論文 長方形断面を有する CFT 柱のせん断性状に関する研究

中原 浩之*1·富松 輝彦*2

要旨:本研究では、長方形断面を有するコンクリート充填鋼管(CFT)短柱のせん断性状を把握するために、7 体の試験体を作製し、繰返しせん断力を載荷する実験を実施した。実験の主要パラメーターは、加力方向(強 軸曲げ、弱軸曲げ)と軸力比である。すべての試験体は柱頭・柱脚のフランジに貼付けた1軸ひずみが降伏ひ ずみに達する以前に、ウェブに貼付した3軸ひずみゲージから得られる相当応力が降伏応力に達し、せん断破 壊が先行したものと考えられる。日本建築学会のCFT指針による最大せん断耐力の計算値は、実験結果を11% の過小評価から23%の過大評価となっており、大きくばらつく結果となった。 キーワード: せん断スパン比、終局せん断耐力、CFT指針、繰返し載荷

1. 序

柱のせん断スパン長さaと柱のせいDの比a/D(せん断 スパン比)が1.0以下のコンクリート充填鋼管(CFT)極 短柱では,曲げ耐力に達することなくせん断破壊する現 象が正方形断面については崎野らの研究¹⁾,円形断面につ いては著者らの研究²によって実験的に示されている。

本研究においては、大野式を参照した繰返し加力方法 を提案したうえで、これまで実験資料の得られていない 長方形CFT柱に一定軸力下で繰返しせん断力を与える実 験を行い、長方形CFT柱の復元力特性を明らかにする。ま た、実験の最大耐力を「コンクリート充填鋼管設計施工 指針」³⁾(CFT指針)における終局耐力の計算によって評 価できるかを考察する。

著者らはこれまで鋼・コンクリート合成構造の耐震壁 の研究(例えば,文献4))を継続して行ってきている。こ の研究で提案している耐震壁を含む建物1構面の水平加 カ時の変形状況を図-1に示す。この構造の特徴は,他の 部材に比して剛強な耐震壁を用意し,壁板の上下をCFT 柱として,これらを降伏させることで,壁部材を無損傷 に保ちつつ建物のメカニズムを形成させるところにある。 壁板上下の接続部材に脆性破壊が生じると図-1の様な崩 壊メカニズムを維持できなくなるため,この部分に靭性 に優れた CFTを採用した。通常のRC柱は,可撓長さを 短くすると耐力を増加するものの変形性能が著しく損な われる。しかしながら,文献1)2)の実験からわかるよう に,CFT柱は非常に短くなった場合でも高靭性を保つこ とが明らかとなっている。壁板に入力するせん断力をそ のひび割れ耐力を小さくするように,CFT柱の長さを調 整することで図-1の崩壊メカニズムを実現させることが できる。文献4)では、CFT柱を短柱として用いた図-2



に示す試験体を作成し、その水平加力実験が実施されて いる。水平加力点は、上部梁の中心である。図-2に用い られている柱は□175×175×6の正方形鋼管にコンク リートを充填したものであり鋼製の耐震壁が上部と下部 に取り付いているため見掛け上の柱せいは175mmとなっ ている。柱材として、このようなプロポーションであっ てもCFT短柱部は曲げ破壊が先行する結果となり、壁試 験体全体としては部材角にして0.02rad.まで、図-3に示 す様に安定した履歴性状を示した。

図-2に示す試験体は文献4)に掲載した3体の試験体の うちの1体であり、CFT短柱4本と、2枚の耐震壁を繋ぐ 2本のH175×175×7.5×11 が破壊することで崩壊メカ ニズムを形成している。ウェブのせん断降伏が先行する H形鋼は、安定したエネルギー吸収性能を示すことは良 く知られているが、このようなCFT短柱の破壊を含む試 験体においても全体的に紡錘形の履歴性状が得られてお り, 脆性的と考えられてきたコンクリート系短柱の利用 の可能性が実験的に示されている。また、この実験から 分かるように、およそ1/3 縮小試験体の最大水平力は 600kNを超えている。1本あたりのCFT柱は、左右それ ぞれ若干異なるが、およそ300kN(実大に換算すると 1900kN)のせん断力を負担しており、非常にせん断強度 が高いことが分かる。すなわち、図-1に示す建物の短柱 部にCFT柱が採用された場合でも, 耐震壁の負担水平力 を大幅に減じることなく使用できる。もしも, CFT 柱が せん断破壊しても安定した履歴性状が保証されることが 明らかとなれば、図-2に示す試験体のクリアスパンをさ





