial force, in which the axial force ratios were maximum axial force ratio of the varying axial force, the deterioration in strength was greater when the specimens were subjected to the varying axial force.