

外ダイアフラムを有するコンクリート充填角形鋼管短柱のせん断破壊性状に関する実験的研究

中原浩之^{*1}・松竹光太郎^{*2}・摺木悠人^{*2}

EXPERIMENTAL STUDY ON SHEARING FAILURAL BEHAVIOR OF CFT SHORT COLUMNS WITH DIAPHRAGMS OF OUTSIDE TYPE

by

Hiroyuki NAKAHARA^{*1}, Kotaro MATSUTAKE^{*2} and Yuto SURUKI^{*2}

A shearing behavior of Concrete filled steel tubular (CFT) column has been investigated by authors. The short columns of CFT with diaphragms of through type were tested in the previous study. On the other hand, diaphragms of outside type are usually used to real CFT columns in building structures, because the diaphragms of outside type does not prevent to the work of filling the concrete into the steel tubes. Test has been conducted on six CFT specimens with diaphragms of outside type. The specimens have been subjected to cyclic shearing force under a constant axial force. The test results of the shearing capacity are discussed comparing to the calculated values by AIJ method of Japan and by AISC method of U.S.

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

1. 序

CFT 柱は、通常の建物に使用されるプロポーシオンでは、曲げ破壊が先行する。しかしながら、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 1.0 以下の試験体を用いた実験研究では、せん断破壊が先行したと報告されている^{1) 2)}。

当研究室では、2015 年度より角形断面を有する CFT 短柱を対象に、一定軸力下で繰返しせん断力を与える実験を実施してきた^{3) 4)}。試験体は長方形断面を有するものが 6 体、正方形断面を有するものが 6 体の、全部で 12 体である。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」⁵⁾の終局せん断耐力式（以下、指針式と呼ぶ）による計算値と比較されている。これを Table1 に示す。これにより、現行の指針式によりせん断協を安全側に評価できることがわかっている。しかしながら、Table1 の試験体は、ダイアフラムの無いものが 6 体、通しダイアフラム形式のものが 6 体の合計 12 体であり、CFT 構造に多用される外ダイアフラム形式の試験体がない。したがって、本研究では外ダイアフラム形式の CFT 柱のせん断破壊実験データを取得することを目的に実験を実施する。

Table1 試験体実験最大耐力と計算値

試験体タイプ	試験体	Q_{max} (kN)	Q_{st} (kN)	Q_{max}/Q_{st}	ave.
長方形	RM4520	313	240	1.30	
	RM4525	319	241	1.32	
	RC4525	298	241	1.24	1.29
	RM3730	294	247	1.19	
	RC3720	269	250	1.08	
	RC3730	249	247	1.04	1.10
正方形	SM4513	542	405	1.34	
	SM4525	510	413	1.23	
	SC4525	508	413	1.23	1.27
	SM3710	474	377	1.26	
	SC3720	453	384	1.18	
	SC3726	438	384	1.16	1.20

試験体は長方形断面 3 体、正方形断面 3 体の合計 6 体である。

本研究では、せん断耐力の評価において、日本で用いられている指針式だけでなく、米国で用いられている AISC の設計式⁶⁾を加えた。両者を比較しながら、新しいせん断耐力式の提案のための基礎資料を提出する。

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

** 工学研究科 (Graduate School of Engineering)

2. 実験

2.1 試験体

Fig. 1 に試験体を示す。図中の斜線部がせん断破壊する領域である。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とを溶接している。これの片方には充填コンクリート打設用の孔を、また両方に軸力を導入するためのPC 鋼棒を通す 28φ孔をそれぞれ 4ヶ所設けている。

試験体一覧を、Table2 に示す。実験変数は、断面形状・軸力比・コンクリート強度・荷重方法である。鋼管は、STKR400 である。試験体名の記号と数字は、R: 長方形、S: 正方形、M: 単調荷重、C: 繰返し荷重、36: コンクリート強度、20,25,30,40; 軸力比を示している。全試験体で共通のものは、柱せい D の 150mm と全長 L の 1600mm である。せん断スパン比 a/D も、0.60 で一定としている。