らに小さくすることができ,壁試験体全体の水平耐力を 大きくすることが可能となる。

図-2に示す実験の試験体では、そのCFT短柱部分に、 正方形断面だけでなく、円形や長方形断面を使用するこ とも想定されている。しかしながら、前述の通り長方形 断面CFT短柱のせん断破壊実験については例がなく、そ の性状はいまだ十分に明らかとなっていない。

本研究では、長方形CFT短柱のせん断破壊性状を調べ るために、7体の実験試験体を作成し、繰返しせん断力 を載荷する実験を実施し、その履歴性状について考察す る。

2. 実験

2.1 実験計画

試験体の諸条件を表-1に示す。実験変数は,載荷方向 (強軸曲げ方向S,弱軸曲げ方向W),軸力比N/N₀(N₀:中心 圧縮耐力)をS試験体では0.01,0.07,0.14の3通り,W試 験体では0.05,0.08,0.09の3通り,せん断スパン比a/D をS試験体では0.50,0.65の2通り,W試験体では1.00と し計7体の試験体を作製した。

2.2 試験体

試験体の形状及び寸法を図-4に示す。試験体の端には 軸力を伝達するためにS試験体は厚さ5mm,W試験体は 厚さ12mmのエンドプレートを溶接した。これの片方には 50×100mmのコンクリートの打設孔を設けている。また, これらには軸力を導入するためのPC鋼棒を通す22¢の孔 をS試験体は4ヶ所,W試験体では2ヶ所設けている。S試 験体の実験はS-C-1,S-M-1,S-C-7,S-C-14の順に行っ た。S-C-1,S-M-1では試験体の加力点位置で局部変形が 生じ、コンクリートの圧壊が確認されたため、S-C-7,S-

		11	2 76-5	//			
	試験体	呼び強度 (MPa)	スランプ (cm)	空気量 (%)	E縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	最大圧縮ひずみ (%)
	S-C-1	40	22.2	4.5	43.2	32.9	0.13
	S-M-1						
	S-C-7				51.0	36.2	0.14
	S-C-14						
W-C-5 W-C-8 W-C-9	36	48.0	4.1	51.3	38.7	0.13	

表-2 充填コンクリートの諸元

表-3 鋼管の力学的性質

規格	降伏強度 (MPa)	降伏ひずみ (%)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	降伏比
TKR400	447	0.23	493	188	0.91

表 −1 試験体一覧									
試験は	柱せい	柱幅	試験体高さ	全長	支点間距離	板厚	幅厚比	せん断スパン比	軸力比
武贵州平	D(mm)	<i>B</i> (mm)	<i>h</i> (mm)	L(mm)	/(mm)	<i>t</i> (mm)	B∕t	a/D	N/N ₀
S-C-1		75	195	1600	613	3.20	23.4	0.65	0.01
S-M-1	150								0.01
S-C-7	150		150					0.50	0.07
S-C-14									0.14
W-C-5	75	150	150		628		46.9	1.00	0.05
W-C-8									0.08
W-C-9									0.09

C-14では図-4に示す4枚の鋼板を溶接して作製した箱形状の加力治具を加力点位置に取り付けた。

2.3 材料

充填コンクリートは、2種類である。4週強度でそれぞ れ36MPa,40MPaとなるように調合した。充填コンクリー トの諸元を表-2に示す。シリンダーの圧縮試験の結果か ら圧縮強度をS-C-1,S-M-1では43.2MPa,S-C-7,S-C-14では51.0MPa,W試験体では51.3MPaとした。

長方形鋼管STKR400の力学的性質を表-3に示す。表の 値は鋼管の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447MPaであった。

2.4 実験方法

図-5に示す大野式を参照した装置を用いて逆対称変形 を与える加力を行った。図-6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回転させることで正負交番 載荷行った。支点を回転させる際,試験体を吊り上げる必 要がある。この際, 5MN試験機からの加力点位置を一定 にするため,図-5の(4.a)に示すロードセルの軸線上の 一点のみを吊り上げている。

