軸方向圧縮力と単調逆対称曲げモーメントを受ける角形鋼管柱の実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON SQUARE STEEL TUBULAR COLUMNS
UNDER COMPRESSIVE AXIAL FORCE WITH
MONOTONIC ANTISYMMETRIC BENDING MOMENT佐藤 篤司*, 三井 和也**
Atsushi SATO and Kazuya MITSUI

Recommendation for Limit State Design of Steel Structure (LSD) specifies the requirements for columns to guarantee sufficient strength and ductility. However, specific deformation capacity of the column which is subjected to compressive axial force with antisymmetric bending moment is not shown. Moreover, second-order effect under these condition is not investigated by testing. In this study, testing where axial force with antisymmetric bending moment are applied to the columns simultaneously are conducted. Moment capacity, deformation capacity and the second-order effects that will be caused by $P\delta$ moment were evaluated from test results. Comparison between LSD requirements and test results were also shown.

Keywords : Square steel tubular column, Axial force ratio, Slenderness ratio, Maximum bending moment, Plastic deformation capacity, $P\delta$ moment
角形鋼管柱, 軸力比, 細長比, 最大曲げモーメント, 塑性変形能力, $P\delta$ モーメント

1. はじめに

箱形断面部材や角形鋼管部材といった矩形中空断面部材は、閉断面であり直行する2方向に対し耐力・剛性が等しいといった断面特性上の利点を有していることから、建築構造物の柱材として広く使用されている。ラーメン架構に水平力が作用すると、柱には軸方向力とともに水平力に抵抗するせん断力が生じ、複曲率曲げモーメントが作用する。柱の応力状態（軸方向力と曲げモーメントの組合せ応力）の変化は柱の耐力や弾塑性挙動に影響を及ぼすことから、我が国ではこれらの影響を考慮した軸方向力と曲げモーメントの設計耐力式が各指針・規準に示されている^{1)~4)}。鋼構造限界状態設計指針・同解説¹⁾（以後、LSD指針と称す）では軸方向力と曲げモーメントによる耐力相関式のみならず、柱材板要素の幅厚比に応じた区分、曲げ材の細長比区分および軸力比と細長比の制限による柱区分を示している。軸力比と細長比の制限による柱区分において、塑性ヒンジを形成する柱に対しては、以下の制限を満たすこととしている。

$$n_y \leq 0.75 \quad (1)$$

$$n_y \cdot \lambda_{c0}^2 \leq 0.10(1 + \kappa) \quad (-0.5 \leq \kappa \leq 1.0) \quad (2)$$

n_y は柱の降伏軸力 N_y に対する作用軸方向圧縮力 N の比率 ($= N/N_y$)、 λ_{c0} は柱の曲げ面内細長比である。なお、本論文において材長 L を座屈長さとする柱は曲げ面内細長比を λ_{c0} により、座屈長さ $k_c \cdot L$ による曲げ面内細長比を λ_c により表現する。曲げ面内細長比 λ_{c0} の算定式を (3) 式に、曲げ面内細長比 λ_{c0} の算定式を (4) 式に示す。

$$\lambda_{c0} = 1/\pi \cdot \sqrt{\sigma_y/E} \cdot L/i_x \quad (3)$$

$$\lambda_c = 1/\pi \cdot \sqrt{\sigma_y/E} \cdot k_c \cdot L/i_x \quad (4)$$

κ は柱の材端曲げモーメント比 ($= M_2/M_1, |M_1| \geq |M_2|$) であり、逆対称曲げでは $\kappa = 1.0$ 、複曲率曲げのときを正とする。 σ_y は降伏応力度、 E はヤング係数、 L は材長、 i_x は曲げ面内での断面二次半径である。制限式 (1) は軸方向圧縮力が極めて大きくなると、柱のたわみに伴う付加曲げモーメントなどにより不安定挙動を起こしやすくなるため、その現象を防ぐ制限である。制限式 (2) は、柱端部に塑性ヒンジを形成する柱に対し、軸方向力を保持した状態で塑性変形能力を確保するための軸力比と細長比による制限である。軸方向圧縮力と一端単調曲げモーメントを受ける柱に対しては、制限式 (2) を満たすことで担保できる塑性変形能力 $R(= \theta/\theta_{PN} - 1)$ が 3 ~ 5 以上であるとしているが、軸方向圧縮力と逆対称曲げモーメントを受ける柱に対しては、制限式を満たすことで担保できる塑性変形能力の具体的な数値を示していない (θ_{PN} は軸方向力を考慮した全塑性モーメントに対応する弾性回転角)。

骨組に水平力が作用すると節点は水平移動し、柱に曲げモーメントが作用するとたわみが生じる。層間の水平変位 Δ は PA 効果による付加曲げモーメント (PA モーメント) を、柱のたわみ δ は $P\delta$ 効果による付加曲げモーメント ($P\delta$ モーメント) を発生させる。既往研究において PA モーメントに関する検討^{5)~12)} や $P\delta$ モーメントに関

* 名古屋工業大学大学院工学研究科 准教授・博士(工学)

** 名古屋工業大学大学院創成シミュレーション工学専攻
博士後期課程・修士(工学)Assoc. Prof., Graduate School of Engineering, Nagoya Institute of Technology, Dr.Eng.
Doctoral Student, Dept. of Scientific and Engineering Simulation, Nagoya Institute of Technology

筆者はこれまでに軸方向圧縮力と一端単調曲げモーメントを受ける角形鋼管柱の実験結果を報告し、最大曲げモーメント、塑性変形能力および変形性状を明らかにした¹⁹⁾。しかし、ラーメン架構に水平力が作用すると、柱には複曲率曲げモーメントが作用することが大半であり、柱の材端曲げモーメント比の影響を実験的に解明する必要がある。そこで、本論文では軸方向圧縮力と単調逆対称曲げモーメントを受ける角形鋼管柱の最大曲げモーメント、塑性変形能力および変形性状を明らかにすべく、軸力比、細長比をパラメータとした実験を行い、LSD 指針に示されている終局限界状態設計における柱材の設計式と実験結果の比較・検討を行う。これらに加え、 $P\delta$ 効果による付加曲げモーメント ($P\delta$ モーメント) の詳細な検討を行う。

2.1. 試験体計画

Table 1 に JIS 5 号試験片による鋼材の機械的性質を、Table 2 に短柱圧縮試験結果を、Table 3 に実験で使用した角形鋼管の断面諸性能を示す。素材試験片は角形鋼管のシーム溶接部を除く 3 面の平板部から各 1 本ずつ採取し、その平均値を Table 1 に示している。Fig.2 の素材引張試験から得た応力度 - 歪度関係に示すように、0.2% オフセット耐力を降伏応力度 σ_y とした。なお、歪の計測は歪ゲージにより行っ

