

角形断面を有するコンクリート充填鋼管短柱の 正負交番せん断力载荷実験

陳瑞涵*・中原浩之**・大野敦弘*・小田鈴夏***

Test on Concrete Filled Square and Rectangular Steel Tubular Short Columns under Cyclic Shearing-Force

by

Ruihan CHEN*, Hiroyuki NAKAHARA**, Atsuhiko ONO* and Suzuka ODA***

Concrete filled steel tubular (CFT) members become popular to be used as building structure. However, shearing failure modes of rectangle CFT have not been studied enough in previous studies. Test has been conducted for eleven CFT short columns with shear-span ratios (a/D) under 1.0. The test results of the yield strength and shearing capacity are discussed through investigation of the obtained load vs. deformation relations.

Key words: concrete filled steel tubular structure, shear-span ratio, shearing capacity

1. 序

コンクリート充填鋼管 (CFT) 柱のせん断スパン長さ a と柱せい D の比 a/D (せん断スパン比) が小さい極短柱 ($a/D=1.0$ 以下) では、曲げ耐力に達することなくせん断破壊する現象が、正方形断面 CFT 極短柱について崎野らの研究¹⁾によって実験的に示されている。また、文献 2)では、円形 CFT 短柱せん断破壊実験が実施されている。当研究室では、2013 年度より長方形と正方形断面を有する CFT 短柱を対象に、一定軸力下で強軸曲げ方向及び弱軸曲げ方向から繰返しせん断力を与える実験を実施してきた(文献 3), 4)及び 5))。実験で得られた最大強度は、「コンクリート充填鋼管構造設計施工指針」⁶⁾の終局せん断耐力式 (以下、指針式と呼ぶ) の計算値と比較されている。これを Table 1 に示す。Table 1 の試験体は、合計 13 体で、長方形断面を有する試験体が 10 体、正方形断面を有する試験体が 3 体である。長方形試験体の場合、強軸曲げ試験体である R150 試験体と R200 試験体の最大耐力は、R150 の結果については平均で 16%、R200 については 25% 指針式が過大評価となった。一方で、弱軸試験体であ

る R75 試験体については 7%、正方形試験体 S150 試験体については 8% 指針式が実験値を過小評価していた。これらの結果から、長方形断面を有する CFT 柱は、強軸曲げ方向の力を受けてせん断破壊した場合、指針式によってその耐力を安全側に評価できないのではないかと危惧がある。

CFT 柱のせん断破壊実験データは依然乏しい状況に

Table 1 試験体実験最大耐力と計算値

断面及び方向	試験体	実験最大耐力 Q_{max} (kN)	せん断耐力 Q_{su} (kN)	Q_{max}/Q_{su}	ave.
長方形 強軸曲げ	R150-15-P	242	266	0.91	0.84
	R150-15	224	266	0.84	
	R150-20	214	269	0.80	
	R150-25	217	270	0.80	
	R200-15	391	503	0.78	0.75
	R200-20	382	507	0.75	
	R200-23	368	508	0.72	
長方形 弱軸曲げ	R75-5	185	167	1.11	1.07
	R75-8	179	170	1.05	
	R75-9	180	171	1.05	
正方形	S150-10	488	443	1.10	1.08
	S150-15	483	450	1.07	
	S150-20	489	455	1.07	

平成 28 年 12 月 19 日受理

* 工学研究科 (Graduate School of Engineering)

** システム科学部門 (Division of System Science)

*** 工学部 (School of Engineering)

あり、より多くの実験結果を蓄積する必要があると考えられる。そこで、さらに試験体 11 体を追加作製し、せん断破壊実験を実施した。これらの実験結果をもとに角形断面を有する CFT 短柱の終局耐力について考察する。

2. 実験

2.1 試験体

試験体の形状を Fig.1 と Photo 1 に示す。Table 1 の試験体は、これまで試験体鋼管に溶接したナット間の距離の変化を変位計で測定していた。この場合、鋼管の座屈波による変位を取り除くことができないことが指摘されている。そこで、Photo 1 のように、試験体を貫通した寸切りボルト間の距離を変位計で測定することにした。寸切りボルトは鋼管に接触しておらず、鋼管の局部変形の影響を受けないと考えられる。

