曲げと圧縮をうけるコンクリート充填鋼管柱の耐力, 変形能力

(コンクリート充填鋼管柱の耐力, 変形能力の研究, II)

STRENGTH AND ROTATION CAPACITY OF CONCRETE-FILLED STEEL
TUBULAR COLUMNS UNDER COMBINED COMPRESSION
AND BENDING

(Strength and rotation capacity of concrete-filled tubular columns, Part II)

加藤 勉*

Ben KATO

Strengths and rotation capacities of concrete-filled steel circular and square section columns subjected to repeated and reversed bending under constant axial thrust are estimated using the effective steel and concrete strengths which were derived from the stub-column test results. These theoretical predictions are compared with experimental results hitherto reported to demonstrate the validity of the predictions. The rotation capacities of the columns obtained by tests are analysed, and a related width-to-thickness ratio limitation of the columns is suggested.

Keywords : concrete-filled steel tube, strength of beam-column,
M-N interaction formula, rotation capacity

コンクリート充填鋼管、柱の耐力、M-N相関式、変形能力

1. 序

定圧縮軸力下で繰返し曲げをうけるコンクリート充填鋼管柱の耐力、変形能力について考察する。最初に前報¹⁾で得た短柱実験の結果から、鋼管によって拘束されたコンクリート有効圧縮強度を導く。この有効圧縮強度を用いて、定軸圧縮力下における柱の曲げ耐力を予測する。次にこの予測値と筆者の関与した実験の結果²⁾および他の研究者の実験結果³⁾⁴⁾との比較を行い、予測値の耐力上の位置づけを行う。最後にこれらの実験結果を総合して変形能力について考察する。

2. 柱の耐力予測

2. 1 鋼管、コンクリートの有効強度

コンクリート充填鋼管短柱の圧縮実験結果に基づいて同短柱の最大圧縮耐力の予測式として下記を得た(前報1))。鋼管の鋼種はSN490とする。

$$(a) \left(\frac{\sigma_{cr}}{f_c} \right) \left(\frac{E_c}{E_s} \right) > 1 \text{ のとき}$$

a-1) 円形鋼管とコンクリート強度 $f_c = 0.283 \sim 0.841$ t/cm^2 の組合せ、および正方形鋼管とコンクリート強度 $f_c = 0.295 \sim 0.364$ t/cm^2 の組合せに対して、

$$N_{\max} = A_s \sigma_{cr} + A_c f_c \cdot \min \left[1 + \alpha \left(\frac{E_c}{E_s} \frac{\sigma_{cr}}{f_c} - 1 \right), \beta \right] \quad \dots\dots\dots(1)$$

Table 1. values of α , β

形状	コンクリート強度 f_c , t/cm^2	幅厚比 D/t , B/t	α	β
円形	0.283~0.363	25-67	0.47	1.77
	0.841	25-52	0.30	1.48
正方形	0.295~0.364	43-55	0.35	1.17
		21-33	0.35	1.40

a-2) 正方形鋼管とコンクリート強度 $f_c = 0.841$ t/cm^2 の組合せに対して、

$$N_{\max} = A_c f_c \left(1 + \frac{A_s}{A_c} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad \dots\dots\dots(2)$$

* 東洋大学工学部 教授・工博

Prof., Faculty of Engineering, Toyo Univ., Dr. Eng.

(b) $(\frac{\sigma_{cr}}{f_c})(\frac{E_c}{E_s}) \leq 1$ のとき

b-1) 鋼管の局部座屈後の変形能力が期待できるとき

$$N_{max} = A_s \sigma_{cr} + A_c f_c \quad \dots\dots\dots(3)$$

3 式の適用できる幅厚比は円形鋼管で $D/t < 67$, 正方形鋼管で $B/t < 43$ 。

b-2) 鋼管の局部座屈後の変形能力が期待できないとき

$$N_{max} = A_s \sigma_{cr} (1 + \frac{A_c}{A_s} \frac{E_c}{E_s}) \quad \dots\dots\dots(4)$$

4 式の適用できる幅厚比は円形鋼管で $D/t \geq 67$, 正方形鋼管で $B/t \geq 43$ 。

記号：

A_s ：鋼管の断面積、 cm^2

A_c ：コンクリートの断面積、 cm^2

E_s ：鋼の弾性係数 ($=2100 \text{ t/cm}^2$)

E_c ：コンクリートの弾性係数、 t/cm^2

σ_{cr} ：中空鋼管の局部座屈強度 (t/cm^2)

ただし降伏点 σ_y 以下とする

f_c ：コンクリートの 1 軸圧縮強度、 t/cm^2

鋼、コンクリートそれぞれについて有効強度 $e\sigma$ 、 $e f_c$ の概念を導入し上記諸式を

$$N_{max} = A_s \cdot e\sigma + A_c \cdot e f_c \quad \dots\dots\dots(5)$$

の形にまとめる。それぞれの式における $e\sigma$ 、 $e f_c$ の値は次のようになる。

(a) $(\frac{\sigma_{cr}}{f_c})(\frac{E_c}{E_s}) > 1$ のとき

$$a-1) e\sigma = \sigma_{cr}, e f_c = f_c \cdot \min [1 + \alpha (\frac{E_c}{E_s} \frac{\sigma_{cr}}{f_c} - 1), \beta] \quad \dots\dots\dots(6)$$

$$a-2) e\sigma = (\frac{E_s}{E_c}) f_c, e f_c = f_c \quad \dots\dots\dots(7)$$

(b) $(\frac{\sigma_{cr}}{f_c})(\frac{E_c}{E_s}) \leq 1$ のとき

$$b-1) e\sigma = \sigma_{cr}, e f_c = f_c \quad \dots\dots\dots(8)$$

$$b-2) e\sigma = \sigma_{cr}, e f_c = (\frac{E_c}{E_s}) \sigma_{cr} \quad \dots\dots\dots(9)$$