Table 1 Material properties from coupon test

t_b	E	σ_y	σ_u	E_{long}	$Y.R.$
6.0	211700	411.6	443.1	34.5	92.9

Table 2 Test results from stub column test

t_b	sN_y	$sN_{\max}$	N_y	sN_y/N_y
6.0	1071	1255	1101	0.972

Table 3 Geometrical dimensions of cross section

Cross section	B	t	B/t	R_{out}/t	A	I	Z_p	M_p
□ -125×125×6	125.0	5.763	21.7	1.79	2674	624.8	118.4	48.75

Table 4 Geometrical dimensions in longitudinal direction

Cross section	L	λ	λ_{c0}
$\square$ -125 $\times$ 125 $\times$ 6	2800	57.9	0.813
	3200	66.2	0.929
	3600	74.5	1.045
	4200	86.9	1.219

Figure 1 consists of three parts: (a) Side A (web), (b) Side B (flange), and (c) Cross section (X-X). Part (a) shows a side view of the beam with rotational measurement points (S-K to S-A) and strain gauges (G-K to G-A) along the length. Part (b) shows a side view of the beam with strain gauges (G-K to G-A) along the length. Part (c) shows a cross-section of the beam with dimensions (270 mm, 200 mm, 270 mm, 200 mm) and locations of Side A, Side B, and Side C.

— 268 —

材引張試験より得た降伏応力度 σ_y に基づいて算定した柱の曲げ面内細長比であり、材長 L に基づいて算定している。なお、本論文では素材引張試験より得た降伏応力度 σ_y に基づき算定した軸力比 - 曲げ面内細長比 λ_{c0} 関係を用いて実験結果の考察を行う。全試験体と LSD 指針の軸力比と細長比による制限式との対応関係を Fig.5 に示す。Fig.5 中の番号は Table 5 に示す試験体番号である。Fig.5 には、軸方向圧縮力と単調逆対称曲げモーメントを受ける柱の柱材端に生じる塑性ヒンジの塑性変形能力を確保するための制限式 (2) と柱材端に初期降伏が生じる条件式 (5)^{1), 21)} を同時に示している。

$$n_y \cdot \lambda_{c0}^2 \leq 0.25(1 + \kappa) \quad (5)$$

Fig. 2 Stress - strain relationships

Fig. 3 Test set-up for stub column test

Fig. 4 Results of stub column tests

Fig. 5 Comparison between specimens and LSD limitations

LSD 指針に示される制限式 (2) は条件式 (5) の数値 0.25 を 0.10 と小さく設定することで定められたものである^{1), 18)}。素材引張試験より得た降伏応力度 σ_y に基づく曲げ面内細長比 λ_{c0} により試験体を評価すると、No.11 を除く試験体は、柱材端に初期降伏が生じる領域内に存在する。また、No.1, No.2 および No.5 の試験体は塑性変形能力を確保できるとする制限式 (2) の領域内に存在する。

LSD 指針では、終局状態において塑性ヒンジが形成される骨組、特に高軸方向圧縮力が作用する骨組および高層骨組における「フレームスタビリティ」を確保するために、(1) 式に加え (6) 式を設けており、これらの制限を満たす柱を C-1 区分としている¹⁾。Fig.5 に示すように、C-1 区分となる軸力比と細長比の組合せは灰色で塗られた領域である。ここで、(6) 式中の λ_c は構面内の柱の曲げ座屈細長比であり、曲げ座屈細長比 λ_c に等しい。

$$n_y \cdot \lambda_c^2 \leq 0.25 \quad (6)$$

本実験は逆対称曲げ ($\kappa = 1.0$) を受ける柱を対象としており、試験体の材長 L が座屈長さとなることから (2.2 節参照)、No.1, No.2 および No.5 の試験体は LSD 指針が示す C-1 区分に属する。Table 5 に試験体一覧を示す。Table 5 中の M_{pc} は軸方向力を考慮した全塑性モーメントであり^{1), 21)}、 θ_{pc} は座屈たわみ角法に基づいて算定される軸方向力を考慮した全塑性モーメント M_{pc} に対応する弾性回転角である²¹⁾。以下に軸方向力を考慮した全塑性モーメント M_{pc} の算定式を示す。

$$n_y \leq \frac{r_w}{2 + r_w} \text{ のとき } M_{pc} = \left\{ 1 - \frac{(2 + r_w)^2}{r_w(4 + r_w)} n_y^2 \right\} M_p \quad (7.a)$$

$$n_y > \frac{r_w}{2 + r_w} \text{ のとき } M_{pc} = \frac{2(2 + r_w)}{4 + r_w} (1 - n_y) M_p \quad (7.b)$$

$$\text{ただし } r_w = \frac{2(B - 2t)}{B} \quad (7.c)$$

本研究において、導入軸方向圧縮力 N_t は、Table 1 に示す素材引張試験より得た降伏応力度 σ_y に Table 3 に示す短柱の実測寸法に基づく断面積 A を乗じることで求めた降伏軸力 $N_y (= A \cdot \sigma_y)$ に基づいて算出した。その値を Table 5 に示している。なお、降伏軸力 N_y は Table 2 に示す短柱圧縮試験結果の降伏軸力 N_y とほぼ同値であった。試験体名は記号「B」に続く数字が断面せいを、「bt」に続く数字が公称幅厚比を、「ny」に続く数字が軸力比を、「L」に続く数字が材長を意味している。

2.2. 実験計画 (計測計画・載荷計画)

Fig.6 に境界条件と実験装置概要を示す。Fig.1 および Fig.6 に示すように、水平変位計を 11 断面に計 22 ヶ所 (S-A 断面, S-B 断面, S-C 断面, ..., S-K 断面)、鉛直変位計も同断面位置に計 11 ヶ所 (S-A 断

Table 5 List of specimens

Name	No.	L	n_y	$n_y \lambda_{c0}^2$	N_t	M_{pc}	θ_{pc}
B125bt21ny020L2800	1	2800	0.20	0.132	220.2	46.06	0.0166
B125bt21ny030L2800	2		0.30	0.198	330.2	42.70	0.0156
B125bt21ny040L2800	3		0.40	0.264	440.3	37.99	0.0140
B125bt21ny050L2800	4		0.50	0.330	550.4	31.98	0.0120
B125bt21ny020L3200	5	3200	0.20	0.173	220.2	46.06	0.0191
B125bt21ny030L3200	6		0.30	0.259	330.2	42.70	0.0180
B125bt21ny040L3200	7		0.40	0.345	440.3	37.99	0.0163
B125bt21ny030L3600	8		0.30	0.328	330.2	42.70	0.0205
B125bt21ny040L3600	9	3600	0.40	0.437	440.3	37.99	0.0186
B125bt21ny030L4200	10		0.30	0.446	330.2	42.70	0.0245
B125bt21ny040L4200	11		0.40	0.594	440.3	37.99	0.0224

n_y : Compressive axial force ratio, N_t : Target compressive axial force [kN], M_{pc} : Full plastic bending moment considering the effect of compressive axial force [kN·m], θ_{pc} : Elastic rotation corresponding to M_{pc} [rad]