試験体の軸力は軸方向に配置したPC鋼棒に張力を導入 することで載荷し,試験体における水平力は5MN試験機 からの圧縮力により載荷した。

加力時の変形状況を図-7に、加力時のせん断力Q図お よび曲げモーメントM図を図-8に示す。上部加力梁中央 に載荷された力をPとして、力のモーメントの釣合いから 右段に示す式(1)を用いてA~D点における作用力 V_A ~ V_D を求めることができる。



図-7のD点に下向の単位仮想荷重を作用させたときの 仮想曲げモーメントを *M_j*と表し, D点の下方向変位 *v_p*を 式(2)を用いて求めた。

$$v_D = \int_x \frac{MM_1}{EI} dx \tag{2}$$

ここで,*EI*:CFT 柱の曲げ剛性(=*EI*+*EI*)

この変位は、CFT短柱試験体部に作用するせん断力が、 5節で算定する終局せん断耐力Q_{su}に達した時に、最大に なると仮定し、最大変形時の加力梁中央部に作用する力 P_{max}は以下の式(3)を用いて算定した。

$$P_{\max} = \frac{2a+l}{l}Q_{su} \tag{3}$$

D点での下方向最大変位 v。にエンドプレートの高さを 加えるとそれぞれ、S試験体では10mm、W試験体では 13mmとなる。支点に用いているシリンダーの直径はそれ ぞれ、S試験体では35mm、W試験体では50mmである。こ れにより、載荷時に加力梁およびIビームにフランジ鋼板 が接触しないことを確認している。

図-9にW試験体に貼付したひずみゲージの位置および 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ヶ所に貼付けた。試 験体の柱頭・柱脚部にあたる1軸塑性ゲージは、この部分 における曲率を算出して、試験体の反曲点位置を求める



図-6 正負交番載荷の方法



こととこの部分の降伏判定に用いた。一方,3軸塑性ゲージの値からは試験体中央部における鋼管の相当応力を算出している。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。

導入した鉛直荷重はS-C-1, S-M-1では図-9に示した PC鋼棒に貼付した1軸弾性ゲージで, S-C-7, S-C-14, W-C-5, W-C-8およびW-C-9では,図-5に示すPC鋼棒を 貫通させたセンターホール型ロードセルにより測定した。 水平荷重は図-5に示す5MN試験機に取り付けたロードセ ルで測定した。

載荷プログラムを図-10に示す。縦軸Rは柱の水平変位 を柱の内法高さで除した部材角である。載荷は変位制御 で行い,変位振幅を部材角で0.01rad.ずつ増加させた。載 荷プログラムは漸増振幅型と単振幅型があり,S-M-1の みは単振幅型,それ以外の試験体は漸増振幅型で繰返し 載荷を行った。以降,処女載荷方向を正側載荷,その反対 を負側載荷と呼ぶことにする。

3. 荷重変形関係および破壊状況

実験より得られたせん断力Q-部材角R関係を図-11に 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。鋼管の降伏の判定には、 以下の von Mises の降伏条件式を用いた。

$$\frac{1}{2}\left\{({}_{s}\sigma_{1}-{}_{s}\sigma_{2})^{2}+{}_{s}\sigma_{1}+{}_{s}\sigma_{2}+6{}_{s}\tau_{12}^{2}\right\}=\sigma_{e}^{2}$$
(4)

ここで,

、σ,:鋼管の加力方向応力,、σ,:鋼管の軸方向応力

 $\tau_{i,j}$:鋼管のせん断応力, σ_{j} :相当応力

である。相当応力 σ_e が鋼管の降伏応力に達した点で鋼管 がせん断降伏したと判定した。

以下に各試験体の実験経過と破壊性状を示す。S-C-1は R=0.02rad. 正側2回目載荷中に鋼管がせん断降伏し, R=0.03rad.正側1回目載荷中に最大耐力に達し,同サイク ルの負側で載荷を終了した。S-M-1は正側1回目載荷中 に鋼管がせん断降伏したのち,負側1回目載荷中に最大耐 力に達し,載荷回数を増やすごとに耐力の低下がみられ た。S-C-7はR=0.01rad.正側2回目載荷中に鋼管がせん断 降伏したのち,R=0.01rad.正側3回目載荷中に最大耐力に 達した。その後,支点に用いていたシリンダーのねじが破