7 式の $e\sigma$ はコンクリートの崩壊により鋼管が付加応力をうけて早期崩壊すること、9 式の $e f_c$ は逆に鋼管の座屈によりコンクリートが早期に破壊すること、また 6 式の $e f_c$ は鋼管の拘束によりコンクリート強度が上昇することを、それぞれ反映したものである。

2. 2 曲げと圧縮をうけるコンクリート充填鋼管柱の耐力

2.1 で得た鋼管およびコンクリートの有効強度を用いてコンクリート充填鋼管が定圧縮軸力 N と曲げモー

メント M をうける時の塑性耐力解析を行う。

2. 2. 1 円形鋼管

図 1 に示すように塑性中立軸 (PNA) の位置を θ で表し、圧縮力を正とする。

Fig.1 Circular hollow section

次の仮定を設ける。

a) 鋼管の有効強度を $e\sigma$ とする ($\sigma_{cr} < \sigma_y$ の時は鋼管の引張部分に対して安全側となる)。

b) 圧縮をうけるコンクリートの有効強度を $e f_c$ とする。引張強度は 0 とする。

1) 軸力の釣合い

$$a_c \cdot e f_c - (2\pi - 4\theta) r_s t \cdot e\sigma = N$$

$$d a_c = 2r_c \sin \psi \cdot r_c d\psi \sin \psi = 2r_c^2 \sin^2 \psi d\psi$$

(図 2 参照)

Fig.2 Symbols

$$\therefore a_c = \int_0^\theta d a_c = r_c^2 (\theta - \frac{1}{2} \sin 2\theta)$$

$$\therefore N = \frac{1}{\pi} [N_c (\theta - \frac{1}{2} \sin 2\theta) - 2N_s (\frac{\pi}{2} - \theta)], \text{ または } \left. \begin{aligned} (1+2\gamma)\theta - \frac{1}{2} \sin 2\theta &= \pi (\frac{N}{N_c} + \gamma), \quad \gamma = \frac{N_s}{N_c} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(10)$$

記号：

N ：圧縮軸力、 a_c ：圧縮部分のコンクリート断面

積、 $r_s = \frac{1}{2}(D-t)$, $r_c = \frac{D}{2}$, $N_s = A_s \cdot e\sigma$

$N_c = A_c \cdot e f_c$, $A_s = 2\pi r_s t$ ：鋼管の断面積

$A_c = \pi r_c^2$ ：コンクリートの断面積

2) 曲げモーメントの釣合い

a) 鋼管の曲げモーメント、 M_s

$$M_s = 4 \int_0^\theta r_s t d\psi e\sigma r_s \cos \psi = \frac{2}{\pi} r_s N_s \sin \theta$$

b) コンクリートの曲げモーメント、 M_c

$$M_c = \int_0^\theta d a_c \cdot e f_c \cdot r_c \cos \psi = \frac{2}{3\pi} r_c N_c \sin^3 \theta$$

故に曲げモーメントの釣合いは

$$M = M_s + M_c = \frac{2}{\pi} (r_s N_s \sin \theta + \frac{1}{3} r_c N_c \sin^3 \theta) \quad \dots\dots\dots(11)$$

10, 11式は θ を媒介変数とするコンクリート充填円形鋼管のM-N相関耐力式である。

2. 2. 2 正方形鋼管

図3に示すようにPNAの位置を x で表し、圧縮力を正とする。2.2.1と同じ仮定を設ける。

Fig.3 Square hollow section

1) 軸力の釣合い

$$N = 2 b_c (b_c - x) e f_c - 4 x t \cdot e \sigma \text{ より}$$

$$x = \frac{N_c - 2N}{4(b_c \cdot e f_c + 2t \cdot e \sigma)} \quad \dots\dots\dots(12)$$

2) 曲げモーメントの釣合い

a) 鋼管の曲げモーメント、 M_s

$$M_s = 2 [2 b_s \cdot t b_s \cdot e \sigma + 2(b_s - x) t \cdot \frac{1}{2} (b_s + x) e \sigma]$$

$$= \frac{3}{4} b_s \cdot N_s - 2 t x^2 e \sigma$$

b) コンクリートの曲げモーメント、 M_c

$$M_c = 2 b_c (b_c - x) \frac{1}{2} (b_c + x) e f_c = \frac{1}{4} b_c \cdot N_c - b_c x^2 e f_c$$

$$\therefore M = M_s + M_c = \frac{3}{4} b_s \cdot N_s + \frac{1}{4} b_c \cdot N_c - (b_c \cdot e f_c + 2 t e \sigma) x^2 \quad \dots\dots\dots(13)$$

12式の x を13式に代入して

$$M = \frac{1}{4} \left\{ 3 b_s \cdot N_s + b_c \left[N_c - \frac{(N_c - 2N)^2}{N_c + N_s} \right] \right\} \quad \dots\dots\dots(14)$$

$$\text{記号: } b_s = \frac{1}{2} (B - t), b_c = \frac{B}{2} - t, N_s = A_s \cdot e \sigma, N_c = A_c \cdot e f_c$$