面, S-B 断面, S-C 断面, ..., S-K 断面) 設置し, 曲げ面内・面外の変位方向の変位履歴が計測できるようにした。柱の両端部には材端の回転角を計測するため, 柱端部に 2ヶ所ずつ変位計を設置した。また, 載荷中の材長方向歪分布が計測できるように Fig.1 に示す位置に歪ゲージを貼付した (G-A 点, G-B 点, G-C 点, ..., G-K 点)。冷間成形角形鋼管の STKR400 には製造工程上, シーム溶接が平板部の 1 平面に生じる。シーム溶接部の鋼材特性は平板部の鋼材特性と異なることが報告されている^{22), 23)}。したがって, 本論文ではシーム溶接部が角形鋼管柱の最大曲げモーメント・塑性変形能力に与える影響を小さくするため, 試験体は側面 A (シーム溶接面) が上面となるように設置し, 側面 A および側面 C をウェブ, 側面 B および側面 D をフランジと定義する。載荷は Table 5 に示す目標とする導入軸方向圧縮力 N_i を試験体に導入した後, Fig.6(a) に示す柱の両材端に x 軸まわりの逆対称曲げモーメントを加えた。軸方向圧縮力はリニアシステムにより柱材軸方向に水平移動可能な装置側から 1000kN ジャッキを用いて, 目標とする軸方向圧縮力 N_i が常に一定に保たれるように自動制御により載荷を行った。荷重は軸方向力載荷点に設置したロードセルにより計測した。なお, 軸方向力載荷時には図心位置と載荷軸が一致し, 偏心が生じないように歪ゲージの値を読み取り, 試験体位置を調整した。逆対称曲げモーメントはセンターホールジャッキを用いて, Fig.6(b) に示すように載荷梁に緊結した PC 鋼棒で偶力 P として導入し, ロードセルにより計測した PC 鋼棒の張力と偶力間距離 (1000mm) により曲げモーメントを算出した。逆対称曲げモーメントを実現するため, 両端のセンターホールジャッキには常に等しい荷重 P が作用する機構とした。両端の支持条件はピン支承とローラー支承であり, 回転軸は x 軸まわりの回転のみを許容している。両端に設置したピン治具は摩擦による抵抗を限りなく小さくするた

め, 凹面と凸面の間に複数のニードルベアリングを配置し, 軸方向力作用時も回転に追従できるように支持されている。その回転中心は, Fig.6(a) に示すように, 試験体エンドプレートとピン治具が接触する位置となるように設計されている。なお, この実験装置を検証する実験を佐藤・小野ら²⁴⁾が実施しており, 実験装置の実用性が確認されている。本実験も同じ実験装置を使用していることから, 境界条件は正しく再現できていると言える。載荷は試験体が軸方向圧縮力を保持できなくなるまで, または, ピン治具の最大ストローク (0.30rad 程度) に到達するまで実験を行った。

3. 実験結果

3.1. 載荷点での曲げモーメント - 回転角関係

Table 6 に実験結果一覧を, Fig.7 に両端の載荷点での曲げモーメント - 回転角関係を示す。縦軸の M はロードセルにより算出された作用曲げモーメントを, 横軸の θ は材端回転角である。実線は Fig.6 に示す East 側での曲げモーメント - 回転角関係, 破線は Fig.6 に示す West 側での曲げモーメント - 回転角関係である。Fig.8 は Fig.7 の縦軸を M_{pc} により無次元化し, 横軸を θ_{pc} により無次元化した結果である。材端回転角は最大曲げモーメント以降で, East 側または West 側の一方方向で進行していくため, Fig.8 には材端回転角が進行した側の曲げモーメント - 回転角関係を示している。Fig.8 中に示す一点鎖線は計算により求めた初期弾性剛性を示す直線であり, Fig.7 および Fig.8 に示す各曲線の番号は Table 6 に記載した試験体番号である。Fig.9 には West 側から撮影した載荷終了後の試験体の変形状を示す。Table 6 に示した C.M. は本実験で確認された 3 種類の試験体の崩壊形式であり, L は片側の曲げモーメント載荷点付近に発生した局部座屈により載荷点の最大曲げモーメントおよび変形能力が決定された試験体 (以後, C.M.: L と称す) を, $P\delta$ は 3.5 節で後述する $P\delta$ モーメントにより載荷点での最大曲げモーメントおよび変形能力が決定され, その後, 局部座屈が生じることがなく部材の曲げ面内の変形が一方方向に進行し, 載荷点から 0.3L 程度離れた位置の曲げ面内変位が最大となった試験体 (以後, C.M.: $P\delta$ と称す) を, $P\delta+L$ は $P\delta$ モーメントによる変形で載荷点での最大曲げモーメントが決定され, その後, $P\delta$ モーメントの影響により生じる曲げ面内の最大変位位置に顕著な局部座屈変形が生じ, 変形能力が決定された試験体 (以後, C.M.: $P\delta+L$ と称す) を意味する。なお, 崩壊形式の分類は載荷中に観察された試験体の挙動, 3.3 節で述べる試験体に貼付した歪ゲージから得た材長方向の歪分布, 3.4 節で述べる曲げ面内の変位履歴, 3.5 節で

Fig.6 Boundary condition and test set-up

述べる $P\delta$ モーメントについての考察に基づいて行った。Fig.8 に示す ∇ 印は局部座屈の発生が確認された時を示している。なお、局部座屈は目視により判定した。Table 6 に示す θ_u は载荷点の曲げモーメントが最大曲げモーメント M_{max} に至り、変形を伴い耐力劣化をはじめ、(8) 式に到達した時の材端回転角であり、この時の曲げモーメントを変形能力評価時曲げモーメント M_u とする。

$$M_u = \max(0.90M_{max}, M_{pc}) \quad (8)$$

C.M.:L となる試験体は最大曲げモーメント到達と同時に、East 側または West 側の曲げモーメント载荷点付近の圧縮側フランジ面に局部座屈が生じた。Fig.10(a) に载荷終了時の局部座屈変形状の様子を示す。局部座屈が生じた側の曲げモーメント - 回転角関係においては、最大曲げモーメント後、材端回転角の増進に伴い耐力が急激に低下した。その後の载荷により、柱端部付近の局部座屈が進展し、耐力

Table 6 Test results

Name	No.	M_{max}	M_{max}/M_{pc}	θ_{max}	θ_u	θ_u/θ_{pc}	C.M.
B125bt21ny020L2800	1	54.15	1.176	0.0583	0.0769	4.63	L
B125bt21ny030L2800	2	49.59	1.161	0.0652	0.0813	5.22	L
B125bt21ny040L2800	3	42.50	1.119	0.0738	0.0965	6.88	$P\delta+L$
B125bt21ny050L2800	4	34.65	1.084	0.0536	0.0830	6.95	$P\delta$
B125bt21ny020L3200	5	53.54	1.162	0.0669	0.0865	4.52	L
B125bt21ny030L3200	6	47.71	1.117	0.0707	0.0847	4.71	L
B125bt21ny040L3200	7	41.08	1.081	0.0651	0.1126	6.93	$P\delta$
B125bt21ny030L3600	8	52.60	1.232	0.1013	0.0123	6.02	$P\delta+L$
B125bt21ny040L3600	9	42.58	1.121	0.0683	0.0116	6.21	$P\delta$
B125bt21ny030L4200	10	45.17	1.058	0.0750	0.0120	4.92	$P\delta$
B125bt21ny040L4200	11	34.92	0.9191	0.0586	0.0588	2.26	$P\delta$