図中に示した斜線部がせん断力を与える試験体部である。試験体の両端には軸力を伝達するためのエンドプレート溶接している。この片方には充填コンクリート打設用の打設孔を、また両方に軸力を導入するための PC 鋼棒を通す 21Φ 孔をそれぞれ 4ヶ所設けて



Photo 1 貫通した寸切り

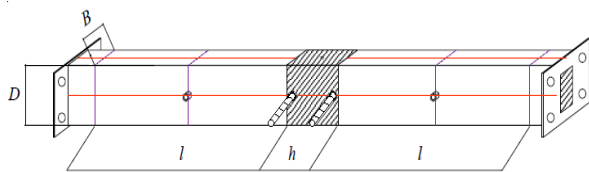


Fig. 1 試験体の形状

いる。この試験体に下部から荷重をかけて、Fig.2 に示すような試験体に逆対称変形を与える実験を行った。

2.2 実験計画

試験体の諸条件を Table 2 に示す。実験変数は、断面形状(150 × 75, 150 × 150)及び軸力比(0.08~0.23 の範囲)とし、せん断スパン比は 0.67, 0.60, 0.73 と設定した。鋼管は STKR400 を使用した。

2.3 材料

充填コンクリートは、4 週強度で 36MPa となるように調合した。充填コンクリートの諸元を Table 3 に示す。試験体には、2 回にわたってコンクリートを打設した。それぞれのコンクリートのシリンダー圧縮試験の結果は 42.2MPa , 48.4MPa であった。

鋼管 STKR400 の力学的性質を Table 4 に示す。表の値は鋼管長辺より切り出した試験片の引張試験から求めたものである。降伏強度は RC, RQ, SC, SQ それぞれ 383MPa, 398MPa, 414MPa, 375MPa であった。

2.4 実験方法

Fig. 3 に加力時の断面力図を示す。Fig. 4 に示す大野式を参照した装置を用いて逆対称を与える加力を行う。

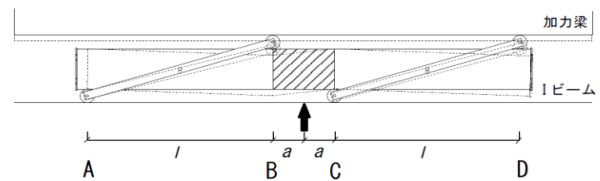


Fig. 2 加力時の変形状況

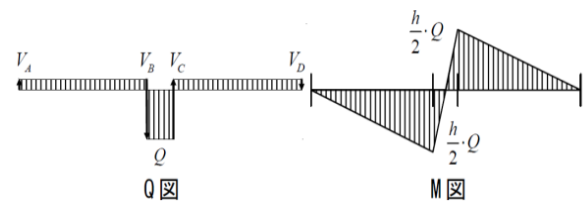


Fig. 3 断面力図

Table 2 試験体一覧

断面及び方向	試験体	柱せい D (mm)	柱幅 B (mm)	板厚 t (mm)	幅厚比 D/t	試験体高さ h (mm)	全長 L (mm)	支点間距離 l (mm)	せん断スパン比 α/D	軸力比 N/N ₀			
										初期導入時	耐力発揮時		
長方形 強軸曲げ	RC1	150	75	3.02	49.7	200	1600	582	0.67	0.08	0.06		
	RC2									0.16	0.15		
	RQ1			3.04	49.3	180				0.60	0.08	0.08	
	RQ2										0.15	0.15	
	RQ3										0.23	0.22	
正方形	SC1	150	150	4.21	35.6	220	1600	562	0.73	0.08	0.08		
	SC2									0.15	0.14		
	SC3									0.19	0.18		
	SQ1			4.26	35.2	180				582	0.60	0.08	0.08
	SQ2											0.16	0.15
	SQ3											0.21	0.20

角形断面を有するコンクリート充填鋼管短柱の正負交番せん断力载荷実験

Fig. 5 に示すように試験体に取り付けたシリンダー状の支点を逆対称に移動させることで正負交番载荷を行った。支点を移動させる際、試験体を吊り上げる必要がある。この際、反曲点位置を一定にするため試験体の中心を吊り上げている。