A_s, A_c はそれぞれ鋼管およびコンクリートの断面積であり、本解析は正方形断面について行ったが、冷間成形管で4隅に小円弧のある場合に対しても断面積を精算しておけば誤差は無視できる程度である。

3. 実験概要

実験²⁾は図4に示すように定圧縮軸力下で、正負交番漸増繰返し曲げを行っている。

Fig.4 Loading system

構成材料は文献1で報告した短柱試験に用いたものと略同じものであり、鋼管断面は円形断面の場合直径30cm、正方形断面の場合辺長25cmとし、4段階の幅厚比を設け各段階のものは円形断面と正方形断面とで断面積および断面2次モーメントが略等しくなるように板厚を選んでいる。鋼種はSN490 (SM50) を主体とし、一部に60キロ級高張力鋼を用いている。円形断面、正方形断面共に冷間成形品であるが、成形後580℃、4時間の応力焼鈍を行っている。コンクリートは3段階の強度レベル(L, M, H)を選んでいる。充填管部材は円形、正方形共に鋼管の幅厚比、コンクリート強度、軸力比および一部に鋼種をパラメータとし、これらの組合せとして円形、正方形それぞれ19体、計38体の実験を行っている。表2に試験体一覧を示す。試験体コードの読み方は左から順に、C, R: 円形, 正方形, 04~12: 公称板厚mm, L, M, H: コンクリートの強度レベル, 3~7: 軸力比×10、最後にHの付してあるものは60キロ級高張力鋼使用の鋼管である。試験体のせん断スパン比 L/D (L/B) はすべて3に統一してある。実験においてせん断破壊を起こしたものはないから少なくとも $L/D \geq 3$ の部材ではせん断破壊の危険はないと言ってよい。

4. 実験結果とその解釈

4. 1 耐力

2章に示した円形断面の予測耐力値、10, 11式および正方形断面の予測耐力値、14式では鋼管引張領域での歪硬化を考慮していないし、また圧縮領域コンクリートも短柱実験の結果¹⁾に見たように拘束条件次第では更に強度の上昇が見込まれるので、これらの予測値は一種の全塑性モーメントとして位置づけられるものである。従ってこの予測値と比較さるべき実験値が荷重-変形曲線上のどこに位置するかを考える必要がある。

実験は正負交番漸増繰返し載荷であるから、まずこれを

等価な単調載荷曲線に直す。図5(a)は試験体C12M7のモーメント～変形図である ($R = \delta/L$: 部材変形角)。図に見るように本実験シリーズの履歴曲線はモーメント振幅が増大するごとにループが拡大してゆく鉄骨型のものであるから、各ステップの最大荷重点を結ぶいわゆる包絡線 (RC型) は特性耐力点評価および変形能力評価には不適当である。よって正側または負側の各履歴曲線を連結してゆく累積塑性変形評価の手法を用いる。

Table.2 List of test specimens

試験体 コード	鋼 管			コンクリート		導入軸力	
	板 厚 t , mm	幅厚比 D/t , B/ t	σ_{cr}, σ_y^* t/cm^2	f_c t/cm^2	E_c t/cm^2	N ton	軸力比 n^{**}
C04L3	4.50	66.7	3.89	0.308	243	110	0.30
C06L5	5.74	52.3	4.08	0.308	243	210	0.50
C08L5	7.65	39.1	3.92	0.297	235	240	0.52
C12L5	11.88	25.3	3.55	0.308	243	283	0.50
C04M3	4.50	66.7	3.89	0.358	335	120	0.30
C06M3	5.74	52.3	4.08	0.358	335	135	0.30
C06M5	5.74	52.3	4.08	0.352	335	223	0.50
C08M3	7.65	39.2	3.92	0.362	327	152	0.30
C08M5	7.65	39.2	3.92	0.363	327	253	0.50
C08M7	7.65	39.2	3.92	0.362	327	354	0.70
C12M5	11.88	25.3	3.55	0.352	335	296	0.50
C12M7	11.88	25.3	3.55	0.385	335	429	0.70
C12M3H	11.59	25.8	4.81	0.385	335	221	0.30
C12M5H	11.59	25.8	4.81	0.391	331	370	0.50
C12M7H	11.59	25.8	4.81	0.391	331	518	0.70
C06H5	5.74	52.3	4.08	0.866	447	389	0.50
C08H5	7.65	39.1	3.92	0.866	447	413	0.50
C12H5	11.88	25.3	3.55	0.866	447	450	0.50
C12H7	11.88	25.3	3.55	0.875	447	634	0.70
R04L3	4.52	55.3	3.00	0.308	243	101	0.30
R06L5	5.76	43.4	3.79	0.308	243	191	0.50
R08L5	7.65	32.7	3.66	0.308	243	216	0.50
R12L5	11.89	21.0	3.23	0.308	243	251	0.50
R04M3	4.52	55.3	3.00	0.388	355	115	0.30
R06M3	5.76	43.4	3.79	0.388	345	128	0.30
R06M5	5.76	43.4	3.79	0.388	355	214	0.50
R08M3	7.65	32.7	3.66	0.377	339	144	0.31
R08M5	7.65	32.7	3.66	0.388	345	238	0.50
R08M7	7.65	32.7	3.66	0.377	339	328	0.70
R12M5	11.89	21.0	3.23	0.388	355	271	0.50
R12M7	11.89	21.0	3.23	0.388	355	380	0.70
R12M3H	11.61	21.5	4.87	0.390	355	213	0.30
R12M5H	11.61	21.5	4.87	0.390	355	355	0.50
R12M7H	11.61	21.5	4.87	0.390	355	497	0.70
R06H5	5.76	43.4	3.79	0.866	447	350	0.50
R08H5	7.65	32.7	3.66	0.866	447	369	0.50
R12H5	11.89	21.0	3.23	0.866	447	393	0.50
R12H7	11.89	21.0	3.23	0.866	447	550	0.70