M_{max} : Maximum bending moment [kN·m], θ_{max} : Rotation at the maximum bending moment [rad], θ_u : Ultimate rotation [rad], C.M.: Collapse mode

(a) B125bt21ny020L2800 (No. 1) (b) B125bt21ny040L2800 (No. 3)
Fig. 10 Local buckling deformation around the loading point

劣化勾配はゆるやかな曲線となった。一方で、局部座屈が生じない側の曲げモーメント-回転角関係においては、耐力の低下に伴い回転角が減退した。耐力低下時の曲線の勾配は初期剛性と同程度であった。C.M.: $P\delta+L$ となる試験体では、荷点での曲げモーメントが最大曲げモーメント付近に達すると、片側の材端回転角のみが増進し、もう一方の荷点では材端回転角が停滞した。荷点での曲げモーメントが最大に至り耐力が低下し始めると、曲げ面内の最大変位位置の圧縮側フランジ面に局部座屈が生じた。Fig.10(b)に荷点終了時の局部座屈変形状の様子を示す。回転角が進行し局部座屈が生じた側の曲げモーメント-回転角関係においては、耐力の急激な低下に伴い局部座屈が進展し、材端回転角が増進した。一方で、局部座屈が生じない側の曲げモーメント-回転角関係においては、耐力の低下に伴い材端回転角が減退した。耐力低下時の曲線の勾配は初期剛性と同程度であった。C.M.: $P\delta$ となる試験体では、荷点での曲げモーメントが最大曲げモーメント付近に達すると、片側の材端回転角のみが増進し、もう一方の荷点では回転角が停滞した。荷点での曲げモーメントが最大に至り耐力が低下し始めると、材端回転角が増進した側の曲げモーメント-回転角関係においては、荷点から0.3L程度離れた位置での曲げ面内変位が最大となる変形を伴い、耐力低下勾配が連続的に低下し、局部座屈が発生することなく耐力を完全に喪失した。一方で、他方の曲げモーメント-回転角関係においては、耐力の低下に伴い回転角が減退した。耐力減退時の曲線の勾配は初期剛性の60%程度の緩やかな勾配であった。

Table 6, Fig.7 および Fig.8 に示すように、同一材長の試験体において、軸力比（軸方向圧縮力）が増大すると $P\delta$ モーメントの影響が大きくなるため、崩壊形式は局部座屈による崩壊形式から $P\delta$ モーメントによる崩壊形式へと変化する。また、軸力比の増大に伴い最大曲げモーメント $M_{\max}$ は低下する。同一軸力比の試験体において、材長が長くなると構面内の曲げ面内の変位量も増大するため、 $P\delta$ モーメントによる曲げ面内の変形が卓越し、崩壊形式を決定する変形状が局部座屈から $P\delta$ モーメントによる曲げ面内の変形へと変化する。

3.2. 実験結果と LSD 指針の耐力式・軸力比と細長比による制限との対応

本節では実験により得られた荷点での最大曲げモーメント $M_{\max}$ と LSD 指針に示された耐力式との対応を確認する。また、実験により得られた塑性変形能力・変形状についての考察を行う。

LSD 指針において、終局限界状態設計での角形鋼管柱の設計耐力は、全塑性限界状態、曲げ圧縮限界状態、曲げ引張限界状態および局部座屈限界状態のうち最も小さい値としている¹⁾。ただし、C-1 区分に属する角形鋼管柱の設計耐力は全塑性限界耐力により決定する

としている¹⁾。本研究で使用した No.1, No.2 および No.5 の試験体は C-1 区分に属することから (2.1 節参照)、次の全塑性限界耐力式が適用される。

$$\frac{N}{\phi_p N_y} \leq 0.15 \text{ のとき} \quad \frac{M}{\phi_p M_p} \leq 1.0 \quad (9.a)$$

$$\frac{N}{\phi_p N_y} > 0.15 \text{ のとき} \quad \frac{N}{\phi_p N_y} + 0.85 \frac{M}{\phi_p M_p} \leq 1.0 \quad (9.b)$$

本論文では全塑性耐力に関わる耐力係数 ϕ_p を 1.0 として、実験より得られた荷点での最大曲げモーメントとの比較を行う。Fig.11(a) に軸方向力を考慮した全塑性モーメント M_{pc} ((7) 式)²¹⁾ と実験で得られた最大曲げモーメント $M_{\max}$ の対応を、Fig.11(b) に全塑性限界耐力式 (9) 式と実験で得られた最大曲げモーメント $M_{\max}$ の対応を示す。Fig.11 中の番号は試験体番号である。Fig.11(a) に示すように、No.11 の試験体を除く、柱材端に初期降伏が生じる条件式 (5) の領域内に存在する試験体は、全塑性モーメント M_{pc} を上回ることが確認された。柱材端に初期降伏が生じる条件式 (5) の領域外に存在する No.11 の試験体は、全塑性モーメント M_{pc} に到達しない。一方で、Fig.11(b) に示すように、本論文で扱った試験体の最大曲げモーメントは LSD 指針の全塑性限界耐力式を上回る結果であった。

縦軸を塑性変形能力 R とし、横軸に軸力比 n_y に曲げ面内細長比 λ_{c0} の平方を乗じた値 ($n_y \lambda_{c0}^2$) とした結果を Fig.12 に示す。Fig.12 中の番号は試験体番号である。塑性変形能力 R の算定式を以下に示す。

$$R = \theta_u / \theta_{pc} - 1 \quad (10)$$

Fig.12 より、制限式 (2) を満足する試験体 (No.1, No.2, No.5) は局部座屈により塑性変形能力 R が決定された。本実験で使用した幅厚比 $B/t = 21.7$ の試験体では、局部座屈により決定される塑性変形能力 R は $R = 3.5$ 程度となった。前述したように、LSD 指針では一端曲げを受ける柱に対して、制限式 (2) を満たすことで柱材端に塑性ヒンジを形成し、塑性変形能力 $R = 3 \sim 5$ 以上が確保できるとしているが、

(a) Comparison with Eq. 5 (b) Comparison with Eq. 7
Fig. 11 Comparison between test results and Eq. 5 or Eq. 7

Fig. 12 Plastic deformation capacity R ($\kappa=1.0$)