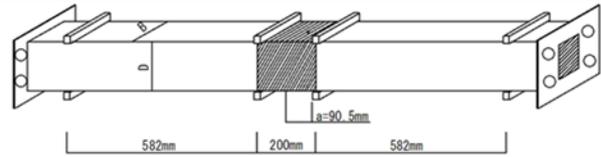


Fig. 1 試験体の形状

Table2 試験体一覧

試験体	柱せいD (mm)	柱幅B (mm)	板厚t (mm)	軸力比 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 a/D
RM3640(*)	150	75	3.2	46.88	200	1600	582	0.6
RM3640								
RC3620								
SM3620								
SC3625								
SC3630	150	4.4	34.09					

Table3 充填コンクリートの諸元

試験体	呼び強度	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	スランプ (cm)	空気量 (%)
RM3640(*)	30	37.0	28.6	23.5	3.2
RM3640					
RC3620					
SM3620					
SC3625					
SC3630					

2.2 材料

充填コンクリートは 4 週強度を 30MPa になるように調整した。充填コンクリートの諸元は、Table3 に示す。鋼管 STKR400 の力学的性質を Table4 に示す。図の値は、長方形鋼管の場合、そ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、試験体 R、試験体 S それぞれ 412MPa、413MPa であった。

2.3 実験方法

Fig. 2 に示す装置を用いて逆対称を与える加力を行った。

Fig. 3, 4 に加力時の正側と負側の断面力図をそれぞれ示す。

Fig. 5 に加力時の変形状況を示している。点对称に配置された支点から力を加え、試験体部に逆対称変形を与えるいわゆる大野型の加力法を採用している。大野型加力装置により正負交番繰返し荷重を実施するには、通常多数の油圧ジャッキを使用することが多いが、本研究で用いる装置は、せん断力が 0 になる度に、試験体を中心に吊り上げ、支点位置を点对称に変更する手法により、一つの試験機だけで正負交番繰返し荷重を可能としている。

試験機の上昇によって中央部に与えた荷重を P とし、力のモーメントの釣合いから次式によって各点の作用力 $V_A \sim V_D$ を求めることができる。

$$V_D = \frac{h}{2h+l}P = -V_A, \quad V_B = \frac{h+l}{2h+l}P = -V_C \quad (1.a,b)$$

CFT 短柱試験体部分に作用したせん断力が、4 章で算定する終局せん断力 Q_{su} に達したときに最大になると仮定する。この時、中央部に作用する最大荷重 P_{max} は次式を用いて求めた。

Table4 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
RM3640(*)	412	0.40	486	199	0.85
RM3640					
RC3620					
SM3620	413	0.24	476	205	0.87
SC3625					
SC3630					

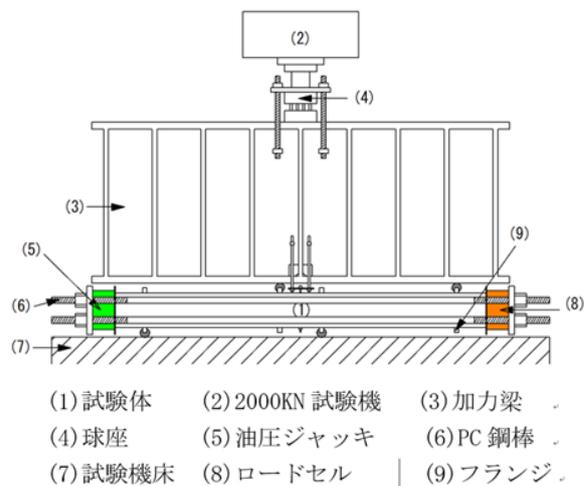


Fig. 2 加力装置

$$P_{max} = \frac{2h+l}{l} Q_{su} \quad (2)$$

Fig. 6 に示すように、変位計 CDP50 と CDP25 を試験体の表と裏に 1 台ずつ合計 4 台設置した。ストローク 50mm の CDP-50 は試験体中央位置での横方向変位を、ストローク 25mm の CDP-25 は縦方向変位を測定する。加力梁と I ビームに接触しないように、変位計フレームは加力梁から十分な距離を取り、I ビームの外側に設置した。また、変位計はフランジ付き部分の鋼板に溶接したナットに取り付けている。

軸力は PC 鋼棒を介し、油圧ジャッキにより導入し、せん断力は 2000kN 試験機を用いて載荷した。それぞれの荷重はロードセルで測定した。載荷は、原則として 2 台の変位計から得られる部材角による変位制御とした。