* 局部座屈で決まったものにはアンダーラインが引いてある。
他は降伏点 σ_y

** $n = N/N_o$, $N_o = A_s \sigma_y + A_c \cdot f_c$

Fig.5 Construction of cumulative plastic deformation curve

図5(b)がそれであるが、この場合軟化現象が比較的大きいのでA部とB部の面積を等しくするような連結方法を取る。このようにして得た曲線(c)を等価単調載荷曲線とし、この曲線上で最大変形能力 R_u 、および一種の全塑性モーメント耐力 M_p を評価する。 M_p の評価法は鉄骨部材で慣用されている general yield 法で、実質的な剛性低下を示す領域に接線を引き、これと弾性変形線との交点をもって M_p とする。このようにして求めた M_p と 2 章で得た予測値 M_t を表3で比較する。表中の M_p/M_t で対応度を見ることができ、交番履歴曲線から単調載荷曲線になおす時、および general yield 法適用時に生ずる誤差を考えると M_p と M_t の対応は良好と言える。 M_{AIJ} は建築学会、鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準⁵⁾の一般化累加強度法による終局曲げ耐力値である。 M_t/M_{AIJ} 欄に見るように、本予測値 M_t は M_{AIJ} より大きくその比率はまちまちである。これは M_t の評価においては、内部コンクリートの拘束効果を考慮したことおよび $M-N$ 相関式として精解を用いたことによる (学会規準の一般化累加強度式は適形適合を考慮していないから低目の値を与える)。正方形鋼管ではこの比率は円形鋼管のそれより小さい。正方形鋼管ではコンクリートの拘束効果が小さいためである。例外として R04L3, R04M3 では M_t は M_{AIJ} より小さくなっているが、R04 シリーズ ($B/t=55$) では鋼管の局部座屈応力度が降伏点より小さいことが M_{AIJ} に反映されていないためである。

Table.3 Comparison of test results and predictions

試験体 コード	判定 適用式	予測値 (t, m)		実験値 (t, m)		M_p	M_t	M_{max}	μ
		M_t	M_{AIJ}	M_p	M_{max}	M_t	M_{AIJ}	M_t	
C04L3	a-1, 6	22.3	20.5	22.4	25.7	1.00	1.08	1.15	10.2
C06L5	a-1, 6	26.3	21.0	28.1	31.8	1.07	1.25	1.21	11.1
C08L5	a-1, 6	29.2	23.9	31.1	40.1	1.05	1.22	1.37	14.8
C12L5	a-1, 6	35.5	31.1	38.2	60.7	1.08	1.14	1.71	27.6 ↑
C04M3	a-1, 6	24.2	21.4	28.2	30.4	1.16	1.13	1.26	28.4
C06M3	a-1, 6	30.0	26.0	34.1	39.7	1.14	1.15	1.32	25.1
C06M5	a-1, 6	28.9	22.5	33.3	41.3	1.15	1.28	1.43	26.7 ↑
C08M3	a-1, 6	44.2	30.9	36.3	48.2	0.82	1.43	1.09	18.9 ↑
C08M5	a-1, 6	42.5	25.7	37.6	50.5	0.88	1.65	1.19	19.6 ↑
C08M7	a-1, 6	37.4	16.1	35.3	50.7	0.94	2.32	1.36	22.5 ↑
C12M5	a-1, 6	38.1	31.8	40.1	70.4	1.05	1.20	1.85	27.9 ↑
C12M7	a-1, 6	29.4	18.0	35.8	81.3	1.22	1.63	2.76	36.5 ↑
C12M3H	a-1, 6	55.3	49.7	58.4	73.1	1.06	1.11	1.32	18.6 ↑
C12M5H	a-1, 6	55.4	40.5	54.6	73.1	0.99	1.37	1.32	18.5
C12M7H	a-1, 6	49.9	25.2	51.2	80.3	1.03	1.98	1.61	20.7
C06H5	b-1, 8	36.0	31.4	36.5	40.4	1.01	1.15	1.12	3.3
C08H5	b-1, 8	39.7	34.9	40.6	46.4	1.02	1.14	1.17	6.4
C12H5	b-1, 8	43.6	40.9	52.4	78.8	1.20	1.07	1.81	26.7 ↑
C12H7	b-1, 8	35.6	25.4	41.1	53.6	1.15	1.40	1.51	7.8
R04L3	a-1, 6	17.6*	19.2	19.2	23.3	1.09	0.92	1.32	3.4
R06L5	a-1, 6	22.6	19.4	22.1	24.8	0.98	1.16	1.10	2.2
R08L5	a-1, 6	25.7	23.0	23.4	28.1	0.91	1.12	1.09	2.7
R12L5	a-1, 6	29.5	28.5	33.6	44.1	1.14	1.04	1.49	36.3
R04M3	a-1, 6	19.5*	20.5	22.8	29.3	1.17	0.95	1.50	3.7
R06M3	a-1, 6	26.7	24.6	30.0	35.4	1.12	1.09	1.33	3.8
R06M5	a-1, 6	24.8	20.6	28.2	35.6	1.14	1.20	1.44	3.2
R08M3	a-1, 6	31.0	29.0	34.8	40.8	1.12	1.07	1.32	8.2
R08M5	a-1, 6	28.5	24.3	31.8	42.2	1.11	1.17	1.48	2.6
R08M7	a-1, 6	21.6	14.5	29.4	37.3	1.36	1.49	1.73	4.5
R12M5	a-1, 6	32.3	29.9	39.5	64.7	1.22	1.08	2.00	24.9
R12M7	a-1, 6	23.1	18.4	32.6	64.7	1.41	1.26	2.80	9.8
R12M3H	a-1, 6	52.7	50.0	59.8	73.1	1.13	1.05	1.39	7.1
R12M5H	a-1, 6	46.7	40.7	52.2	64.7	1.12	1.15	1.39	4.6
R12M7H	a-1, 6	34.9	25.1	44.4	58.9	1.27	1.39	1.69	7.0
R06H5	b-2, 9	30.1	28.3	30.6	35.1	1.02	1.06	1.17	2.4
R08H5	b-1, 8	34.9	31.7	36.5	39.2	1.04	1.10	1.12	2.8
R12H5	b-1, 8	39.0	36.8	38.4	50.0	0.98	1.06	1.28	11.1
R12H7	b-1, 8	27.6	22.9	30.0	36.9	1.09	1.21	1.34	2.7

