コンクリート充填鋼管長柱の耐力評価式

DESIGN FORMULA OF SLENDER CONCRETE FILLED STEEL TUBULAR COLUMNS

津田 恵 吾^{*1}, 松井 千秋^{*2}, 石橋 靖 夫^{*3}

Keigo TSUDA, Chiaki MATSUI and Yasuo ISHIBASHI

The objective of this paper is to propose a refined strength formula of slender concrete filled steel tubular columns. On the basis of experimental results, current AIJ design formula is examined, and it is found that the supposed strength of a concrete column is so conservative when the buckling length-section depth ratio becomes large. Accordingly, an elasto-plastic analysis is performed to obtain the concrete column strength. After the concrete column strength is proposed, to use the concrete strength instead of the supposed strength is proposed in the current AIJ design formula. It is shown that experimental maximum load is well estimated by the proposed method.

Keywords: composite column, concrete column, maximum strength, buckling

合成柱, コンクリート柱, 終局耐力, 座屈

1. 序

コンクリート充填鋼管柱は, 断面を構成する材料の強度を有効に発揮させることができるため, 今後, 高張力鋼や高強度コンクリートの利用が促進されると, 他の構造に比べて断面が小さくなり, 細長い柱が設計される。また, 設計の自由度から, 強剛な耐横力構と組み合わせて細長い柱が用いられる可能性がある。その結果, 柱の安定性に対する検討が重要になって来る¹⁾。

しかしながら, わが国では, 建築構造を構成するラーメンの柱材は太短いものが多く, これまでの研究は主として短柱に関するものが多かった。近年, 上記のようにコンクリート充填鋼管柱の特長を生かした長柱が実際に設計されて来ている。SRC長柱に対しては柴田が耐力評価式を提示しているが^{2), 3)}, コンクリート充填鋼管長柱の研究は我国ではあまりなされていない。

コンクリート充填鋼管長柱の設計式としては, 許容応力設計法に対する許容耐力が鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説⁴⁾(以下SRC規準と略す)に, 終局耐力が鋼管構造設計施工指針・同解説⁵⁾(以下鋼管指針と略す)に示されている。この設計式の考え方は若林ら⁶⁾によるものであるが, 実験的検証は不十分であり, どの程度の安全率があるかが不明であり, 検討が必要である⁷⁾。

以上の点を鑑みて, 筆者ら⁸⁾は, 断面形, 座屈長さ断面せいの

比, 圧縮力の偏心距離を実験変数に選び, 中心および偏心圧縮力を載荷する基礎的, 系統的な実験を行うことにより, 鋼管指針に示されているコンクリート充填鋼管長柱に対する設計式の検討を行った。また, 圧縮力を受けるコンクリート充填鋼管長柱の耐力は鋼管柱の座屈荷重とコンクリート柱の座屈荷重を累加することにより精度良く評価出来ることを解析的に示し⁹⁾, さらに現行の圧縮耐力評価法を, 筆者らの実験も含めてわが国で行われた座屈実験結果に基づいて検討した¹⁰⁾。

本論文では, コンクリート充填鋼管長柱のより合理的な設計式を提示することを目的とする。

2章で耐力評価式の検討に用いた実験の概要を, 3章で現行の設計式の概要と, 現行設計式がコンクリート柱の耐力を過小評価していることを示す。4章では解析結果に基づきコンクリート柱の耐力式を提示する。5章でコンクリート柱の耐力として4章で示した耐力を用い, その他は現行の設計式にしたがってコンクリート充填鋼管柱の耐力を算定すれば, 実験耐力を精度良く評価できることを示す。

2. 実験の概要

本章では, 耐力評価式の検討に用いた実験の概略について記す。

^{*1} 九州大学工学部建築学科 助手・工博

^{*2} 九州大学工学部建築学科 教授・工博

^{*3} 九州大学工学部建築学科 大学院生・工修

Research Assistant, Dept. of Architecture, Kyushu Univ., Dr. Eng.

Professor, Dept. of Architecture, Kyushu Univ., Dr. Eng.

Graduate Student, Dept. of Architecture, Kyushu Univ., M. Eng.