鉛直荷重は PC 鋼棒を介し、油圧ジャッキにより導入し、水平力は 2000kN 試験機を用いて载荷した。鉛直荷重は Fig. 3 中のエンドプレートに取り付けたロードセル(8)で。水平力は試験機(2)で測定した。

Fig. 6 に試験体に貼り付けたひずみゲージの位置及び変位計の測定位置を示す。ひずみゲージは、試験体の柱頭・柱脚部分の上下端 4ヶ所に 1 軸塑性ゲージをウェブ部分中央に 3 軸塑性ゲージを表裏両側 2ヶ所に貼り付けた。試験体の柱頭・柱脚部の 1 軸塑性ゲージは、この部分における曲率算出して、試験体の反曲点

位置を求めることを目的とし、3 軸塑性ゲージの値から試験体中央部における鋼管のせん断応力の測定を目的としている。変位計は試験体の高さ中央位置での水平変位、鉛直変位を表裏の両側 2ヶ所で測定した。

3. 荷重－変形関係

Fig. 7 に試験体 SQ2 を例として挙げ、実験のせん断力 Q －部材角 R とせん断力 Q －せん断ひずみ γ の関係を示す。図中の○点は鋼管がせん断降伏した点を、△点は実験の最大せん断力を示している。鋼管の降伏を判定には、以下の von Misses の降伏条件式(1)を用いた。

$$s\sigma_1^2 - s\sigma_1\sigma_2 + s\sigma_2^2 + 3s\tau_{12}^2 = \sigma_c^2 \quad (1)$$

ここで、

- $s\sigma_1$: 軸直交方向応力
- $s\sigma_2$: 軸方向応力
- $s\tau_{12}$: せん断応力
- σ_c : 相当応力

Table 3 充填コンクリートの諸元

試験体	呼び強度 (MPa)	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	スランプフロー (cm)	空気量 (%)
RC	36	42.2	39.7	64	4.9
RQ		48.4	33.8	48	3.6
SC					
SQ					

Table 4 鋼管の力学的性質

試験体	降伏強度 (MPa)	降伏ひずみ (%)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	降伏比
RC	383	0.36	454	184	0.84
RQ	398	0.36	462	182	0.86
SC	414	0.39	480	205	0.86
SQ	375	0.30	439	194	0.85

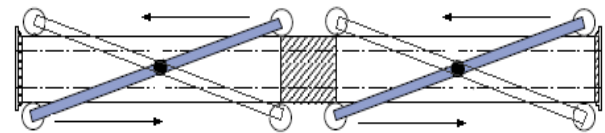
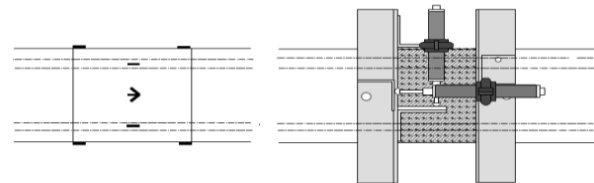


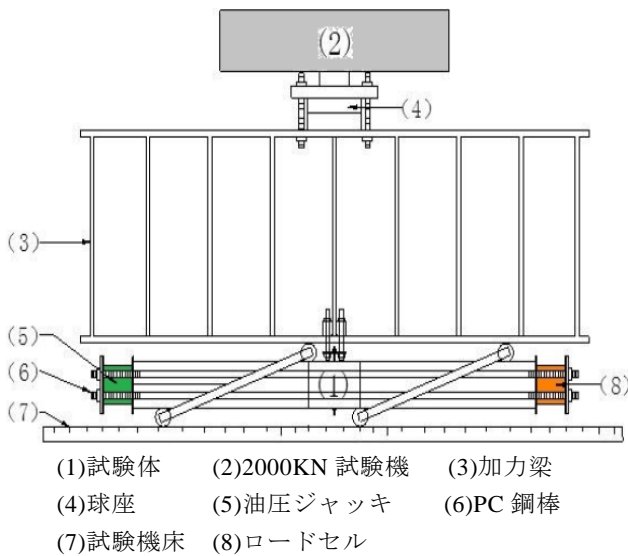
Fig. 5 正負交番载荷



ゲージ貼付位置

変位計位置

Fig. 6 試験体ゲージ貼付及び変位計の測定位置



- (1)試験体
- (2)2000KN 試験機
- (3)加力梁
- (4)球座
- (5)油圧ジャッキ
- (6)PC 鋼棒
- (7)試験機床
- (8)ロードセル