Fig. 7 に試験体に貼り付けたひずみゲージの位置を示す。ひずみゲージは、すべて塑性ゲージである。試験体のフランジには 1 軸、ウェブ部分中央には 3 軸ゲージを貼り付けた。フランジの 1 軸ゲージは、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ことができる。3 軸ゲージは、試験体中央部における主応力を得ることを目的として貼付している。

3. 荷重－変形関係

Fig. 8 に各試験体の実験のせん断力 Q －せん断ひずみ γ の関係を示す。RM3640(*) に関しては、処女載荷時に、変位計が作動せず一度載荷を中止した。その後、変位測定装置の不具合を調整したのち、荷重及び変位をすべて 0 の初期状態に戻して、同一試験体の実験を実施した。

一度目の載荷が紫の曲線で、載荷をやり直した曲線 RM3640(*) がオレンジの曲線となっている。一度目の実験では、最大荷重が 200 kN を超えており、以降で示す他の長方形試験体と同等の耐力を発揮している。一方で、オレンジの曲線は、早期に軟化が始まり最大耐力も 150 kN にとどまり、明らかに処女載荷の影響を受けており、剛性や耐力の評価対象として適当でない。したがって、以後の考察は、処女載荷時の RM3640(*) を用いる。Fig. 8 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 Mises の降伏条件式を用いた。

$${}_s\sigma_1^2 - {}_s\sigma_1\sigma_2 + {}_s\sigma_2^2 + 3{}_s\tau_{12}^2 = \sigma_e^2 \quad (3)$$

${}_s\sigma_1$: 鋼管の加力方向応力, ${}_s\sigma_2$: 鋼管の軸方向応力

${}_s\tau_{12}$: 鋼管のせん断応力, σ_e : 相当応力

相当応力が鋼管の降伏応力に達した点を、試験体の降伏強度と判定した。Fig. 8 を見ると、長方形断面は降伏強度に達したのち、すぐに最大耐力を示して実験を終了している。一方で、正方形断面は降伏強度に達したのち、せん断変形角が 1% 以上まで耐力は上昇し、その後、緩やかな耐力低下を示して実験を終了している。

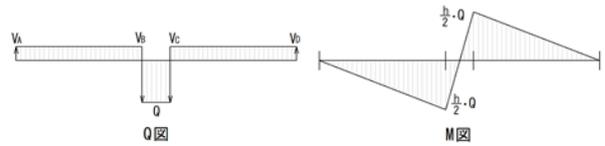


Fig. 3 断面力図(正側載荷時)

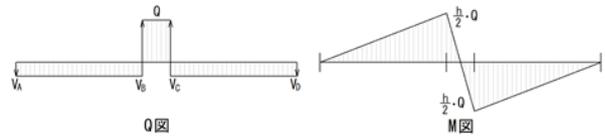


Fig. 4 断面力図(負側載荷時)

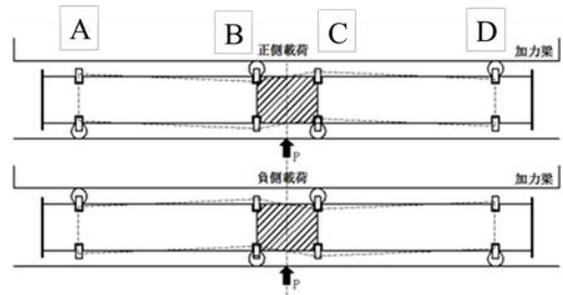


Fig. 5 加力時の変形図

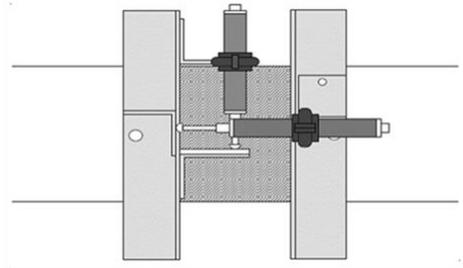


Fig. 6 変位計取り付け位置概要図

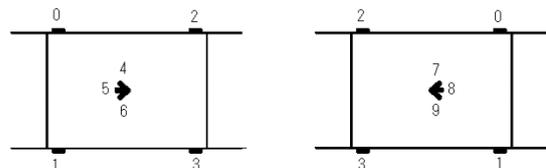


Fig. 7 ひずみゲージ貼付位置

両者を比較すると、降伏強度時のせん断ひずみの値はほぼ同じであるが、長方形断面の耐力時変形は、正方形断面の耐力時変形に比して、極めて小さい値であることが分かる。これは、長方形断面における鋼管及びコンクリートが十分塑性状態に達する前に、何らかの影響で破壊したと考えられる。これを調べるために、実験後の写真を photo.1 に載せる。長方形断面試験体と正方形断面試験体のダイヤフラム部分を見ると、左写真が大きく局部変形しているのに比して、右写真からはこのような変形は見られない。長方形は、正方形に比してフランジ幅が小さいため、この加力部において、内部コンクリートに支圧破壊が生じて最大耐力を迎えたものと考えられる。つまり、正方形のようなせん断破壊により最大耐力が決定しておらず、せん断耐力の検討に使用することはできないことがわかる。