* 鋼管の局部座屈応力度が降伏点より低いもの

M_{max} は実験で得た最大曲げ耐力で、 M_{max}/M_t は M_t からの耐力上昇率である。耐力上昇の要因は曲げを受ける鋼管引張側部分が歪硬化により応力度が上昇すること、および圧縮側内部コンクリートが局所化された多軸応力状態になって更に強度が上昇することによる。60キロ高張力鋼を用いたC12M5H, C12M7Hと同寸法のC12M5, C12M7の M_{max}/M_t をそれぞれ比較すると、前者は後者より小さな値となっている。これは60キロ高張力鋼の降伏比が大きく、歪硬化による応力上昇が小さいためである。耐力上昇の因子と考えられる幅厚比 (D/t , B/t)、軸力比 n 、コンクリート強度 f_c 、鋼材の降伏比 Y を用いてあてはめ式を作ると次のようになる。

コンクリート充填円形鋼管に対して、

$$\frac{M_{max}}{M_t} = \frac{1.1}{Y} \left(\frac{300n}{f_c} \right)^{\frac{1}{4}} \left[1 + 0.004 \left(\frac{300n}{f_c} \right)^{\frac{7}{4}} (D/t - 50)^2 \right] \quad \dots\dots\dots (15)$$

コンクリート充填正方形鋼管に対して、

$$\frac{M_{max}}{M_t} = \frac{1.1}{Y} \left(\frac{390n}{f_c} \right)^{\frac{1}{4}} \left[1 + 0.003 \left(\frac{390n}{f_c} \right)^{\frac{7}{4}} (B/t - 40)^2 \right] \quad \dots\dots\dots (16)$$

記号：

 f_c ：コンクリート1軸圧縮強度、kg/cm² $Y = \sigma_y / \sigma_u$ ：鋼材の降伏比

このあてはめ式と実験値の対応状況を図6に示す。

Fig.6 $M_{\max}/M_t$ - D/t (B/t) relation

図中の曲線はコンクリートの強度レベルL, M, Hのそれぞれの平均的な値(各図中に示す)を用いて15, 16式を図示したものであり、点線は60キロ級高張力鋼の計算値である。従って曲線と実験点をそのまま比較することはできないが、あてはめ式値と実験値とでは円形断面で最大55%、正方形断面で最大36%の逸脱を示している。しかしながら大略の傾向を見ることはできる。最大荷重近傍では内部コンクリートは破碎されており安定した釣合状態にないと考えられるので、15, 16式は直接耐力評価に用いるのではなく限界状態設計の抵抗係数、または許容応力度設計の安全率の評価のための参考値程度に位置づけられるものであろう。設計用耐力としては鋼構造の場合と同様、全塑性モーメント M_p が対象となる。

4. 2 変形能力

変形能力の評価は図5(c)に示したように累積塑性変形評価手法により履歴曲線から等価単調載荷曲線を作り、 $M-R$ 理論弾性線上の曲げモーメント値が10, 11式あるいは14式の値、 M_t に達した点に対応する部材角 R_y を降伏部材角とし、変形能力 μ を

$$\mu = \frac{R_u}{R_y} - 1 \quad \dots\dots\dots (17)$$

で定義する。これは鋼構造部材に対して適用している定義と同じである。このようにして求めた変形能力 μ が表3に示してある。表に見るように、コンクリート充填円鋼管部材の変形能力は同正方形鋼管部材のそれに比して格段に優れている。表中↑印を付したものは途中で測定を中止したもので、実際には記入した数値以上の変形能力を有するものである。変形能力に基づいた断面の幅厚比制限については6章で述べる。

5. 他の実験結果の検討

5. 1 実験A

文献3に定圧縮軸力下で正負交番漸増繰返し曲げを受けるコンクリート充填正方形断面鋼管柱の実験結果が報告されている。使用鋼管はSM50の鋼板を冷間成形後720℃、3時間の応力焼鈍を行ったものと、冷間成形のままのものがある。コンクリートは $f_c=267\sim308\text{kg/cm}^2$ の低強度のものと $f_c=363\sim475\text{kg/cm}^2$ の中強度のものの2種類である。断面寸法は公称で $\square 200\times 200\times 6$ ($B/t=33$)、 $\square 250\times 250\times 6$ ($B/t=45$)、 $\square 250\times 250\times 4.5$ ($B/t=55$)の3種類である。せん断スパン比は3を標準とし参考のため3.5のものも実験しているが、せん断スパン比の影響はない。