Fig. 4 加力装置

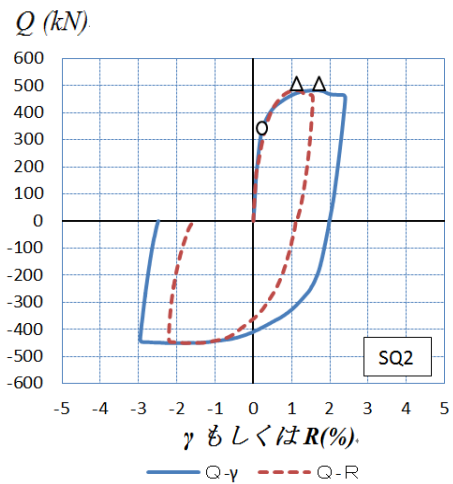


Fig. 7 試験体 SQ2 の Q － R もしくは γ 関係

である。相当応力が鋼管の降伏応力に達した時点で鋼管のせん断降伏と判定した。図から $Q-R$ と $Q-\gamma$ の関係は、最大耐力時変形が后者で大きくなるものの、降伏時までの荷重-変形関係はほぼ対応している。今回の実験では、一部の試験体の実験中に、変位計の設置治具同士が加力中に接触したことが報告されている。従って、本報では、荷重-変形関係として $Q-\gamma$ 関係を用いる。実験で得られた $Q-\gamma$ 関係を Fig. 8 に示す。図中の直線は CFT 柱の剛性 K_{cal} である。以下の計算式を用いて算出した。

$$K_{cal} = \frac{Q}{(\delta_R/h)} = {}_c K_{cal} + {}_s K_{cal}$$

$${}_c K_{cal} = \frac{{}_c K_B \cdot {}_c K_G}{{}_c K_B + {}_c K_G} \quad {}_s K_{cal} = \frac{{}_s K_B \cdot {}_s K_G}{{}_s K_B + {}_s K_G}$$

$$\text{ここに、} {}_c K_B = \frac{12 \cdot {}_c E \cdot {}_c I}{h^2}, {}_c K_G = \frac{{}_c E \cdot {}_c A}{2(1 + {}_c \nu) \cdot {}_c \chi}$$

$${}_s K_B = \frac{12 \cdot {}_s E \cdot {}_s I}{h^2}, {}_s K_G = \frac{{}_s E \cdot {}_s A}{2(1 + {}_s \nu) \cdot {}_s \chi}$$

I : 断面2次モーメント A : 断面積
 χ : 形状係数 ν : ポアソン比

ここで、形状係数 χ は文献 7) により算定し、コンクリート、長方形鋼管、正方形鋼管それぞれは 1.18, 1.54, 2.33 となった。左添え字の c はコンクリート, s は鋼管を表している。また、剛性の実験値と計算値は Table 5 に示している。計算値は 4% 程度過大評価であったが、ほぼこの方法で評価可能であることが分かる。

Table 5 剛性の実験値と計算値の比較

試験体	剛性 (MN)		K_e/K_{cal}
	実験値 K_e	計算値 K_{cal}	
RC1	116	130	0.89
RC2	128		0.98
RQ1	101	126	0.80
RQ2	108		0.86
RQ3	139		1.10
SC1	221	223	0.99
SC2	231		1.04
SC3	226		1.01
SQ1	163	199	0.82
SQ2	219		1.10
SQ3	202		1.02
		全試験体 ave.	0.96