2. 1 実験計画

SRC 規準では、座屈長さ (L_k) が断面せい (D) の 12 倍以下のものは短柱として取扱い、12 倍を超えるものは圧縮力とたわみによる 2 次曲げの影響を考慮した長柱としての取扱いをすることが規定されている。座屈長さの上限は、柱の場合は最小径の 30 倍以下、圧縮材では 50 倍以下と規定されている。

著者は、短柱から長柱までの広範囲な部分をカバーする中心あるいは偏心圧縮力を載荷する実験を下記の実験変数を選んでおこなった⁸⁾。

- 1) 断面形：角形、円形
- 2) 座屈長さ・断面せい比 (L_k/D)：4, 8, 12, 18, 24, 30
- 3) 偏心距離 (e) / 断面の核半径 (κ)：0, 1, 3, 5

図-1 に示すように材の両端に等偏心の荷重 N を載荷する実験を、比較のための中空鋼管柱の中心圧縮試験を 12 体含め、計 60 体行った。荷重の偏心距離 e は、断面の核半径 κ (角形断面で $\kappa = 2.5\text{cm}$ 、円形断面で $\kappa = 2.1\text{cm}$) を基準に取った。なお、 $L_k/D=30$ の中空角形鋼管の細長比 λ は 76、中空円形鋼管の λ は 87 である。

2. 2 試験体

実験に用いた角形鋼管の公称断面は $150 \times 150 \times 4.5$ (STKR400)、円形鋼管の公称断面は $165.2 \phi \times 4.5$ (STK400) である。残留応力を除去するための熱処理は行っていない。表-1 に鋼管の実測断面寸法を示す。

材長を断面せいの 3 倍とした中空鋼管の短柱圧縮試験結果およびコンクリートシリンダー ($10\text{cm} \phi \times 20\text{cm}$) の圧縮試験結果を表-2 に示す。鋼管の降伏応力度 σ_y は 0.2% オフセット耐力である。コンクリートの圧縮強度の平均値は角形で 325kg/cm^2 、円形 417kg/cm^2 であった。耐力の算定には表-1 および表-2 に示す値を用いた。

3. 鋼管指針の設計式による耐力

本章では、鋼管構造設計施工指針・同解説に示されたコンクリート充填鋼管長柱の設計式による耐力 N_{src} の算定について示す。

3. 1 鋼管指針の耐力式による耐力 N_{src}

鋼管指針に示されているコンクリート充填鋼管長柱の終局耐力は、2 次曲げの影響を考慮して決められた鋼管長柱とコンクリート長柱の耐力を、式 (1)、(2) に示すように、2 次曲げの影響を修正して累加した累加強度方式の設計式である。この式は図-2 に示すように短柱の耐力評価に用いられる通常の単純累加強度を $p\delta$ モーメントの影響を考慮して修正したものであり、式中の括弧内の量が $p\delta$ モーメントに関係する量である。

$N_u \leq cN_{cu}$ または $\mu \geq s\mu_0 (1 - cN_{cu} / N_k)$ のとき

$$N_u = cN_{cu}$$

$$\mu = c\mu + s\mu_0 (1 - cN_{cu} / N_k) \quad (1)$$

$N_u > cN_{cu}$ または $\mu < s\mu_0 (1 - cN_{cu} / N_k)$ のとき

$$N_u = cN_{cu} + sN_u$$

$$\mu = s\mu (1 - cN_{cu} / N_k) \quad (2)$$

ここで、 N_u ：終局圧縮耐力、 μ ：終局曲げ耐力、 cN_{cu} ：充填コンクリート長柱が圧縮力のみを受ける場合の終局圧縮耐力 (鋼管指針ではコンクリートの断面せいの 5 パーセントの偏心がある時の耐

図-1 荷重条件

表-1 鋼管の実測寸法

鋼管	断面せい (mm)	板厚 (mm)
角形	149.8	4.27
円形	165.2	4.08

表-2 鋼管の短柱圧縮試験結果と
コンクリートシリンダーの圧縮試験結果

断面	降伏応力度 σ_y (t/cm^2)	圧縮強度 σ_u (t/cm^2)	コンクリート圧縮強度 F_c (kg/cm^2)
角	4.20	4.27	325
円	3.60	4.06	417

力として算定)、 cN_u ：充填コンクリート長柱の終局圧縮耐力、 $c\mu$ ：充填コンクリート長柱の終局曲げ耐力、 sN_u ：鋼管長柱の終局圧縮耐力、 $s\mu$ ：鋼管長柱の終局曲げ耐力、 $s\mu_0$ ：鋼管部分が曲げモーメントのみを受ける場合の終局曲げ耐力、 N_k ：柱のオイラー座屈耐力であり、下式で算定する。

$$N_k = \pi^2 (cE cI / 5 + sE sI) / L_k^2 \quad (3)$$

ここに、 L_k は柱の座屈長さ、 cE 、 sE はそれぞれコンクリート、鋼管部分のヤング係数、 cI 、 sI は断面 2 次モーメントである。

3. 2 鋼管柱の耐力

鋼管柱の終局耐力に関する $s\mu$ - sN_u 相関曲線は、鋼構造塑性設計指針¹¹⁾ による柱材の耐力式で得られ、下式で表せる。

$$sN_u / sN_{cr} + C_M \cdot s\mu / \{ (1 - sN_u / sN_E) \cdot s\mu_0 \} = 1 \quad (4)$$