Fig. 9 に、実験のせん断力 Q -部材角 R の関係を示す。図には SM3620 試験体の Q - γ 関係図と Q - R 関係図の比較を示している。2 つの曲線を比較すると、両者はほぼ一致していることがわかる。既往の実験では、 Q - γ 曲線と Q - R 曲線は必ずしも良い対応を見せていなかった。本報の実験時には、変位計の設置方法を変更することで、変位計により計測されるねじれ変形を解消することに成功した。

また、Fig.10 に他 2 体の正方形断面の試験体 RC3625, RC3630 の Q - R 関係図を示す。全体的にみると、部材角 R は、せん断ひずみ γ よりも大きめの値となっている。これは、長方形断面の試験体について述べた、加力部の支圧変形が影響していると考えられる。今後の実験研究においては、この支圧変形をいかに抑えるかを課題としたい。現時点では、フランジにのみ付けているダイヤフラムをウェブにも付けることで、せん断力を鋼管に直接伝達させる方法を考えている。

Table5 に各試験体の、降伏強度、降伏ひずみ、最大耐力、耐力時ひずみを示している。正方形断面については、単調と繰返し降伏強度と最大耐力は、あまり変わらない。これより、降伏及び最大強度の評価においては、単調の実験でよいことが分かる。一方で、最大耐力以降は、繰返しの影響による耐力低下が見られ、履歴性状を詳しく検討する際には、漸増振幅繰返し载荷を実施する必要があることが分かる。

加力時における試験体の反曲点位置及び a/D を Table6 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。Table6 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、計画時を大きく上回っている。原因として、試験体の中央部に载荷できていないことが考えられる。また、試験体の局部変形の影響を受けたためと考えられる。今後、試験体と実験器具の改良に努めたいと考える。

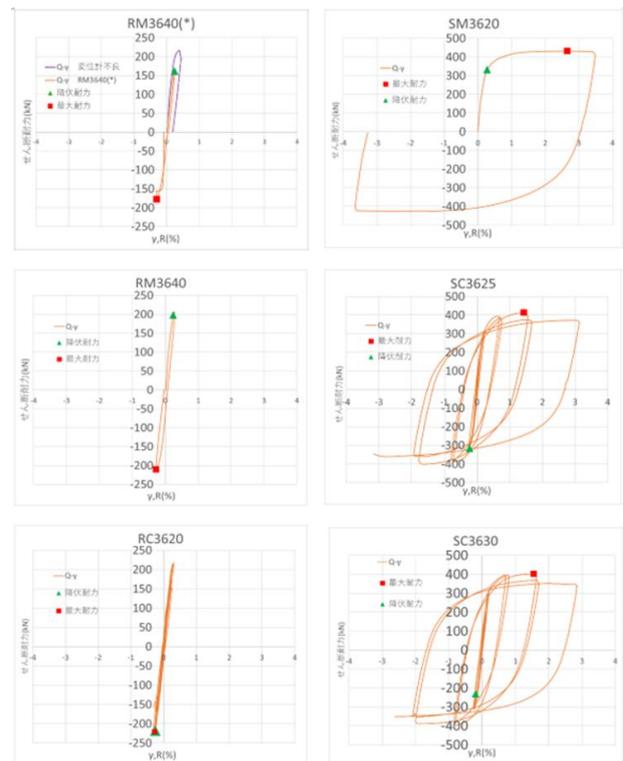


Fig. 8 各試験体のせん断力 Q -せん断ひずみ γ 関係図



Photo1 実験後のフランジ部(左：長方形, 右：正方形)