Table 6 に実験より得られた降伏強度、終局強度とそれぞれの強度時せん断ひずみを纏めて示す。すべて

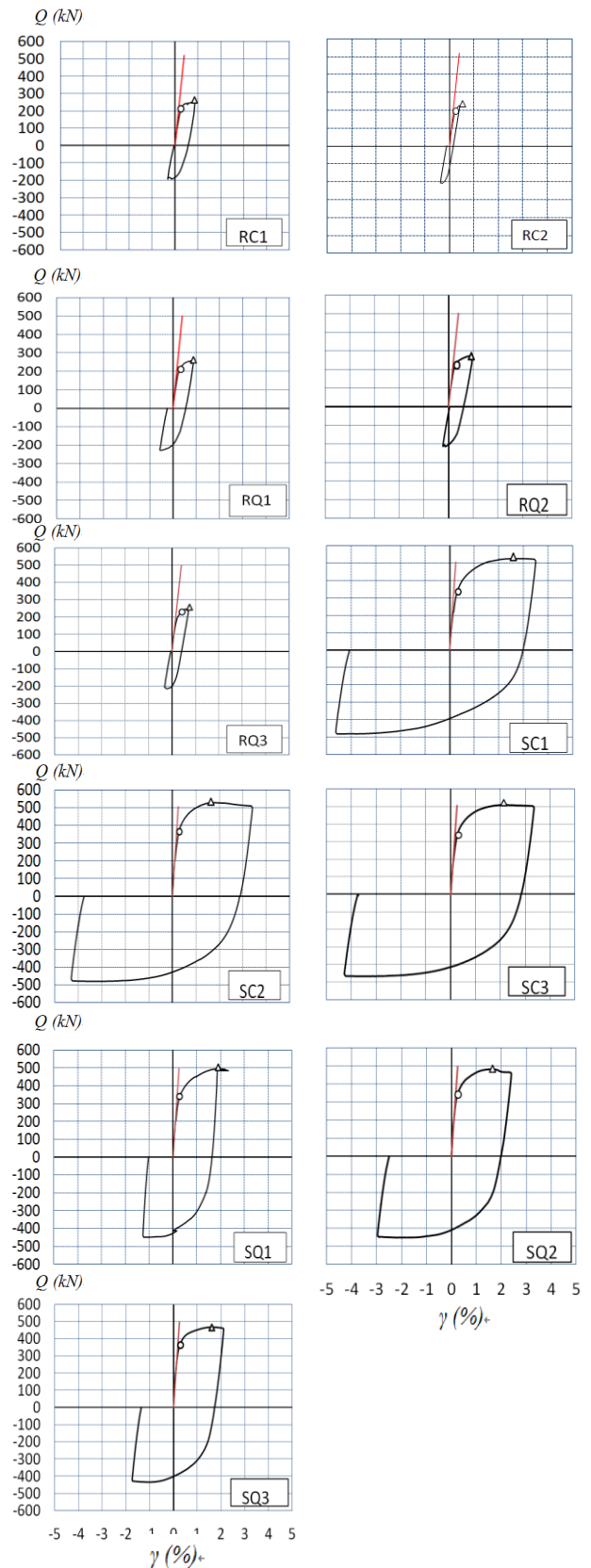


Fig. 8 試験体せん断力 Q -せん断ひずみ γ 関係

の試験体は、柱頭・柱脚の引張降伏より、鋼管中央部のせん断降伏が先行し、降伏強度に達していた。その後、剛性低下を起こすものの耐力が漸増して、終局強度に達した。いずれの試験体においても溶接の破断や鋼管の亀裂は観察されなかった。全試験体のせん断降伏時ひずみは0.26~0.32の範囲となった。

Table 6 強度と強度時のひずみ

試験体	降伏時		終局時	
	せん断ひずみ(%)	強度(kN)	せん断ひずみ(%)	強度(kN)
RC1	0.27	209	0.88	257
RC2	0.26	203	0.40	226
RQ1	0.32	219	0.80	259
RQ2	0.30	230	0.84	251
RQ3	0.29	210	0.57	247
SC1	0.30	333	2.57	525
SC2	0.29	372	1.69	529
SC3	0.28	348	2.07	509
SQ1	0.27	334	1.81	495
SQ2	0.27	354	1.63	483
SQ3	0.26	362	1.58	466

加力時における試験体の反曲点位置及び a/D を Table 7 に示す。これらは、試験体中央部がせん断降伏した時の柱頭・柱脚一軸ゲージにより算出した曲率の按分から求められる。Table 2 より、今年度実施した試験体の降伏時のせん断スパン比は、計画時を上回る結果となっている。しかしながら、全ての試験体において、破壊モードはせん断先行であり、この程度の a/D のばらつきは結果に大きく影響していないと考えられる。