逆対称曲げを受ける柱に対しては、制限式 (2) を満たすことで担保できる塑性変形能力の具体的な数値を示していない。Fig.12 に示すように、 $n_y \lambda_{c0}^2$ の値が 0.25 より大きい範囲では $P\delta$ モーメントによる影響で塑性変形能力が決定されることが確認でき、 $n_y \lambda_{c0}^2$ の値が 0.45 以下であれば $R=3$ 以上を確保することができた。筆者らは文献 19) において、軸方向圧縮力と一端単調曲げモーメントを受ける角形鋼管柱で $P\delta$ モーメントによる影響で塑性変形能力が決定される場合は、塑性変形能力 R と $n_y \lambda_{c0}^2$ には線形の関係があると報告している。そこで、本研究で実施した軸方向圧縮力と単調逆対称曲げモーメントを受ける角形鋼管柱において、 $P\delta$ モーメントによる影響で塑性変形能力が決定される場合（凡例：○，△）について、塑性変形能力と $n_y \lambda_{c0}^2$ の関係を線形関数を用いて回帰分析した。その結果を Fig.12 に示す。図中の破線で示した回帰式を以下に示す。

$$R = -13n_y \lambda_{c0}^2 + 9.92 \quad (11)$$

回帰分析の結果、相関係数は -0.6071 となり、負の相関が認められた。

軸方向圧縮力と曲げモーメントを受ける角形鋼管柱の塑性変形能力は $P\delta$ モーメントにより決定される塑性変形能力と局部座屈により決定される塑性変形能力の小さい方で決まるといえ、局部座屈で決定される塑性変形能力の定量的な評価も重要と言える。したがって、五十嵐により提案された軸方向圧縮力を陽に考慮した W_F による幅厚比区分²⁵⁾ のような、局部座屈により塑性変形能力が決定される場合の評価方法が角形鋼管においても必要であると考えられる。

3.3. 軸力比と細長比の組合せが部材の歪分布に与える影響

Fig.13 に崩壊形式毎の歪分布の特徴の差が最も大きく表れた材長方向歪分布の変化履歴を示す。ここでは材端回転角が進行した側の圧縮フランジ面の歪を示し、歪を計測した時の曲げモーメント - 回転角を▽の凡例により示している。計測を行った荷重は M_{pc} 到達時、 M_{max} 到達時、 M_u 到達時、 $0.80M_{max}$ 到達時、 $0.60M_{max}$ 到達時、・・・である。Fig.13(a) は C.M.:L となる試験体を、Fig.13(b) は C.M.: $P\delta$ +L となる試験体を、Fig.13(c) は C.M.: $P\delta$ となる試験体を示している。

Fig.13(a) に示す C.M.:L となる試験体では、 M_{pc} 到達時から M_{max} 到達時まで中央部の歪は小さく、両荷重点に近づくほど歪は進行する。曲げモーメント荷重点付近の圧縮側フランジ面に局部座屈が生じると、局部座屈が生じた側の回転角のみが増進するため、局部座屈が生じた側の歪が局部的に進行する。Fig.13(b) に示す C.M.: $P\delta$ +L となる試験体では、 M_{pc} 到達時まで中央部の歪は小さく、両荷重点に近づくほど歪は進行する。 M_{max} 到達以降は片側の圧縮側フランジ面に局部座屈が生じるため、局部座屈が生じた側の回転角のみが増進し、局部座屈が生じた側の荷重点から 0.2L 程度離れた領域の歪が進行する。Fig.13(c) に示す C.M.: $P\delta$ となる試験体では、曲げモーメント荷重開始から試験体が軸方向圧縮力を保持できなくなるまで、面内の曲げ変形が進行する側の歪が進行し、歪が進行する領域は面内の曲げ変形が進行する側の荷重点から 0.3L 程度離れた領域である。歪の大きさは面内の曲げ変形が進行する側の荷重点付近が大きく、他端に近づ

(a) B125bt21ny020L2800

(b) B125bt21ny030L3600

(c) B125bt21ny040L3200

Fig. 13 Strain distribution in the longitudinal direction

(a) B125bt21ny020L2800

(b) B125bt21ny030L3600

(c) B125bt21ny040L3200

Fig. 14 In-plane deformation

くほど小さくなる。

なお、Fig.13 に示していない試験体においても、同様の崩壊形式毎の歪分布の特徴が確認された。

3. 4. 軸力比と細長比の組合せが柱の変形状に与える影響

Fig.14 に各水平変位計計測位置での図心の曲げ面内の変位履歴を示す。図心の変位履歴を計測した荷重は Fig.13 と同様の荷重とした。Fig.14(a) は C.M.:L となる試験体を、Fig.14(b) は C.M.:Pδ+L となる試験体を、Fig.14(c) は C.M.:Pδ となる試験体を示している。

Fig.14(a) に示すように C.M.:L となる試験体では、片側の曲げモーメント荷重点付近に局部座屈が発生するため、材端回転角が進行しても局部座屈発生領域での変形のみが増大し、荷重終了時の曲げ面内の最大変形量は 20mm 程度となる。したがって、Fig.9(a),(b),(c),(f) に示す変形状のように、試験体は荷重後も局部座屈領域以外はほとんど曲げ変形が生じない。Fig.14(b) に示す C.M.:Pδ+L となる試験体では、 M_{pc} 到達後、曲げ面内の変形が一方に偏り始める。その後の荷重において片側の圧縮側フランジ面に局部座屈が生じ、曲げ面内の変形が一方に進行した。Fig.14(c) に示す C.M.:Pδ となる試験体では、 M_{pc} 到達後から試験体が軸方向圧縮力を保持できなくなるまで、曲げ面内の変形が一方に偏り、荷重点の回転角が増進した側での曲げ面内の変位が進行する。変形の進行に伴い、Pδ 効果による付加曲げモーメントが増大し、耐力低下勾配が連続的に低下したと考えられる。なお、Pδ 効果による付加曲げモーメント (Pδ モーメント) については、3.5 節において詳しく説明する。また、いずれの崩壊形式においても断面のねじれや曲げ面外への変形の進行は確認されなかった。

なお、Fig.14 に示していない試験体においても、同様の崩壊形式毎の変形状の特徴が確認された。

3. 5. 軸力比と細長比の組合せが P δ モーメントに与える影響

Fig.15 に荷重点での曲げモーメント - 回転角関係と、水平変位計測位置における Pδ モーメント - 荷重点での回転角関係との比較を示す。Pδ モーメントは水平変位計位置において計測された水平変位の値に導入軸方向圧縮力 N_i を乗じて求めた値である。以下に、Pδ モーメントの算定式を示す。

$$M = N_i \cdot \delta_i \quad (12)$$

(12) 式中の下付き文字 i は変位計計測位置を意味し、Fig.15 中の英字は、Fig.1 に示す変位計計測位置を意味する ($i = S-B$ 断面, S-D 断面, ..., S-J 断面)。Fig.15(a) は C.M.:L となる試験体を、Fig.15(b) は C.M.:Pδ+L となる試験体を、Fig.15(c) は C.M.:Pδ となる試験体を示している。