ここで、 sN_{cr} ：柱の座屈強度、 sN_E ：柱の曲げ面内におけるオイラー座屈強度、であり次式で与えられる。

鋼管柱の座屈強度 sN_{cr} は、鋼構造塑性設計指針¹¹⁾ より、 $\lambda_1 = 1/\pi \cdot (\sigma_y / sE)^{0.5} \cdot \lambda$ (λ は細長比) として、

$$0 \leq \lambda_1 \leq 0.3$$

$$sN_{cr} = sN_y$$

$$0.3 \leq \lambda_1 \leq 1.3$$

$$sN_{cr} = \{ 1 - 0.545 (\lambda_1 - 0.3) \} sN_y \quad (5)$$

$$1.3 \leq \lambda_1$$

$$sN_{cr} = sN_E / 1.3$$

ここで、 sN_y は柱の降伏軸力である。

鋼管柱のオイラーの座屈強度 sN_E は下式で与えられる。

$$sN_E = \pi^2 \cdot sE \cdot sI / L_k^2 \quad (6)$$

ここで、 sE は鋼管のヤング係数、 sI は鋼管の断面 2 次モーメントである。

C_M は等価曲げモーメント係数、 $s\mu_0$ は鋼管の全塑性モーメントである。

図-2 長柱の累加強度

図-3 鋼管柱の耐力

図-4 コンクリート柱の耐力

図-5 カラムカーブ

耐力式 (4) を sMu について解けば、下式が得られる。

$$sMu = (1 - sNu/sNcr) \cdot (1 - sNu/sNe) \cdot sMu0 / CM \quad (7)$$

この形式の設計式は論理的には飛躍があることが指摘されているが¹²⁾、設計式として世界各国で使われており、歴史的に検証を受けていると考えられる。図-3に $CM=1$ とした式 (4) で表せる sMu - sNu 関係を2章実験概要で示した円形断面 (165.2 ϕ x4.5) について示す。

3. 3 コンクリート柱の耐力

コンクリート柱の cMu - cNu 関係曲線はRC長柱に対するACI規準にならった式を採用している。すなわち、全塑性に対する相関式のモーメントの項に軸力による拡大係数 ($=1/(1-cNu/cNk)$) を乗じたものとして下式となる。

角形断面の場合

$$\begin{aligned} cMu / (cb \cdot cD^2 \cdot \sigma_u \cdot F_c) = \\ cNu / 2 \cdot (cb \cdot cD \cdot \sigma_u \cdot F_c) \cdot (1 - cNu/cNk) \cdot (1 - cNu/cNk) \end{aligned} \quad (8)$$

ここで、 cb : コンクリート断面の幅、 cD : コンクリート断面のせい、 σ_u : コンクリートの圧縮強度の低減係数、 F_c : コンクリートの設計基準強度である。

円形断面の場合

$$\begin{aligned} cNu / (cD^2 \cdot \sigma_u \cdot F_c) = (\theta - \sin \theta \cdot \cos \theta) / 4 \\ cMu / (cD^3 \cdot \sigma_u \cdot F_c) = \sin^3 \theta / 12 \cdot (1 - cNu/cNk) \end{aligned} \quad (9)$$

式 (8),(9) 中の cNk は次式で表現される。

$$cNk = \pi^2 \cdot cE \cdot cI / (5Lk^2) \quad (10)$$

ここに cE はコンクリートのヤング係数、 cI はコンクリート部分の断面2次モーメントである。

ただし、式 (8), (9) で曲げモーメントが小さい場合でも、圧縮力に対してコンクリートの断面せいの少なくとも5%の偏心を考えることになっている。したがって、式 (1) の $cNcu$ はコンクリートの断面せいの5%の偏心がある時の耐力として式 (8) あるいは (9) の左辺の cMu に $cNcu \cdot cD/20$ を代入し、また $cNu = cNcu$ として算定する。式 (8) より $cMu=0$ としてモーメントが作用しない場合の圧縮耐力を求めると、 $cNu = cb \cdot cD \cdot \sigma_u \cdot F_c$ あるいは $cNcu = cNk$ となる。材長が長くなると、圧縮耐力 $cNcu$ は cNk に支配されることがわかる。

角形断面の場合 $cNcu$ は次式となる。

$$cNcu = \{cNu0 + cNk - (cNu0^2 - 1.6cNk \cdot cNu0 + cNk^2)^{0.5}\} / 2 \quad (11)$$