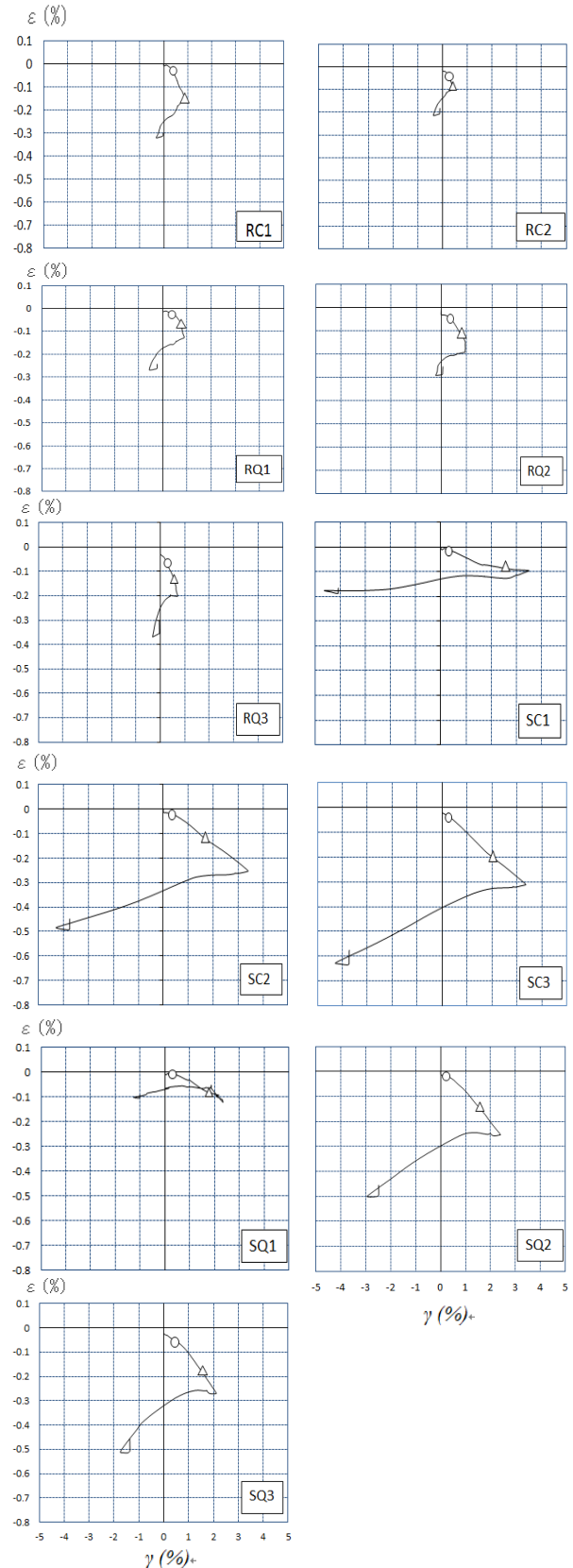
Table 8 に軸力の推移を示す。鋼管降伏時では、RC1以外の試験体は初期軸力からの誤差は5%以内であった。一方、最大耐力発揮時の初期軸力からの誤差は13%以内であった。後述する最大耐力の計算においては、実測した軸力を用いて強度算定を行っている。

Table 7 反曲点位置

試験体	反曲点位置 a (mm)	a/D
RC1	135	0.90
RC2	155	1.03
RQ1	113	0.76
RQ2	96	0.64
RQ3	124	0.83
SC1	115	0.77
SC2	133	0.89
SC3	136	0.90
SQ1	133	0.89
SQ2	156	1.04
SQ3	118	0.79

4. 試験体の軸方向ひずみ

実験より得られた軸方向ひずみ ε - せん断ひずみ γ の関係を Fig. 9 に示す。図中の○点、△点は Fig. 8 の

Fig. 9 試験体軸方向ひずみ ε - せん断ひずみ γ 関係

せん断力 Q —せん断ひずみ γ 関係と同じである。試験体の軸方向ひずみは、3 軸塑性ゲージの材軸方向の表裏 2 枚の値の平均値とした。各試験体ともに、载荷の進行に伴い、鉛直ひずみの累積量が大きくなっている。同一断面の試験体を比較すると、RC 試験体以外では、軸力比の大きい試験体ほど、軸方向ひずみが大きくなっている。