5. 1. 1 試験体の概要

表4に試験体一覧を示す。試験体コードの読み方は左から順に、R：正方形断面鋼管（Rは応力焼鈍を施さないもの）、33, 45, 55：目標幅厚比、L, M：コンクリート強度レベル（L：低強度、M：中強度）、3, 5, 7：軸力比レベル（10n）である。

Table.4 List of test specimens (A)

試験体 コード	鋼 管			コンクリート		導入軸力	
	板 厚 t , mm	幅厚比 B/t	$\sigma_{cr}(\sigma_y)$ t/cm^2	f_c t/cm^2	E_c t/cm^2	N ton	軸力比 n
R55L3 R55L5 R55L7	4.60	54.3	2.93 (3.74)	0.267 0.268 0.290	243 243 253	94 161 234	0.3 0.5 0.7
R45L3 R45L5 R45L7			3.50 (3.68)	0.290 0.291 0.291	253 253 253	111 185 258	0.3 0.5 0.7
R33L3 R33L5 R33L7			3.44 (3.57)	0.308 0.304 0.304	335 340 340	77 127 178	0.3 0.5 0.7
R55M3 R55M5 R55M7	4.60	54.3	2.93 (3.74)	0.363 0.398 0.399	283 296 297	115 200 280	0.3 0.5 0.7
R45M3 R45M5 R45M7			3.50 (3.68)	0.399 0.403 0.403	297 298 298	130 217 304	0.3 0.5 0.7
R33M3 R33M5 R33M7			3.44 (3.57)	0.475 0.434 0.425	421 439 447	94 150 208	0.3 0.5 0.7

5. 1. 2 実験結果と耐力予測値との比較

4章の方法に従って予測耐力 M_t 、全塑性耐力の実験値 M_p 、実験最大耐力 M_{max} 、その他を求めた結果を表5に示す。

この実験ではLクラスのコンクリート強度は f_c ：267～308kg/cm²、Mクラスのコンクリート強度は f_c ：363～475kg/cm²の範囲にある。これに対し文献2の実験ではLクラスは f_c ：308kg/cm²、Mクラスは f_c ：377～

390kg/cm²のものをを用いている。本実験におけるMクラスの上限值は文献2の実験のそれに比して高いが、予測耐力 M_t の算定においては表1の α 、 β を用いた。

実験値 M_p と予測値 M_t との対応（ M_p/M_t ）は良好である。建築学会規準の終局曲げ耐力 M_{AIJ} との比較（ M_t/M_{AIJ} ）においてR55シリーズ（ $B/t=54.3$ ）では M_t が M_{AIJ} を下回るのは、コンクリートの拘束効果より鋼管の局部座屈の影響の方が大きかったためと考えられる。なお試験体R45L7は最大耐力が M_t （ M_{AIJ} ）にも達しないという結果を得ており、これは試験体または実験プロセスに異常があったものと考えられるので検討対象から除外する。条件をそろえるため応力焼鈍材のみについて M_{max}/M_t の値を図6上に+印で記入した。正方形断面に対する図6の曲線はそれぞれの図に示した f_c の値を用いて16式を描いたものであり、本実験の個々の f_c の値とは異なるので直接比較は出来ないが、定性的には16式と矛盾しない。変形能力 μ については他の実験とも併せて6章で検討する。

Table.5 Comparison of test results and predictions (A)

試験体 コード	判定 適用式	予測値 (t, m)		実験値 (t, m)		M_p	M_t	M_{max}	μ
		M_t	M_{AIJ}	M_p	M_{max}	M_t	M_{AIJ}	M_t	
R55L3 R55L5 R55L7 R45L3 R45L5 R45L7**	a-1, 6	17.3 14.9 9.5 23.5 21.2 15.6	18.9 15.5 9.3 22.5 18.4 14.7	16.6 15.3 9.8 21.1 19.7 12.0	22.8 18.7 12.8 27.9 24.2 15.1	0.96 1.03 1.03 0.90 0.93 0.77	0.92 0.96 1.02 1.04 1.15 1.06	1.32 1.26 1.35 1.19 1.14 0.97	4.0 2.6 3.3 4.3 4.0 3.0
R33L3 R33L5 R33L7	a-1, 6	14.3 13.3 10.5	14.6 12.5 8.0	16.3 15.8 10.1	18.3 16.1 12.4	1.14 1.19 0.96	0.98 1.06 1.31	1.28 1.21 1.18	7.0 4.7 4.6
R55M3 R55M5* R55M7* R45M3 R45M5 R45M7 R33M3 R33M5 R33M7	a-1, 6 a-1, 6, b-2, 9 a-1, 6, b-2, 9 a-1, 6 a-1, 6 a-1, 6 a-1, 6 a-1, 6 a-1, 6	18.7 16.9 10.3 25.2 22.9 16.5 15.6 14.7 12.0	20.9 18.0 10.4 24.1 20.2 11.8 16.1 13.6 9.1	19.4 15.9 11.1 24.7 23.5 17.9 17.1 18.1 12.9	24.6 20.6 16.4 29.1 25.7 21.2 19.1 18.9 15.8	1.04 0.94 1.08 0.98 1.03 1.08 1.09 1.23 1.08	0.89 0.94 0.99 1.05 1.13 1.40 0.97 1.08 1.32	1.32 1.22 1.59 1.15 1.12 1.28 1.22 1.28 1.32	3.2 5.5 2.8 3.4 4.1 4.6 5.5 3.1 4.7