断したため, R=0.02rad.の1サイクル目で載荷を終了した。 S-C-14はR=0.01rad. 正側2回目載荷中に鋼管が降伏した のち, R=0.01rad.正側2回目載荷中に最大耐力に達した。そ の後,加力点位置に取り付けた箱形の加力治具の溶接部 が破断したため, R=0.03rad.の1サイクル目で載荷を終了 した。W試験体は全て, R=0.01rad.正側1回目で鋼管がせ ん断降伏し, R=0.02rad.正側1回目載荷中に最大耐力に達 し,最大変形角R=0.04rad.に至った。すべての試験体にお

Q(kN) 300 200 100 0 -100-200 (S-C-1) (S-M-1) -300 300 200 100 0 -100-200 (S - C - 7)(S-C-14) -300 300 200 100 0 -100 -200 (W - C - 5)(W-C-8) -300 -5 -4 -3 -2 -1 0 1 2 3 4 5 $R(\times 10^{-2} \text{ rad.})$ 300 200 100 (図-11中の凡例) 0 △:最大耐力発揮 〇:鋼管のせん断降伏時 -100-200 (W - C - 9)



表-4 鋼管降伏時のせん断スパン長さおよびa/D

試験体	反曲点位置 (mm)	a/D	精度
S-C-1	102	0.68	1.05
S-M-1	110	0.73	1.12
S-C-7	94	0.63	1.26
S-C-14	89	0.59	1.19
W-C-5	81	1.07	1.07
W-C-8	79	1.05	1.05
W-C-9	80	1.07	1.07

いて、図-9に示したフランジ部分の上下材軸方向に貼付 したひずみゲージの値が降伏ひずみに達する前に、鋼管 のせん断降伏が観測された。いずれの試験体においても 鋼管の亀裂は観測されなかった。

加力時における試験体の反曲点位置および a/Dを表-4 に示す。まず、柱頭・柱脚部に貼付した1軸ひずみゲージ の値から、その位置における曲率を算出する。曲率の材軸 方向の変化は線形と仮定できるので曲率が0となる点を反 曲点位置と定めた。表-4の値は、試験体中央部鋼管のせ ん断降伏時の値である。表-4より、S-C-7、S-C-14は計 画より20%程度せん断スパン比が大きくなっていた。そ れ以外の試験体では、計画より5-12%大きくなっていた が、すべてのa/Dを1.07以下にすることができており、せ ん断破壊を先行させるという意味において、おおむね計 画通りの載荷が行えていたことを示している。

すべての試験体は、軸力比が0.14以下であっても、最 大耐力後には徐々に耐力低下を起こし、例えば文献2)の 円形CFT短柱の履歴性状と比較すると、エネルギー吸収 性能に劣る結果となった。

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-部材角Rの関係を図-12に示す。図中の○点および△点はそれぞれ鋼管がせん 断降伏した点および最大耐力を発揮した点を表している。 試験体の軸方向ひずみは、図-9に示した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,載荷プログラムの進行に伴い,軸方向 ひずみの累積量が大きくなっていくことが確認された。 S-C-7とS-C-14およびW-C-5とW-C-8とW-C-9を比較 すると軸力比が大きいほど縮み量が大きくなっている。 漸増振幅型の載荷を行った試験体では,部材角が大きくな るほど鉛直ひずみの増大が確認された。また,漸増振幅型 の載荷を行ったすべての試験体で,最大耐力発揮後の軸 方向ひずみの増加量が増大している。

5. 実験値と計算値との比較

CFT指針³を参照し算定したせん断力*Q*-軸力比*N/N₀の*相関曲線上に,実験より得られた試験体の最大耐力*Q_{mm}*

をプロットしたものを図-13に示す。図中の実線は,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,細い実線は,無筋コンクリート柱 のせん断耐力 cQ_{su} 、一点鎖線は鋼管柱のせん断耐力 sQ_{su} を 表している。図の破線は終局曲げ耐力 Q_{bu} 、●点は実験最 大耐力 Q_{max} をそれぞれ表している。なお、CFT 極短柱の せん断耐力及び終局曲げ耐力は,鋼管柱の耐力と無筋コ ンクリート柱の耐力を累加することで求めている。また,