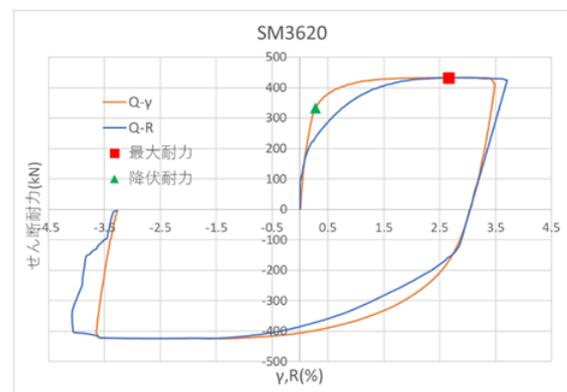


Fig. 9 Q - γ , Q - R 関係図の比較

4. 剛性評価

実験の初期剛性の評価を行う。実験結果より求めた。CFT 試験体の初期剛性を K_e とする。 K_e はせん断力-せん断ひずみ ($Q-\gamma$) 関係において、せん断力 0 の点から最大せん断力の 3 分の 1 の点までの最小二乗線の傾きとした。剛性の計算値 K_{cal} は以下の式で求めた。

$$K_{cal} = {}_cK_{cal} + {}_sK_{cal} \tag{4}$$

$${}_cK_{cal} = \frac{{}_cK_B \cdot {}_cK_G}{{}_cK_B + {}_cK_G} \quad {}_sK_{cal} = \frac{{}_sK_B \cdot {}_sK_G}{{}_sK_B + {}_sK_G}$$

$${}_cK_B = \frac{12 \cdot {}_cE \cdot {}_cI}{h^2} \quad {}_sK_B = \frac{12 \cdot {}_sE \cdot {}_sI}{h^2}$$

$${}_cK_G = \frac{{}_cE \cdot {}_cA}{2(1 + {}_c\nu)} \quad {}_sK_G = \frac{{}_sE \cdot {}_sA_w}{2(1 + {}_s\nu)}$$

記号の, E はヤング係数, A は断面積, ν は鋼管のポアソン比, 左下付き文字 C はコンクリート, S は鋼管, 右下付き文字 B は曲げ, G はせん断を表す。コンクリートと鋼管の形状係数はそれぞれ 1.18 と 2.30 である。また, 鋼管のヤング係数は一様に 205GPa を用いて計算を行った。実験値 K_e はせん断力 Q -せん断ひずみ γ 関係の降伏耐力の 10 分の 1 の点から 3 分の 1 の点までの直線の傾きとした。初期剛性の実験値と計算値を Table7 に示す。Table7 より, 長方形断面試験体において, 計算値とはほぼ等しい値となり, 3 体とも K_s/K_{cal} の値にばらつきはなかった。また, 正方形断面試験体においては, 計算値は下回ったが, K_s/K_{cal} は 1 に近い値となり計算値は妥当であるといえる。