Fig.15(a) に示す C.M.:L となる試験体では、最大曲げモーメントに至るまで Pδ モーメントの絶対値が上昇する。最大曲げモーメント後は計測位置によらず Pδ モーメントの絶対値はほとんど同じ値となり、材端回転角が進行しても Pδ モーメントはほとんど増大しないことが確認できる。これは、片側の材端に局部座屈が発生し、局部座屈発生領域以外での曲げ面内の変形が進行せず、その絶対量も小さかったことが要因である (Fig.14(a) 参照)。Fig.15(b) に示す C.M.:Pδ+L となる試験体では材端回転角の増大に伴い Pδ モーメントの絶対値が増大し、その上昇率も C.M.:L となる試験体より大きい。片側の圧縮側フランジ面に局部座屈が発生した後は、曲げ面内の変形が一方に進行したため、Pδ モーメントも一方に集中した。Fig.15(c) に示す

C.M.:Pδ となる試験体では回転角の進行に伴い、回転角が増進した荷重点から 0.3L 程度離れた位置での曲げ面内の変位が進行するため、この最大変形位置近傍で Pδ モーメントが大きく増大する。この Pδ 効果により、最大曲げモーメント後の曲げ面内の変位が大きく進行し、急激な耐力低下を引き起こしたと考えられる。

Fig.16 に柱の図心軸に生じる材長方向の曲げモーメント分布を示す。Fig.16 に示す曲げモーメント分布は、荷重点で作用させた逆対称曲げモーメント (東側: M_{lp_East} , 西側: M_{lp_West} , 本論文では文献 21) に倣い一次モーメントと呼ぶ) と Pδ 効果による付加曲げモーメントを足し合わせることで算出した (以後、足し合わせた曲げモーメントを合算曲げモーメントと称す)。一次モーメントは East 側の荷重点で計測された曲げモーメント M_{lp_East} と West 側の荷重点で計測された曲げモーメント M_{lp_West} を逆対称曲げに直線分布させた。太実線は最大曲げモーメント到達時の一次モーメントと合算曲げモーメントであり、細破線は変形能力評価時の一次モーメントと合算曲げモーメントである。(13) 式に合算曲げモーメントの算定式を示す。

$$M = (|M_{lp_East}| + |M_{lp_West}|) \frac{z}{L} - |M_{lp_West}| + N_i \cdot \delta_i \quad (13)$$

(13) 式中の下付き文字 i は、Fig.1 に示す変位計計測位置を意味する (i

Fig. 15 Comparison between end bending moment and Pδ moment in the longitudinal direction

Table 7 Comparison between combined moment and $M_{\max}$ or M_u

Name	No	C.M.	$M_{\max}$	S-i	$M_i/M_{\max}$	M_u	S-i	M_i/M_u
B125bt21ny020L2800	1	L	54.15	S-K	0.831	48.73	S-K	0.860
B125bt21ny030L2800	2	L	49.59	S-K	0.860	44.63	S-K	0.874
B125bt21ny040L2800	3	$P\delta+L$	42.50	S-K	0.931	38.25	S-K	0.989
B125bt21ny050L2800	4	$P\delta$	34.65	S-K	0.958	31.98	S-K	1.10
B125bt21ny020L3200	5	L	53.54	S-K	0.872	48.19	S-K	0.906
B125bt21ny030L3200	6	L	47.71	S-K	0.904	42.94	S-K	0.932
B125bt21ny040L3200	7	$P\delta$	41.08	S-A	0.948	37.99	S-A	1.080
B125bt21ny030L3600	8	$P\delta+L$	52.60	S-A	0.946	47.34	S-A	0.973
B125bt21ny040L3600	9	$P\delta$	42.58	S-A	0.975	38.32	S-B	1.140
B125bt21ny030L4200	10	$P\delta$	45.17	S-K	0.988	42.70	S-K	1.094
B125bt21ny040L4200	11	$P\delta$	34.92	S-A	1.034	37.99	S-C	1.061

= S-A 断面, S-B 断面, ..., S-K 断面). Table 7 に載荷点で計測された最大曲げモーメント $M_{\max}$ に対する合算曲げモーメントの最大値の比率 $M_i/M_{\max}$, 変形能力評価時曲げモーメント M_u に対する変形能力時の合算曲げモーメントの最大値の比率 M_i/M_u を示す. また, その計測位置を Table 7 に示している. 載荷点で計測された最大曲げモーメント $M_{\max}$ に対する合算曲げモーメントの最大値の比率 $M_i/M_{\max}$ は既往の研究で示されるモーメント拡大係数^{14), 25)}に相当し, 各指針の軸方向力と曲げモーメントの耐力相関式に組み込まれている^{1)~3)}. Fig.16(a) は C.M.:L となる試験体を, Fig.16(b) は C.M.: $P\delta+L$ となる試験体を, Fig.16(c) は C.M.: $P\delta$ となる試験体を示している.

Fig.16(a) に示す C.M.:L となる試験体では材端付近に局部座屈が生じ, 曲げ面内の変形がほとんど進行しないため, $P\delta$ 効果による付加曲げモーメントの割合は小さく, 柱材端の最大曲げモーメントに対する合算曲げモーメントの最大値の比率 $M_i/M_{\max}$ は 0.85 程度に留まる. 変形能力評価時に生じる合算曲げモーメントにおいてもその比率は 0.90 程度に留まり, 材端の曲げモーメントが最大となる. Fig.16(b) に示す C.M.: $P\delta+L$ となる試験体では $P\delta$ 効果による付加曲げモーメントの影響が大きくなり, 柱材端の最大曲げモーメントに対する合算曲げモーメントの最大値の比率 $M_i/M_{\max}$ は 0.95 程度になる. 変形能力評価時には $P\delta$ モーメントの影響が大きくなるため, 合算曲げモーメントの比率は 1.0 に近くなる. Fig.16(c) に示す C.M.: $P\delta$ となる試験体では最大曲げモーメント時において, $P\delta$ 効果による付加曲げモーメントの割合が 1.0 程度と高い値となり, 柱部材内の曲げモーメントが大きく, 最大曲げモーメント到達直後に急激な耐力低下が生じる. 変形能力評価時には, 最大曲げモーメント時と比較し, 柱部材内の合算曲げモーメントはさらに増大するため, 軸方向圧縮力を保持できなくなる.

なお, Fig.15 および Fig.16 に示していない試験体においても, 同様の崩壊形式毎の材長方向の曲げモーメント分布の特徴および曲げモーメント拡大係数 $M_i/M_{\max}$ の特徴が確認された.