ここで、 $cNu0 = cb \cdot cD \cdot \sigma_u \cdot F_c$ である。

図-4に2章実験概要で示した円形断面コンクリート柱 (156.2 ϕ) の cMu - cNu 関係を示す。

3. 4 Mu - Nu 関係曲線

以下に式 (1), (2) を変形して求めた角形断面の Mu - Nu 関係曲線式を示す (円形断面の場合は解析的表現は得られない)。

鋼管構造設計施工指針に示されている式 (1), (2) より、 $Nu \leq cNcu$ のとき、 $Nu = cNcu$ 、 $Nu > cNcu$ のとき、 sNu は $sNu = Nu - cNcu$ となるから、

$Nu \leq cNcu$ または $Mu \geq sMu0 (1 - cNcu / Nk)$ のとき

$$\begin{aligned} Mu = \\ Nu / 2 \cdot cD \cdot (1 - Nu / (cb \cdot cD \cdot \sigma_u \cdot F_c)) \cdot (1 - Nu/cNk) + sMu0 \cdot (1 - Nu/Nk) \end{aligned} \quad (12)$$

$Nu > cNcu$ または $Mu < sMu0 (1 - cNcu / Nk)$ のとき

$$\begin{aligned} Mu = \\ (1 - (Nu - cNcu) / sNcr) \cdot (1 - (Nu - cNcu) / sNe) \cdot (1 - cNcu/Nk) \cdot sMu0 / CM \end{aligned} \quad (13)$$

式 (12) は Nu に関する3次式、式 (13) は2次式となる。

3. 5 鋼管指針の耐力と実験耐力との対応

著者らは文献8)で鋼管指針によるコンクリート充填鋼管長柱の耐力は、荷重の偏心量が大きい場合には比較的良く耐力を評価するが、偏心量が小さく、また材長が長いとかなり安全側に耐力を評価することを示した。

図-5に2章の実験概要で示した実験の角形断面でのカラムカーブを示す。図中●および○印でそれぞれコンクリート充填鋼管柱、中空鋼管柱の実験最大耐力を示している。また、実線で式 (2) で $Mu=0$ として算定した鋼管指針の耐力、破線で式 (5) で表せる鋼管柱の座屈耐力を示している。

図-5より鋼管指針の耐力は、座屈長さ・せい比が大きくなると、点線で示す鋼管柱の耐力に急速に漸近していることがわかる。しかし、実験値は急速には漸近していない。点線で示す中空鋼管柱の耐力は実験耐力と良く対応していること、コンクリート充填鋼管柱の座屈耐力は鋼管柱の座屈荷重とコンクリート柱の座屈荷重を累加することにより良く評価出来る⁹⁾ことから、鋼管指針ではコンクリート柱の耐力を座屈長さ・せい比が大きくなると過小評価していることが推察される。

3.3節で示したコンクリート柱の耐力は、1) 不可避の偏心を考慮し、コンクリートの断面せいの5%の偏心がある時の圧縮耐力を上限としていること、2) 式 (10) で示されるようにモーメント拡大係数の算定に対してコンクリート柱のオイラー座屈荷重の算定にコン

図-6 ヤング係数等の値の耐力に及ぼす影響

クリートのヤング係数を1/5にしていること、3) コンクリートの圧縮強度の低減係数として $c_{ru}=0.85$ を取っていること、により過小評価されている可能性がある。

鋼管指針の耐力式で上記1)～3)までの操作を行わない場合の耐力を図-6に示す。図-6(a)および(b)はそれぞれ圧縮力の偏心量 e が0(中心圧縮)、12.5cmの場合である。図中太実線は鋼管指針の耐力を示し、実線は不可避の偏心を考えない場合、破線はコンクリートの強度低減係数を1とした場合、点線はコンクリートのヤング係数を1/5倍しない場合を示し、●印は実験最大耐力を示している。

図-6より、1) 長柱域でもっとも耐力に影響を与えるのはコンクリートのヤング係数であること、2) ヤング係数、コンクリート強度の低減係数および不可避の偏心量を単独に変化させるだけでは、短柱域から長柱域まで適切には実験耐力は評価出来ないこと、が観察され、コンクリート柱の適切な耐力評価が必要ながわかる。

4. コンクリート柱の耐力

3.5節で鋼管指針が想定しているコンクリート柱の耐力は座屈長さ・せい比が大きくなると耐力を過小評価していること、コンクリート柱の適切な耐力評価が必要なることを示した。