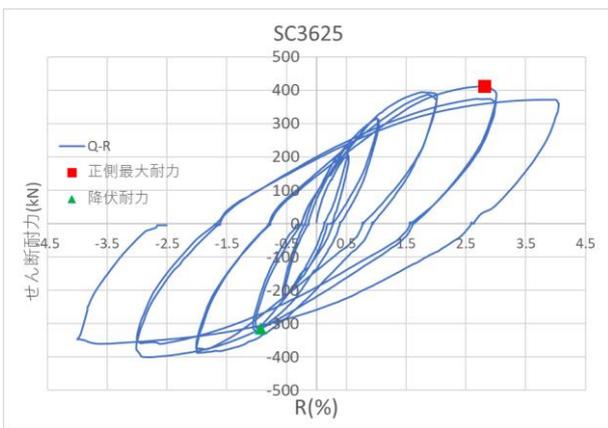


Fig. 10. a 正方形断面の Q-R 関係図

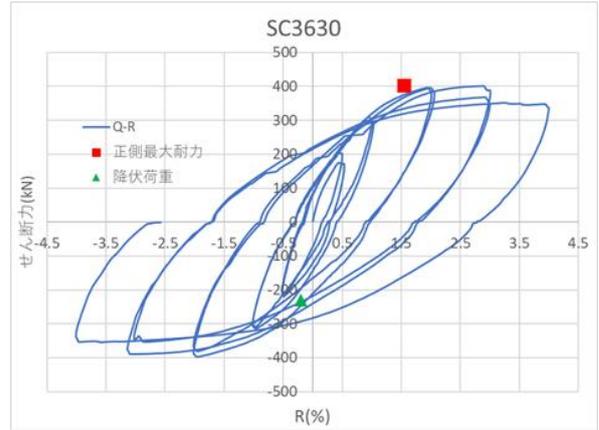


Fig. 10. b 正方形断面の Q-R 関係図

Table5 実験値一覧

試験体	降伏強度 kN	降伏ひずみ %	最大耐力 kN	耐力時ひずみ %
RM3640(*)	190	0.23	217	0.39
RM3640	198	0.24	207	0.27
RC3620	218	0.26	222	0.29
SM3620	333	0.28	433	2.66
SC3625	315	0.23	401	1.60
SC3630	231	0.20	396	0.78

Table6 反曲点位置

試験体	反曲点位置 a (mm)	a/D	精度
RM3640(*)	128	0.85	1.41
RM3640	101	0.67	1.12
RC3620	112	0.74	1.23
SM3620	118	0.79	1.31
SC3625	148	0.99	1.63
SC3630	113	0.75	1.25

Table7 剛性値比

	剛性(MN)		Ke/Kcal
	実験値Ke	計算値Kcal	
RM3640(*)	142	136	1.04
RC3640	143		1.05
RC3620	141		1.04
SM3620	212	243	0.87
SC3625	220		0.91
SC3630	199		0.82
	全体平均		0.95

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. 11, Fig. 12 に示す。Fig 中の実線は CFT 柱のせん断耐力 Q_{su} を、点線は曲げ耐力時のせん断耐力 Q_{bu} を表している。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。

長方形断面試験体は最大耐力が Q_{su} に達していない。これは前述のとおり、想定したせん断破壊を起こす前に、加力部分の支圧破壊が生じたためと考えられる。一方、正方形断面試験体は、最大耐力がせん断耐力と最大で 6% の隔たりにとどまっている。これらの試験体は、鋼管ウェブがせん断降伏した後にも、徐々に強度が上昇し、最大耐力を發揮していた。以上のことから、鋼管ウェブが十分に塑性化し、コンクリートの圧縮ストラットが圧壊したと考えられ、既往の実験結果と同じせん断破壊を生じたことが考えられる。

Table8 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} について考察する。長方形断面の試験体では 0.72, 正方形断面の試験体では 0.55 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。

Table8 より、 Q_{max}/Q_{su} では、全試験体とも 1 を上回る結果となった。よって、試験体の水平力は、せん断耐力 Q_{su} を超えるが、曲げ耐力時のせん断力 Q_{bu} には達していないことが分かる。試験体に貼付したゲージのデータからは、ウェブのせん断降伏が早期に観測されている。これらの実験観測は、全ての試験体で同様で、以上のことから、試験体は、せん断破壊により最大耐力が決定したものと考えることができる。

6. AISC の設計式を用いた設計方法

米国では CFT のせん断設計に、AISC2010 で提案された設計式を採用している。AISC2010 では、CFT の鋼管の強度のみを考慮した (5) 式と、CFT のコンクリートの強度のみを考慮した (6) 式が提案されている。

$$V_n = 0.6f_y \cdot 0.5A_s \tag{5}$$

V_n : 終局せん断耐力
 f_y : 鋼管の降伏強度
 A_s : 鋼管の断面積

$$V_n = 2\sqrt{f_c}A_c \tag{6}$$

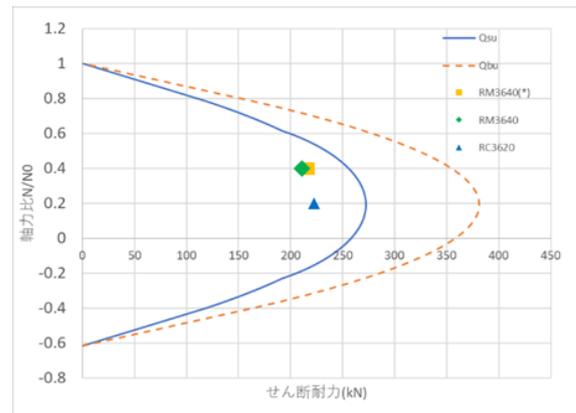


Fig. 11 せん断力 Q -軸力比 N/N_0 関係 (長方形)