5. 実験値と計算値との比較

CFT 指針を参照して算定したせん断力 Q —軸力比 N/N_0 の関係曲線上に、実験より得られた試験体の最大耐力 Q_{max} プロットしたものを Fig. 10 に示す。図中の

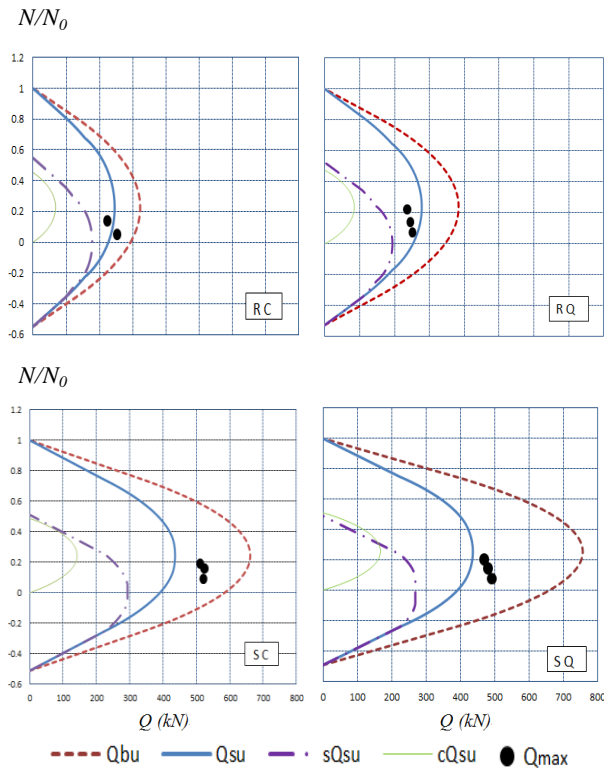


Fig. 10 せん断力 Q —軸力比 N/N_0 関係

実線は CFT 柱のせん断耐力 Q_{su} を、細い実線は無筋コンクリート柱のせん断耐力 cQ_{su} を、点線は鋼管柱のせん断耐力 sQ_{su} を表している。●点は実験による最大耐力 Q_{max} を表している。一方で、終局曲げ耐力 Q_{bu} を破線で表し、せん断耐力と比較している。CFT 柱のせん断耐力及び終局曲げ耐力は、鋼管柱と無筋コンクリート柱の耐力を一般化累加することで求めている。Fig. 10 よりすべての試験体の Q_{max} は終局曲げ耐力に達してないことが分かる。これは、実験試験体がすべてせん断破壊により最大耐力が決定したことを示している。

Table 9 に実験より得られた試験体の最大耐力と CFT 指針により算定した終局耐力及び実験値と計算値の比を示す。せん断余裕度 Q_{su}/Q_{bu} は RC 試験体で 0.77, RQ 試験体で 0.73, SQ 試験体で 0.59, SC 試験体で 0.63 となっている。次に、CFT 指針式により実験のせん断耐力が評価できているかについて考察する。

設計で想定したせん断スパン比を用いて計算した場合、R 試験体は軸力比が小さい RC1 は、 Q_{max}/Q_{su} が 1

Table 9 実験耐力と計算耐力の比較

試験体	実験最大耐力 Q_{max} (kN)	せん断耐力 Q_{su} (kN)	曲げ耐力時せん断力 Q_{bu} (kN)	Q_{su}/Q_{bu}	Q_{max}/Q_{su}	ave.
RC 1	257	238	310	0.77	1.08	0.95
RC 2	226	244	320	0.76	0.93	
RQ 1	259	267	366	0.73	0.97	
RQ 2	251	276	380	0.73	0.91	1.12
RQ 3	247	278	384	0.72	0.89	
SC 1	525	431	670	0.64	1.22	
SC 2	529	444	718	0.62	1.19	1.12
SC 3	509	446	723	0.62	1.14	
SQ 1	495	418	711	0.59	1.18	
SQ 2	483	431	743	0.58	1.12	1.12
SQ 3	466	436	754	0.58	1.07	
全試験体 ave.						1.06