LSD 指針では, $P\delta$ モーメントの影響により最大曲げモーメントが材端に生じない場合について, 材端曲げモーメントに $P\delta$ モーメントを考慮する係数 (モーメント拡大係数^{14), 26)}) を乗じることで柱に生じる最大曲げモーメントを評価する方法を採用している. $P\delta$ モーメントを考慮するモーメント拡大係数 ϕ は以下の式が適用されている.

$$n_y \cdot \lambda_{c0}^2 \leq 0.25(1+\kappa) \text{ のとき } \phi = 1.0 \quad (14.a)$$

$$n_y \cdot \lambda_{c0}^2 > 0.25(1+\kappa) \text{ のとき } \phi = \frac{1-0.5(1+\kappa) \cdot \sqrt{N/N_0}}{1-N/N_0} \quad (14.b)$$

ここで, N_0 は材長 L を座屈長さとする柱のオイラー座屈耐力であ

る ($=\pi^2 EI/L^2$). 材端に初期降伏が生じる条件式 (2) を満たす柱は (14.a) 式が適用され, それ以外の柱は (14.b) 式より求まる 1.0 以上¹⁴⁾ の値を乗じることになる. No.11 を除く試験体は柱材端に初期降伏が生じる領域内に存在することから, モーメント拡大係数 ϕ は 1.0 となり部材の最大曲げモーメント位置が材端となる. すなわち, 柱耐力は材端曲げモーメントが軸方向圧縮力を考慮した全塑性モーメント M_{pc} に達することで決まることになる. このことは, Fig. 10 で示したように, 材端での最大曲げモーメントが (9) 式で示した全塑性限界耐力式¹⁾を超えた結果と一致する. また, Fig.16 および Table 7 で示したように, 載荷点で計測された最大曲げモーメント $M_{\max}$ に対する合算曲げモーメントの比率 $M_i/M_{\max}$ は C.M.:L となる試験体と C.M.: $P\delta+L$ となる試験体では 1.0 より小さな値となる. すなわち, 材端での曲げモーメントが最大となり, (14) 式と一致する. C.M.: $P\delta$ となる試験体では, $M_i/M_{\max}$ の値は最大曲げモーメント時において 1.0 程度の値であり, (14) 式と一致するが, 変形能力評価時には 1.0 を超える値となる.

軸方向圧縮力と逆対称曲げモーメント ($\kappa=1.0$) を受ける角形鋼管柱に対し, LSD 指針では制限式 (2) を満足することで担保することができる塑性変形能力の値を示していない. Fig.12 で示したように, $n_y \cdot \lambda_{c0}^2$ の値が 0.45 以下の角形鋼管柱, すなわち, 制限式 (2) が規定する $n_y \cdot \lambda_{c0}^2$ の値で 0.20 以上の角形鋼管柱であっても, 塑性変形能力 $R=3$ 以上を確保することが本研究により明らかとなった. しかし, $n_y \cdot \lambda_{c0}^2$ の値が 0.25 以上の角形鋼管柱では崩壊形式が $P\delta$ モーメントで決定され, 材端での初期降伏後, 曲げ面内の曲げ変形により崩壊形式が決定されるため, 設計で想定する材端での塑性ヒンジの変形による崩壊機構が形成されない結果となった (Fig. 9 参照). 設計では, 全塑性モーメントに到達した材端部で塑性ヒンジが形成され, 塑性変形が進行することで終局状態に至ることを意図していることから, $P\delta$ モーメントにより柱材端から離れた位置が最大曲げモーメントとなる崩壊形式は避けるべきと言える. 本論文で実施した単調逆対称曲げ実験の結果の範囲では, $n_y \cdot \lambda_{c0}^2$ が 0.25 以下であれば, 曲げ面内の曲げ変形による崩壊形式は生じず, 材端付近に塑性変形が集中する崩壊形式を確保できている, 変形性状の観点から考察すると, LSD 指針の制限は適当であると言える.

4. まとめ

本論文では軸方向圧縮力と単調逆対称曲げモーメントを受ける角形鋼管柱の実験を行い, 軸力比, 細長比が角形鋼管柱の最大曲げモーメント, 塑性変形能力, 変形性状に与える影響を考察した. 以下に結論をまとめる.

- 1) 載荷中に観察された試験体の挙動, 試験体に貼付した歪ゲージから得た材長方向の歪分布, 曲げ面内の変位履歴, $P\delta$ モーメントについての考察に基づいて分類を行った柱の崩壊形式として, 次の 3 つの変形性状が確認された.
 - i) 片側の曲げモーメント載荷点付近に発生した局部座屈により載荷点の最大曲げモーメントおよび変形能力が決定された崩壊形式
 - ii) $P\delta$ モーメントによる変形で載荷点での最大曲げモーメントが決定され, その後, $P\delta$ モーメントの影響により生じる曲げ面内の最大変位位置に顕著な局部座屈変形が生じ, 変形能力が決定された崩壊形式

- iii) $P\delta$ モーメントにより荷重点での最大曲げモーメントおよび変形能力が決定され、その後、局部座屈が生じることがなく部材の曲げ面内の変形が一方方向に進行し、荷重点から $0.3L$ 程度離れた位置の曲げ面内変位が最大となった崩壊形式
- 2) $n_y \lambda_{c0}^2$ (軸力比 n_y と曲げ面内細長比 λ_{c0} の平方の積) の値が 0.25 より大きい範囲では $P\delta$ モーメントによる影響で塑性変形能力が決定された。塑性変形能力 R と $n_y \lambda_{c0}^2$ には負の相関があり、相関係数は -0.6071 であった。 $n_y \lambda_{c0}^2$ が 0.25 以下であれば、柱材端付近に塑性変形が集中した。本実験で使用した幅厚比 $B/t = 21.7$ の試験体では、局部座屈により決定される塑性変形能力 R は $R = 3.5$ 程度を確保することができた。
- 3) 軸方向圧縮力と曲げモーメントを受ける角形鋼管柱の塑性変形能力は $P\delta$ モーメントにより決定される塑性変形能力と局部座屈により決定される塑性変形能力の小さい方で決まるといえ、局部座屈で決定される塑性変形能力の定量的な評価も重要と言える。
- 4) 軸力比と細長比の組み合わせによっては、LSD 指針が塑性ヒンジを形成する柱に対して定める制限の領域外に存在する柱であっても、塑性変形能力 $R = 3$ 程度を確保することができる。しかし、崩壊形式が $P\delta$ モーメントで決定される柱は、曲げ面内の曲げ変形によって崩壊が決定されるため、設計で柱に想定する崩壊形式とは異なることが確認された。柱材端付近に塑性変形が集中する崩壊形式を確保するためには、本実験の範囲では LSD 指針の制限が適当と言える。

謝辞

本研究の一部は科学研究費補助金・基盤研究 (C) (課題番号 15K06291, 代表研究者: 佐藤篤司) を受けて行ったものであります。付して感謝の意を表します。