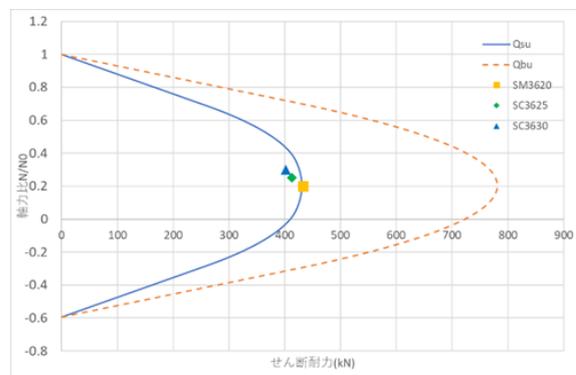


Fig. 12 せん断力 Q -軸力比 N/N_0 関係 (正方形)

Table8 実験耐力と計算耐力の比較

試験体	Q_{MAX} (kN)	Q_{bu} (kN)	Q_{su} (kN)	Q_{MAX}/Q_{bu}	Q_{MAX}/Q_{su}	Ave.
RM3640(*)	217	354	256	0.61	0.85	0.83
RM3640	211	354	256	0.60	0.82	
RC3620	222	381	272	0.58	0.82	
SM3620	433	781	430	0.55	1.01	0.97
SC3625	413	777	429	0.53	0.96	
SC3630	402	767	426	0.52	0.94	
全試験体ave						0.90

ここで、

V_n : 終局せん断耐力 f_c : コンクリートの圧縮強度

A_c : コンクリートの断面積

(5) 式を用いて計算したせん断耐力 Q_{AISC1} と (6) 式を用いて計算したせん断耐力 Q_{AISC2} と CFT 指針を用いて計算したせん断耐力 Q_{AIJ} を実験の最大耐力 Q_{MAX} と比較したものを Table9 に示す。長方形断面の試験体は支圧破壊をしているため、これらは、せん断耐力の精度検証に用いず、正方形断面の試験体のみを比較対象にした。

Table9 より, Q_{AIJ} による Q_{MAX} の評価精度が最も高いことが分かる. 一方で, 米国の設計式では, 日本の設計式より実験を過小評価しているものの, 簡便な表現となっており, 設計上の有用性がある.

Q_{AISC1} と Q_{AISC2} を比較すると, 当然のことながら, 後者の値が小さく, 耐力評価としては過小評価過ぎる. 今後は, これらを足し合わせるような表現で, Q_{AIJ} 並みの評価精度を得るせん断耐力式を提案する.

7. まとめ

本研究では, せん断スパン比が 0.60 の長方形と正方形の断面を持つ CFT 柱の 6 体の試験体にせん断力を載荷する実験を行い, その復元力特性について考察した. 得られた結果を以下にまとめる.

- 1) 長方形断面の試験体は, せん断耐力に達する前に支圧破壊によって最大耐力が決定したと考えられる.
- 2) 正方形断面の試験体は, せん断破壊が曲げ破壊に先行し, せん断破壊により最大耐力が決定した.
- 3) 初期剛性に関しては, 長方形断面も正方形断面も計算値とほぼ同等の値となり, 計算値の妥当性が確認できた.
- 4) AISC の設計式は, CFT 指針式より安全側の評価になる. せん断耐力の推定精度は, CFT 指針式が, AISC の設計式に勝る.

Table9 最大耐力の比較

試験体	Q_{MAX} [kN]	日本の指針式		AISC設計式			
		Q_{AIJ} [kN]	Q_{MAX}/Q_{AIJ}	Q_{AISC1} [kN]	Q_{MAX}/Q_{AISC1}	Q_{AISC2} [kN]	Q_{MAX}/Q_{AISC2}
SM3620	433	430	1.01	318	1.36	240	1.80
SC3625	401	429	0.93	318	1.26	240	1.67
SC3630	396	426	0.93	318	1.25	240	1.65

【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. 1-91, 1985.
- 2) 中原浩, 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. 9, No. 03, pp. 385-1393, 2014. 9
- 3) 陳瑞涵, 中原浩之: 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載荷実験, 長崎大学紀要 47(88), pp. 47-53; 2017
- 4) 池田啓悟, 中原浩之: 通しダイアフラムを有するコンクリート充填角形鋼管短柱のせん断破壊性状に関する実験的研究, 長崎大学紀要 49(92), pp. 43-49; 2019
- 5) 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
- 6) American Institute of Steel Construction: Specification for Structural Steel Buildings. AISC, Chicago, IL, 2010.