本章では、コンクリート柱の解析を行い、コンクリート柱の耐力評価式を提示する。また、鋼管指針が規定しているコンクリート柱の耐力と比較する。

4.1 解析モデルと解析方法

図-7に示す材端に等偏心 e の圧縮力を受ける正方形あるいは円形断面コンクリート柱の解析を行った。解析は材のたわみ形を式(14)で仮定し、材中央点の釣合いのみを考えた。

$$u = (e + \delta) \sin(\pi x / L) \quad (14)$$

4.2 応力-ひずみ関係

応力(σ) - ひずみ(ϵ) 関係は最大圧縮応力度までは式(15)を用い、その後は一定の応力度を維持すると仮定した。また、引張応力は負担しないとした。

$$\eta = 1 - (1 - \xi)^a \quad (15)$$

ここで、 η 、 ξ 、 a 、は下式である。

$$\eta = \sigma / \sigma_{\max} \quad (16)$$

$$\xi = \epsilon / \epsilon_{\max} \quad (17)$$

$$a = E_i \cdot \epsilon_{\max} / \sigma_{\max} \quad (18)$$

図-7 仮定したたわみ形

$\sigma_{\max}$ [kg/cm²] は圧縮強度、 $\epsilon_{\max}$ は圧縮強度時のひずみで、 $\epsilon_{\max}$ は下式を用いた¹³⁾。

$$\epsilon_{\max} = 0.52 \cdot (\sigma_{\max})^{0.25} \cdot 10^{-3} \quad (19)$$

初期ヤング係数 E_i [kg/cm²] は式(20)で求めた¹³⁾。

$$E_i = (0.106 \sigma_{\max}^{0.5} + 0.703) \cdot 10^5 \quad (20)$$

式(18)による a の値をコンクリート強度との関係で図-8に示している。

図-9にコンクリートの圧縮強度と圧縮強度時のひずみ度、および圧縮強度とヤング係数の関係を示す。

4.3 解析変数

解析変数として、コンクリートの設計基準強度 F_c 、座屈長さ L と断面せい比に關係する変数 $\beta = (0.5 \cdot (Lk/cD))^2 \cdot \epsilon_{\max} : Lk$ は座屈長さ、 cD は断面せい)を選んだ。

コンクリート強度 F_c は、240, 360, 480, 600, 720, 840, 960kg/cm²、 β は0.01, 0.02, 0.05, 0.1, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.2, 1.4を選び $\sigma_{\max} = c_{ru} F_c$ (ここに c_{ru} はコンクリート強度 F_c の低減係数であり、 $c_{ru}=0.85$)とした。図-10に座屈長さ(Lk)・断面せい(cD)比と β の關係を示す。図-11に応力度-ひずみ度關係を示す。

4.4 $cMu - cNu$ 關係の近似式

以上のコンクリート強度 F_c と β の組合せに対して、荷重の偏心量 e を種々変化させて、圧縮力 N -たわみ δ 關係を求めた。荷重-変形關係より圧縮耐力を求め、設計式の使用に必要な圧縮耐力 cNu -端モーメント cMu ($=cNu \cdot e$) 關係を求めた。

設計式の使用で必要となる圧縮耐力 cNu -端モーメント cMu 關係の解析解は得られないので、解析結果より近似式を求めた。表-3に設計用 $cMu - cNu$ 關係を算定するための式のまとめを示す。

表中の式[1]がコンクリート柱の $cMu - cNu$ 關係である。式[1]中の $cM_{\max}$ は座屈長さ・せい比 β に關係した最大モーメントであり断面形にしたがい式[2]、[4]で与えられる(表-3中の図参照)。 $cM_{\max 0}$ はコンクリート断面の最大モーメントであり、式[3]、[5]で与えられる。 cN_{cr} はコンクリート柱の座屈荷重であり、式[12]で与えられる。図-12～14に表-3中の諸量の算定圖を示す。

図-4に示した鋼管指針によるコンクリート柱の耐力に対応する表-3により算定した耐力($c_{ru}=0.85$)を図-15に示す。また、図-16には図-4および図-15より鋼管指針の規定しているコンクリート柱の耐力と表-3の耐力を座屈長さ・せい比が8と24の場合について比較して示す。図-16より、座屈長さ・せい比が8と小さい場合には鋼管指針の耐力と表-3の精解値(提案値)は比較的良く対応しているが、24

図-8 指数aの値

図-9 強度時のひずみとヤング係数

図-10 beta-Lk/cD 関係

図-11 応力-ひずみ関係

(a) 角形

(b) 円形

図-12 cMmax算定図(式[2]と[4])

図-13 g1, g3算定図(式[6]と[7])

図-14 f1, f2, f3算定図(式[9], [10], [11])