Table 8 軸力の推移

試験体	初期導入軸力① (kN)	降伏時軸力② (kN)	最大耐力時軸力③ (kN)	载荷終了時軸力④ (kN)	②/①	③/①	④/①
RC 1	76	81	57	50	1.07	0.75	0.66
RC 2	153	148	137	135	0.97	0.90	0.88
RQ 1	76	80	78	60	1.05	1.03	0.79
RQ 2	153	156	152	133	1.02	0.99	0.87
RQ 3	229	223	219	206	0.97	0.96	0.90
SC 1	147	154	166	137	1.05	1.13	0.93
SC 2	289	284	280	258	0.98	0.97	0.89
SC 3	382	376	364	339	0.98	0.95	0.89
SQ 1	147	150	159	137	1.02	1.08	0.93
SQ 2	295	291	283	261	0.99	0.96	0.88
SQ 3	392	386	375	350	0.98	0.96	0.89

を上回ったが、それ以外は、 Q_{max}/Q_{su} が1を下回り、平均で0.95、指針式は実験耐力を平均で5%過大評価している。一方、S試験体についてはすべて実験耐力が終局せん断耐力を上回っている。指針式は実験耐力を平均で15%過小評価している。強軸曲げ方向にせん断力を受ける長方形CFTのせん断耐力は、指針式の計算値を下回る。一方で、正方形CFTのせん断耐力は、指針式の計算値を上回る結果となった。

これは、既往の実験結果と同様の傾向である。この理由については、既に文献4)及び5)において、議論しているように、ウェブの幅厚比が影響していると考えている。Table 2 に示しているように、ウェブの幅厚比すなわち、せいと厚さの比 D/t は、R試験体が49でS試験体の35よりも大きい。従って、長方形CFTは、ウェブの局部座屈が最大耐力時以前に発生し、これが最大耐力を低下させている要因と考えられる。しかしながら、この仮説を検証するには、さらなる実験結果の収集と、幾何非線形を考慮したFEM解析等を必要としており、今後の研究課題としたい。

6. まとめ

本研究では、大野式加力装置を参照した加力装置を用いて角形断面を有するCFT短柱に繰り返しせん断力を載荷する実験を実施し、その破壊性状と終局耐力について考察を行った。得られた結果を、以下に列挙する。

- 1) すべての試験体で試験体中央部の鋼管のせん断降伏が曲げ降伏より先行していた。また、実験最大耐力はCFT指針⁶⁾により算定した終局曲げ耐力に達しておらず、全試験体は、せん断破壊が先行したと考えられる。せん断スパン比 a/D が0.73を下回る角形CFT柱は、せん断破壊により最大耐力が決定され、この評価法を検討する必要があることが示された。
- 2) 全試験体の初期剛性を、弾性理論式で評価したところ、4%程度過大評価となるもののほぼ予測可能であることが分かった。
- 3) CFT指針⁶⁾により算定した終局せん断耐力は、長方形断面を有するR試験体の結果については5%過大評価となり、正方形断面を有するS試験体の結果については15%過小評価となった。これは、既往の実験結果³⁾⁻⁵⁾と同様の傾向である。

今後は、この実験結果と既往の実験結果17体を加えて、CFT短柱の降伏耐力と終局耐力の評価法について考察する予定である。

参考文献

- 1) 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書, 第353号, pp.81-91, 1985.7.
- 2) 中原浩之, 津村竜次: コンクリート充填円形鋼管短柱のせん断挙動に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文, Vol.79, No.703, pp.1385-1393, 2014.9
- 3) 中原浩之, 富松輝彦: 長方形断面を有するCFT柱のせん断性状に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.1033-1035, 2015.7.
- 4) 陳瑞涵, 中原浩之, 富松輝彦, 窪寺弘顕, 武田亮太, 大野敦弘: 長方形と正方形断面をもつCFT短柱のせん断性状に関する実験的研究(その1実験の方法と結果), 日本建築学会研究報告九州支部, 第55号, pp.561-564, 2016.3.
- 5) 中原浩之, 陳瑞涵, 富松輝彦, 窪寺弘顕, 武田亮太, 大野敦弘: 長方形と正方形断面をもつCFT短柱のせん断性状に関する実験的研究(その2実験結果の考察), 日本建築学会研究報告九州支部, 第55号, pp.564-568, 2016.3.
- 6) 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.
- 7) Cowper, G.R.: The Shear Coefficient in Timoshenko's Beam, Journal of Applied Mechanics, pp.335-340, 1966.6.