* a-1, b-2のどちらにも判定されるが、6式および9式で計算した f_c の値は変わらない。

** 試験体、または実験に異常があったものと思われる。

5. 2 実験 B

文献4にはコンクリート充填円形鋼管部材の定軸力下での曲げ実験が報告されている。使用材料は鋼管はSM50、目標コンクリート強度は $F_c = 630 \text{ kg/cm}^2$ の1種類であるが、鋼管に応力焼鈍を施したもの(620℃、1時間)と施さないもの、曲げとして単調載荷と正負交番漸増繰返し曲げを行っている。鋼管断面は300φ($t=6.0, 8.0$)、165φ($t=4.5$)の3種類である。

5. 2. 1 試験体の概要

表6に試験体一覧を示す。中空鋼管の局部座屈強度は不明であるが、文献2で $D/t=52$ の鋼管の局部座屈強度が降伏点に達しているため、座屈強度=降伏点とした。コンクリートの弾性係数 E_c は建築学会、鉄筋コンクリート構造計算規準によった。試験体コードの読み方は左から、C：円形断面(Cは応力焼鈍を施さないもの)、50, 38, 35：目標幅厚比、m, c：それぞれ単調載荷、繰返し載荷、0.5：軸力比レベル(10n)である。

Table.6 List of test specimens (B)

試験体コード	鋼管		コンクリート			導入軸力	
	板厚 t , mm	幅厚比 D/t	$\sigma_{cr} = \sigma_y$ t/cm^2	f_c t/cm^2	E_c t/cm^2	N ton	軸力比 n
C50m0	6.16	48.7	4.14*	0.682	387.8	0	0
C50m5	6.16	48.7	4.14*	0.682	387.8	335	0.5
C50m5	6.13	48.9	3.57	0.682	387.8	321	0.5
C50c5	5.70	52.6	4.39*	0.701	393.2	337	0.5
C50c5	6.13	48.9	3.57	0.701	393.2	321	0.5
C38m5	4.35	38.0	6.00*	0.667	383.5	131	0.5
C38c5	4.35	38.0	6.00*	0.667	383.5	131	0.5
C35m5	8.40	35.7	4.09*	0.682	387.8	370	0.5

* 降伏棚がないため0.2%オフセット値とした(冷間成形材)

5. 2. 2 実験結果と耐力予測値との比較

4章の方法に従って予測耐力 M_t 、全塑性耐力の実験値 M_p 、実験最大耐力 M_{max} 、その他を求めた結果を表7に示す。

Table.7 Comparison of test results and predictions (B)

試験体コード	判定 予測式	予測値 (t, m)		実験値 (t, m)		M_p	M_t	M_{max}	μ
		M_t	M_{AIJ}	M_p	M_{max}	M_t	M_{AIJ}	M_t	
C50m0	a-1, 6	26.9	26.9	27.4	37.1	1.02	1.00	1.38	23.7
C50m5	a-1, 6	33.9	29.3	35.3	42.2	1.04	1.16	1.24	11.7
C50m5	b-1, 8	30.7	26.7	34.4	40.6	1.12	1.15	1.32	17.8
C50c5	a-1, 6	35.1	29.0	37.6	44.6	1.07	1.21	1.27	9.8
C50c5	b-1, 8	31.4	26.7	34.3	39.5	1.09	1.18	1.26	18.4
C38m5	a-1, 6	8.8	7.1	8.3	10.1	0.95	1.24	1.15	5.8
C38c5	a-1, 6	8.8	7.1	8.3	10.1	0.95	1.24	1.15	7.5
C35m5	a-1, 6	40.2	34.1	44.8	54.7	1.11	1.18	1.36	18.9

コンクリートの有効圧縮強度 $e f_c$ の推定において、本実験では $f_c : 667 \sim 701 \text{ kg/cm}^2$ を用いており、表1には α 、 β の値として直接該当するものがない。しかしながら幅厚比は適用範囲に入っているため、便宜的に中強度コンクリートの上限値 $f_c = 363 \text{ kg/cm}^2$ の時の α 、 β 値と高強度コンクリートの値 $f_c = 841 \text{ kg/cm}^2$ の時の α 、 β 値を直線補間して本試験体に対する α 、 β 値をそれぞれ $\alpha = 0.36$ 、 $\beta = 1.58$ として $e f_c$ を計算した。この表の(C50m5, C50c5)、(C50m5, C50c5)、(C38m5, C38c5)の各組の挙動を比較することによって、設計上同一の試験体が単調載荷された場合と正負交番漸増繰返し載荷された場合の特性を比較することができる。 M_p/M_t 、 M_{max}/M_t 、 μ 共に概してよい対応を示しているため、交番繰返し載荷実験の結果を累積塑性変形曲線によって評価することの妥当性がうかがえる。図7はC50m5の荷重-変形曲線とC50c5の荷重-変形曲線を累積塑性変形曲線に直したものの比較である。

Fig.7 Monotonic & cumulative plastic deformation curves

(C50m5, C50m5)、(C50c5, C50c5)の各組の挙動を比較することにより鋼管焼鈍の効果を見ることができる。鋼管に焼鈍を施さないものは焼鈍したものより M_p 、 M_{max} が多少高めとなるが、変形能力 μ は格段と低下している。またC38シリーズはより幅厚比の大きいC50シリーズより変形能力が小さい。 M_{max}/M_1 の値を図6上に+印で記入した。