図-15 提案耐力

図-16 耐力の比較

(a) 角形

(b) 円形

図-17 cMu-cNu関係の例

表-3 cMu-cNu関係算定表

記号	式	
cMu-cNu 相関関係	$cMu/cMmax = \frac{4(cNu/cNcr) \{ 1 - (cNu/cNcr) \}}{[1 + f1(\beta) ((cNu/cNcr) - 0.5) + f2(\beta) ((cNu/cNcr) - 0.5)^2 + f3(\beta) ((cNu/cNcr) - 0.5)^3]}$	… [1]
角形断面のcMmax	$cMmax = cMmax0 \exp [-3.12 g1(\phi) \beta + 2.21 \beta^2 - 0.731 g3(\phi) \beta^3]$	… [2]
	$cMmax0 = \sigma_{max} c D^3 / 8$	… [3]
円形断面のcMmax	$cMmax = cMmax0 \exp [-4.14 g1(\phi) \beta + 3.46 \beta^2 - 1.23 g3(\phi) \beta^3]$	… [4]
	$cMmax0 = \sigma_{max} c D^3 / 12$	… [5]
関数 g1	$g1(\phi) = 0.789 + 0.371 \phi - 0.160 \phi^2$	… [6]
関数 g3	$g3(\phi) = 1.17 - 0.285 \phi + 0.118 \phi^2$	… [7]
phi	$\phi = \sigma_{max} / (0.85 \times 960) = \sigma_{max} / 816$	… [8]
関数 f1	$f1(\beta) = -\beta / (0.248 - 0.986\beta + 7.61\beta^2 - 7.04\beta^3 + 2.11\beta^4)$	… [9]
関数 f2	$f2(\beta) = -\beta / (0.0257 + 0.292\beta + 2.40\beta^2 - 15.3\beta^3 + 30.0\beta^4)$	… [10]
関数 f3	$f3(\beta) = -\beta / (0.00360 + 0.591\beta - 1.46\beta^2 + 1.90\beta^3 - 0.702\beta^4)$	… [11]
座屈荷重 (cNcr=cNcu)	$cNcr = cA \sigma_{max} [1 - (1 - \epsilon_{cr} / \epsilon_{max})^a]$	… [12]
断面積 cA	$(1 - \epsilon_{cr} / \epsilon_{max})^a + a K (1 - \epsilon_{cr} / \epsilon_{max})^{(a-1)} - 1 = 0$	… [13]
座屈時のひずみ epsilon_cr	$\epsilon_{cr} = 0.52 \sigma_{max}^{0.25} 10^{-3}$	… [14]
圧縮強度時のひずみ epsilon_max	$\epsilon_{max} = (0.106 \cdot \sigma_{max}^{0.5} + 0.703) 10^{-5}$	… [15]
ヤング係数 Ei	$Ei = (0.103 \cdot \sigma_{max}^{0.5} + 0.703) 10^5$	… [16]
角形断面のK	$K = \pi^2 / (24 \beta)$	… [17]
円形断面のK	$K = \pi^2 / (32 \beta)$	… [18]
beta	$\beta = 0.5 (Lk/cD)^2 \epsilon_{max}$	… [19]
a	$a = Ei \epsilon_{max} / \sigma_{max}$	… [19]

(a) 鋼管指針の耐力

(b) 提案耐力

図-18 Mu-Nu関係

と大きくなると鋼管指針の耐力はかなり安全側に耐力を評価していることがわかる。

図17には、表-3に従って求めた $F_c=360\text{kg/cm}^2$ の場合の $c\mu\text{u}-c\text{Nu}$ 関係を例示している。付録には表-3による $c\mu\text{u}-c\text{Nu}$ 関係の算定例を示した。

5. コンクリート充填鋼管長柱の終局耐力評価式の提案

5.1 終局耐力評価式

コンクリート充填鋼管長柱の終局耐力として、コンクリート柱の $c\mu\text{u}-c\text{Nu}$ 関係を表-3による関係を用い、他は鋼管指針の式(1)および(2)に従い算定する耐力を提案する。なお、式(1)および(2)の $c\text{Nu}$ はコンクリート柱の座屈荷重 $c\text{Ncr}$ と等しいとする。また、式(3)の中のコンクリートのヤング係数 cE は、表-3の式[15]の E_i とする($cE=E_i$)。

5.2 実験耐力との比較

鋼管指針では、座屈長さ・せい比が12を境に短柱と長柱に分け、両者で設計式は異なっているが、ここでは、座屈長さ・せい比の値にかかわらず、すべてを長柱として扱い、実験耐力と比較する。コンクリート柱の耐力として表-3による耐力を用いてコンクリート充填鋼管柱の耐力を算定した提案耐力に加えて、鋼管指針の耐力も算定している。表-3によるコンクリート柱の耐力の算定には、コンクリートの圧縮強度の低減係数 $c\text{ru}$ の値としては1と0.85を設定した。