図-12 各試験体の軸方向ひずみ ε-部材角 R関係

試験体	実験最大せん断力 <i>Q_{max}(kN)</i>	せん断耐力 <i>Q _{su}</i> (kN)	曲げ耐力時せん断力 $Q_{\mathit{bu}}(kN)$	Q_{max}/Q_{su}	Q_{max}/Q_{bu}	Q_{su}/Q_{bu}
S-C-1	231	275	367	0.84	0.75	0.75
S-M-1	241	274	366	0.88	0.75	0.75
S-C-7	266	323	496	0.82	0.65	0.65
S-C-14	255	331	509	0.77	0.65	0.65
W-C-5	185	167	299	1.11	0.56	0.56
W-C-8	179	170	306	1.05	0.56	0.56
W-C-9	180	171	306	1.05	0.56	0.56

表-5 実験最大耐力と計算値

無筋コンクリート柱のせん断耐力はアーチ機構と呼ばれ る静的許容場を仮定し算定している。

図-13より,すべての試験体の実験最大耐力は終局曲げ 耐力に達していないことからすべての試験体は,せん断 破壊により最大耐力が決定したと推定される。

表 -5 には、試験体の実験最大耐力 Q_{max} 、CFT指針³により算定した終局せん断耐力 Q_{su} ,及び終局曲げ耐力時せん断力 Q_{bu} を値をまとめている。また、表 -5 には Q_{max} に対する Q_{su} と Q_{bu} の比も記載している。せん断余裕度は、S-C-1,S-M-1では0.75、S-C-7、S-C-14では0.65、W試験体は0.56となっている。S試験体はすべて実験耐力が、CFT指針³を参照し算定した終局せん断耐力に達しておらず、指針式は12-23%程度過大評価となっていた。一方で、W試験体はすべて実験耐力が終局せん断耐力を上回っており、6-12%程度安全側に評価されていた。加力方向の違い



図-13 せん断力*Q*-軸力比*N/N*。関係

により耐力発揮メカニズムが異なることが予測される。 これについては、今後試験体を増やして、さらなる実験 データを収集して、定量評価を行う予定である。

6. まとめ

本報では、大野式加力装置を参照した加力装置を用い て、長方形CFT柱繰返しせん断力を載荷する実験を実施 して、その破壊性状と終局耐力の評価法について考察を 行った。得られた結論を以下に列挙する。

- すべての試験体で柱頭・柱脚のフランジに貼付けた1 軸ひずみが降伏ひずみに達する以前に、ウェブに貼付 した3軸ひずみゲージから得られる相当応力が降伏応 力に達しており、せん断破壊が先行したものと考えら れる。
- 鋼管のせん断降伏時の試験体のせん断スパン比は、S-C-7,S-C-14を除き、計画の5-12%の範囲にあり計画 通りの載荷が可能であった。
- 3) すべての試験体で、CFT指針³⁾を参照して算定した終 局曲げ耐力に達していないことから,試験体の耐力は せん断破壊強度により決定したと推定される。
- 4) CFT指針³⁾を参照し算定した終局せん断耐力は、S試験体の結果については12-23%過大評価しており、W 試験体の結果については6-12%過小評価していた。
- 5) 既往の円形CFT短柱の繰返しせん断破壊実験²⁾と比較 すると,長方形CFT短柱は,エネルギー吸収性能にお いて劣る結果となった。

謝辞

本研究は、平成26年度科学研究費助成事業(基盤研究 C)「ひび割れが目立たないRC造耐震壁の開発」(研究代 表者:中原浩之,課題番号:26420553)の助成に基づき実 施した。関係各位と実験に協力いただいた皆様に謝意を 表す。

参考文献

- 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, Vol.353, pp.81-91,1985.7
- 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 系論文集, Vol.79, No.703, pp.1385-1393, 2014.9
- 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.
- 4) 崎野健治,中原浩之:CFT柱を有する3層転倒降伏制 振壁の弾塑性性状,コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.433-439, 2009.7