6. 変形能力に基づく幅厚比制限

鋼構造部材⁶⁾では変形能力区分として $\mu \geq 4$ のものをP-I、 $4 > \mu \geq 2$ のものをP-IIに分類しており、これは日本建築センターの構造計算指針⁷⁾のFA、FBにそれぞれ対応する。 μ の測定値はばらつきが大きくかつ理論の裏付けがないので十分な信頼性をもたないが、上記3つの実験結果中、応力焼鈍を行った部材のみに基づいて鋼構造部材と同じクライテリアで、かつ安全側を念頭に置いて幅厚比制限を試みると表8のようになる。円形断面ではほとんどの試験体が十分な変形能力を示したのであまり問題はないが、正方形断面ではばらつきが大きく判定が微妙である。図8に正方形断面について μ -B/t分布と表8で行った幅厚比制限の関係を示す。

Table.8 D/t (B/t) limitation

円形		D/t	
f_c (kg/cm ²)	n	P-I	P-II
297~385	≤ 0.7	≤ 66	
660~700	≤ 0.5	≤ 52	
866	≤ 0.5	≤ 39	≤ 52
	0.7	≤ 25	
中空鋼管 ⁶⁾		≤ 36 (冷)	≤ 54 (冷)
正方形		B/t	
267~308	≤ 0.3	≤ 40	≤ 55
	≤ 0.5	≤ 20	
	0.7		
363~403	≤ 0.3	≤ 35	≤ 55
	≤ 0.7	≤ 30	
866	≤ 0.5	≤ 20	≤ 40
	0.7		≤ 20
中空鋼管 ⁶⁾		≤ 26 (溶)	≤ 31.7 (溶)
		≤ 24 (冷)	≤ 28 (冷)

n : 軸力比、(冷) : 冷間成形鋼管
(溶) : 溶接集成鋼管

○ n=0.3
● n=0.5
+ n=0.7

Fig.8 Deformation capacity

表に付記した正方形中空鋼管の幅厚比制限値のうち(冷)は冷間成形のままの鋼管であり、(溶)は溶接集成鋼管である。コンクリート充填管との比較には溶接集成鋼管の幅厚比を用いる方がよい。円形中空鋼管では冷間成形のもののみが規定されており、一方充填鋼管では応力焼鈍材を対象としたので直接比較ができない。5.2.2で見たように、冷間成形のままのコンクリート充填円形鋼管は応力焼鈍を行ったものに比してかなり変形能力が低下するので注意を要する。このように多少不明確な点があるが変形能力に関して概略次のようなことが言える。

- 1) 応力焼鈍を行った鋼管に比して冷間成形のままの鋼管は変形能力が小さくなる。
- 2) 軸力比が高くなると変形能力が低下するが、せん断破壊による急激な耐力低下はない。
- 3) 円形断面ではコンクリートを充填することにより中空鋼管に比して変形能力が著しく増大する。
- 4) 正方形断面ではコンクリート充填による変形能力の増大はあまり顕著でない。

7. 結

1) 柱において、コンクリート充填による効果は耐力、変形能力共に円形断面の場合には顕著であるが、正方形鋼管ではさほどではない。

2) 曲げと軸圧縮力を受けるコンクリート充填鋼管柱の全塑性耐力は、円形断面柱に対して10, 11式、正方形断面柱に対して14式で与えることができ、これらの式はコンクリートの拘束効果を十分反映している。

3) 鋼管と内部コンクリートの材料強度には適正比率があり、 $f_c = 860 \text{ kg/cm}^2$ 程度以上の高強度コンクリートを用いると耐力効率、変形能力共に低下する。正方形断面柱において特にこの傾向が著しい。

引用文献

- 1) 加藤勉；コンクリート充填鋼管短柱の圧縮強さ、変形能力（コンクリート充填鋼管柱の耐力、変形能力の研究Ⅰ）、日本建築学会構造系論文集、No.468、1995年2月
- 2) 充填型鋼管コンクリート柱に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、1989年10月
- ・ 上田弘樹他、（その3）円形断面の軸力、曲げせん断実験、—L, Hシリーズ—
- ・ 佐藤孝典他、（その4）円形断面の軸力、曲げせん断実験、—Mシリーズ—
- ・ 今野和近他、（その5）角形断面の軸力、曲げせん断実験、—L, Hシリーズ—

・ 毛井崇博他、（その6）角形断面の軸力、曲げせん断実験、—Mシリーズ—

3) 充填型鋼管コンクリート構造に関する実験的研究

- ・ 原田直哉他、（その1）角形鋼管柱/軸力、曲げせん断実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、1992年8月
- ・ 原田直哉他、（その4）充填型角形鋼管コンクリート柱の終局曲げ耐力・変形性能評価、日本建築学会大会学術講演梗概集、1993年9月
- 4) コンクリート充填鋼管柱の超高層建物への利用についての実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、1990年10月
- ・ 中島将好他、（その12）円形鋼管コンクリート柱の実験計画
- ・ 吉川真次他、（その14）円形鋼管コンクリート柱の曲げせん断性状
- ・ 大竹章夫他、（その15）円形鋼管コンクリート柱の弾塑性挙動解析
- 5) 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、日本建築学会、1987年
- 6) 鋼構造限界状態設計規準（案）、日本建築学会、1991年9月
- 7) 構造計算指針、日本建築センター、1986年

（1995年4月5日原稿受理、1995年8月2日採用決定）