図-18および図-19に耐力に関する $\mu\text{u} (=N\text{u} e) - N\text{u}$ 相関関係を示す。図-18は2章に示した円形断面の $\mu\text{u}-N\text{u}$ 関係を例示している。図-18(a)は鋼管指針の耐力であり、(b)は提案耐力である。図-18および19の点線は鋼管は降伏応力度 σ_y 、コンクリートは $c\text{ru} F_c$ ($c\text{ru}=1$)で全塑性応力分布を仮定した断面耐力である。

図-19には●印で充填鋼管の実験耐力を、○印で中空鋼管の実験耐力を示す。また、太実線で提案耐力 $N\text{mod1}$ (図中Proposed)、点線で鋼管指針の耐力 (図中AIJ)、細実線で式(4)で与えられる鋼管柱の耐力を示す。太実線の提案耐力はコンクリート柱の耐力を強度低減係数 $c\text{ru}=1$ として算定した耐力である。

表-4, 5に、実験耐力および耐力算定値の比較を示す。表中の $N\text{exp}$ は実験耐力、 $N\text{src}$ は鋼管指針の耐力、 $N\text{mod}$ および $N\text{mod1}$ はそれぞれ、コンクリート柱の耐力算定に $c\text{ru}=0.85, 1.0$ とした耐力である。

図-20および21には実験耐力と計算耐力の関係を示している。表-6には、(実験耐力/計算耐力)の値の統計量を示している。

図-19および表-4, 5より、鋼管指針の耐力と実験耐力の値の違いは、材長が長くなるほど、また偏心距離が小さくなるほど大きくなる傾向にあることがわかる。

提案耐力は座屈長さ・せい比の広い範囲で実験の $\mu\text{u}-N\text{u}$ 関係をよく予測している。円形断面で座屈長さ・せい比が4の場合は、提案耐力の $\mu\text{u}-N\text{u}$ 関係では、実験値をかなり安全側に評価している。この原因は、式(1), (2)に関して、1) その耐力が最大で断面の単純累加強度しか与えないこと、2) 式(3)で与えられる鋼管柱の耐力式は、断面の耐力($sN_e \rightarrow \infty$)としても sN_u と $s\mu\text{u}$ に関して直線の相関関係しか与えず、断面の全塑性に関する相関曲線を与えないこと、さらに3) 鋼管とコンクリートの相互作用(コンファインド効果)、および4) 鋼管のひずみ効果による耐力上昇、が原因であると考えられる。

表-4, 5および6より、鋼管指針による耐力は、充填鋼管ではすべ

図-19 耐力の比較

て安全側の耐力評価をしているが、角形断面で6.9~40%, 円形断面で6.7~75.5%と実験耐力との差は大きく、また、ばらつきも大きい。

提案耐力は、表-6に示すように、(実験耐力/計算耐力)の値の平均値および変動係数は、角形断面で1.04, 4.9% ($c\text{ru}=0.85$), 0.99, 4.0%

図-20 耐力の比較 (角形)

図-21 耐力の比較 (円形)

($c_{Ru}=1.0$), 円形断面で1.08, 6.8% ($c_{Ru}=0.85$), 1.03, 6.2% ($c_{Ru}=1.0$)と精度良く実験耐力を評価しており, また, 変動係数も小さな値となっている。

実験データがさらに集積されると, 限界状態設計法の手順に従って本論文で提示した耐力評価式に対応する耐力係数を提示出来るよう。耐力評価式としては, コンクリート強度の低減係数 c_{Ru} の値に関して $c_{Ru}=1$ とした方が0.85とする場合より, 変動係数は小さくまた, 平均値も1に近く平均的には良い耐力評価をしていることから, 設計式としては, 47体中5体が危険側となった $c_{Ru}=0.85$ を用いれば概ね安全側にかつ精度良くコンクリート充填鋼管柱の耐力を評価出来る。なお, 高強度コンクリートを用いた場合の耐力評価式の精度は今後検討する必要がある。

5. 3 モーメント勾配のある場合の耐力評価法

5.2節で, 軸力と等曲げを受ける長柱の耐力は精度良く評価出来ることを示した。ここでは, 曲げモーメントに勾配のある長柱の耐力評価法について考察する。コンクリート充填鋼管柱を鉄骨柱と考え, 文献11)に準ずれば以下ようになる。

i) 軸力と等曲げを受けるCFT長柱の曲げ耐力を5.1節で示した方法で算出する。

ii) 曲げモーメント分布により定まる係数 C_M を下式で算定する¹¹⁾。但し, 柱頭の水平変位が拘束されていない柱においては, $C_M=1$ とする¹¹⁾。

$$C_M = 1 - 0.5 \left(1 - M_2 / M_1 \right) (N_u / N_k)^{0.5} \geq 0.25 \quad (21)$$