参考文献

- 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説，2010.2
- 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針，2010.2
- 日本建築学会：鋼構造座屈設計指針，2009.11
- 日本建築学会：鋼構造設計規準 - 許容応力度設計法 -，2005.9
- 岡信行，中島正愛，辻文三：サイドスウェーをともなう鉄骨柱材における $P-\Delta$ 効果の評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，C，構造 II，pp.1345-1346，1993.9
- 津田恵吾：節点移動のある均等な骨組の柱材の実用座屈長さ評価式，日本建築学会構造系論文集，第 545 号，pp.151-155，2001.7
- 井上一郎，吹田啓一郎： $P-\Delta$ 効果による柱の付加曲げモーメント，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造 III，pp.759-760，2008.9
- 蘇鐘，佐藤篤司，吹田啓一郎：地震時に鋼柱に作用する $P-\Delta$ モーメントの簡易予想，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造 - III，pp.683-684，2009.7
- 山崎真司：複曲率曲げを受ける鋼柱の塑性変形能力，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造 - III，pp. 833-834，2004.7
- 山田稔，辻文三，徳田京誠：複曲率曲げを受ける角形鋼管柱の弾塑性変形挙動および崩壊性状に関する研究 I 一方向荷重 $N=1/3N_y$ ，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp. 1923-1924，1982.8
- 津田恵吾，松井千秋：一定軸力下で水平力を受ける角形鋼管柱の耐力，日本建築学会構造系論文集，第 512 号，pp.149-156，1998.10
- 三谷勲，松井千秋，津田恵吾：角形鋼管柱の塑性変形能力評価式，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.1299-1300，1984.9
- 早坂昌彦，中野達也，増田浩志：軸力と曲げを受ける角形鋼管柱の力学性能に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造 III，pp.647-648，2007.8
- 津田恵吾，城戸将江：完全弾塑性型の応力 - ひずみ関係よりなる角形鋼管柱の終局耐力評価について，日本建築学会構造系論文集，第 80 巻，第 718 号，pp.1981-1990，2015.12
- 佐藤篤司：圧縮軸力と強軸まわりに曲げモーメントを受ける H 形鋼断面柱の曲げ面内挙動，日本建築学会研究報告九州支部，1. 構造系 (55)，pp.361-364，2016.3
- 鈴木敏郎，小野徹郎，加藤征宏：圧縮と曲げを受ける柱の変形能力に関する実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.1009-1010，1976.8
- 鈴木敏郎，小野徹郎：圧縮と曲げを受ける鉄骨 H 形断面柱の塑性変形能力に関する研究 その 1，日本建築学会論文報告集，第 292 号，pp.23-29，1980.6
- 石田交広，小野徹郎，野元寛：実験データに基づく鉄骨曲げ柱の設計規範に関する一考察，日本建築学会大会学術講演梗概集，C，構造 II，pp.1287-1288，1989.10
- 山田風人，三井和也，佐藤篤司：圧縮軸力と曲げモーメントを受ける角形鋼管柱に関する研究，その 1: 一端単調曲げ実験，その 2: 実験結果の考察，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造 - III，pp.1011-1014，2016.8
- 樋口満，金子洋文，原田宏一，森田耕次：ノンダイヤフラム形式のコンクリート充填円形鋼管柱・柱フランジ接合部の局部引張耐力に関する研究 - その 1 - 降伏線理論による接合部局部耐力評価，日本建築学会構造系論文集，第 536 号，pp.177-184，2000.10
- 井上一郎，吹田啓一郎：建築鋼構造 - その理論と設計 -，鹿島出版，2010.2
- 伊藤綾那，清水信孝，佐藤圭一，河合良道：軸力の方向に応じた機械的特性を考慮した円形鋼管の有限要素解析，鋼構造年次論文報告集，第 23 巻，pp. 446-451，2015.11
- 佐藤公亮，五十嵐規矩夫：初期不整が冷間成形角形鋼管部材の大変形挙動に与える影響，構造工学論文集，Vol.60B，pp. 327-334，2014.3
- 山田隼地，佐藤篤司，小野徹郎：軸力と曲げモーメントを受ける鋼柱の座屈実験装置，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造 - III，pp.549-550，2015.9
- 五十嵐規矩夫，長谷川龍太：新規幅厚比指標による H 形断面柱の局部座屈耐力および塑性変形能力評価 その 2 新規幅厚比指標による軸力を考慮した部材性能評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 - III，pp.1219-1220，2013.8
- 日本建築学会：鋼構造物の座屈に関する諸問題 2013，2013.6

EXPERIMENTAL STUDY ON SQUARE STEEL TUBULAR COLUMNS UNDER COMPRESSIVE AXIAL FORCE WITH MONOTONIC ANTISYMMETRIC BENDING MOMENT

Atsushi SATO and Kazuya MITSUI***

* Assoc. Prof., Graduate School of Engineering, Nagoya Institute of Technology, Dr.Eng.

** Doctoral Student, Dept. of Scientific and Engineering Simulation, Nagoya Institute of Technology

In Japan, square steel tubular columns are widely used. When the building is subject to a seismic load, columns will subject axial force with antisymmetric bending moment simultaneously. Therefore, it is important to design the column under these combined loading in the ultimate limit state to guarantee the safety. *Recommendation for Limit State Design of Steel Structure* (LSD) specifies the requirements for columns to guarantee sufficient strength and ductility. The plastic deformation capacity of the columns that are subjected to compressive axial force with one end monotonic bending moment are ensured more than 3 by LSD. However, specific deformation capacity of the column that are subjected to compressive axial force with monotonic antisymmetric bending moment is not shown. Test results that can confirm the appropriateness of LSD requirements for square steel tubular column are limited. It is necessary to gather more data of maximum strength, deformation capacity, and elasto-plastic behavior of square steel tubular columns by testing. Moreover, column that is subjected to compressive axial force is important to take into account second-order effects.

In this study, testing where axial force with monotonic antisymmetric bending moment are applied to the columns simultaneously are conducted. Maximum bending moment, deformation capacity, and second-order effect that will be caused by $P\delta$ moment were evaluated from the test results. Comparison between LSD requirements and test results were also shown.

From the test results, followings are found.

- 1) Three types of collapse mechanism are confirmed.
 - i) Local buckling occurred at one end of the column determined the ultimate state and deformation capacity.
 - ii) $P\delta$ moment determined the moment capacity at the loading point. After the maximum bending moment, local buckling occurred at the maximum deflection point and it determined the ultimate state and deformation capacity.
 - iii) $P\delta$ moment determined the moment capacity at the loading point; increment of the bending deflection determined the ultimate state. Local buckling was not observed during the testing.
- 2) When the value of $n_y \lambda_{c0}^2$ is larger than 0.25, second-order effects determined the plastic deformation capacity. Plastic deformation capacity R of the columns that were determined by $P\delta$ moment had a linear relation between $n_y \lambda_{c0}^2$. When the value of $n_y \lambda_{c0}^2$ is smaller than 0.25, plastic hinge was formed at the end of the column and determined the collapse mechanism. Width-to-Thickness ratio equals to 21.7 that was used in the testing and collapsed by local buckling had a plastic deformation capacity around 3.5.
- 3) Plastic deformation capacity of the square steel tubular column will be determined by either local buckling or $P\delta$ moment. It was found that deformation capacity of the columns that were determined by $P\delta$ effects have a linear relationship between $n_y \lambda_{c0}^2$; therefore, it is also important to evaluate quantitatively the plastic deformation capacity which is determined by local buckling.
- 4) Plastic deformation capacity greater than 3 were observed even if the current LSD limitation was not satisfied. However, from the point of view of collapse mechanism, LSD limitation can form a plastic hinge at the end of the column which is expected in design.

(2016年8月10日原稿受理, 2016年11月10日採用決定)