ここで, M_1, M_2 : 柱の両端に作用する曲げモーメントのうち, それぞれ絶対値が大きいほうおよび小さいほうの値で, M_2/M_1 は柱

表-4 耐力の比較 (角形)

Specimen	Lk/D	e (cm)	Nexp (ton)	Design Strength			Error (=Nexp/N*-1)		
				Nsrc	Nmod	Nmod1	Nsrc	Nmod	Nmod1
				$c_{r u}=0.85 \quad c_{r u}=1$					
C4-0	4	0.00	162.9	151.4	157.5	167.3	7.6%	3.4%	-2.6%
C4-1	4	2.50	120.7	103.8	108.0	114.6	16.2%	11.8%	5.3%
C4-3	4	7.50	74.8	64.1	66.6	70.7	16.8%	12.3%	5.8%
C4-5	4	12.50	52.4	48.3	47.9	50.5	8.5%	9.4%	3.8%
S4-0	4	0.00	100.4	102.4	102.4	102.4	-2.0%	-	-
C8-0	8	0.00	161.7	148.7	157.1	166.9	8.8%	2.9%	-3.1%
C8-1	8	2.50	115.5	100.1	105.6	112.0	15.4%	9.4%	3.1%
C8-3	8	7.50	67.8	61.6	65.1	69.0	10.0%	4.2%	-1.7%
C8-5	8	12.50	49.4	46.2	46.2	48.4	6.9%	6.9%	2.1%
S8-0	8	0.00	103.8	102.4	102.4	102.4	1.3%	-	-
C12-0	12	0.00	160.4	132.7	148.4	157.8	20.9%	8.1%	1.7%
C12-1	12	2.50	104.5	89.0	99.0	104.9	17.4%	5.5%	-0.4%
C12-3	12	7.50	64.3	55.7	61.9	65.6	15.4%	3.9%	-2.0%
C12-5	12	12.50	45.4	40.9	43.8	45.6	10.9%	3.7%	-0.4%
S12-0	12	0.00	100.2	95.3	95.3	95.3	5.1%	-	-
C18-0	18	0.00	138.3	103.7	129.8	137.3	33.4%	6.5%	0.7%
C18-1	18	2.50	86.3	69.5	85.3	89.6	24.2%	1.2%	-3.7%
C18-3	18	7.50	56.4	44.8	54.8	57.5	25.9%	2.8%	-2.0%
C18-5	18	12.50	39.8	33.6	39.7	40.8	18.5%	0.3%	-2.5%
S18-0	18	0.00	91.1	83.4	83.4	83.4	9.2%	-	-
C24-0	24	0.00	116.6	83.3	108.4	113.4	40.0%	7.5%	2.8%
C24-1	24	2.50	71.9	55.8	70.3	73.0	29.0%	2.3%	-1.5%
C24-3	24	7.50	45.0	37.1	46.5	48.2	21.2%	-3.2%	-6.6%
C24-5	24	12.50	33.2	28.5	35.2	35.8	16.7%	-5.7%	-7.3%
S24-0	24	0.00	78.2	71.5	71.5	71.5	9.4%	-	-
C30-0	30	0.00	92.7	67.2	87.9	91.2	37.9%	5.4%	1.7%
C30-1	30	2.50	60.0	45.2	57.1	58.7	32.7%	5.0%	2.2%
C30-3	30	7.50	38.0	31.2	39.0	40.1	21.6%	-2.6%	-5.3%
C30-5	30	12.50	28.2	24.5	30.5	31.2	15.1%	-7.7%	-9.6%
S30-0	30	0.00	62.8	59.6	59.6	59.6	5.4%	-	-

N*: Nsrc, Nmod, Nmod1

表-5 耐力の比較 (円形)

Specimen	Lk/D	e (cm)	Nexp (ton)	Design Strength			Error (=Nexp/N*-1)		
				Nsrc	Nmod	Nmod1	Nsrc	Nmod	Nmod1
				$c_{r_u}=0.85, c_{r_u}=1$			$c_{r_u}=0.85, c_{r_u}=1$		
C4-0	4	0.00	159.3	133.7	142.8	154.9	19.1%	11.6%	2.8%
C4-1	4	2.07	123.7	94.6	100.8	109.3	30.8%	22.7%	13.1%
C4-3	4	6.20	76.9	60.0	63.7	68.7	28.1%	20.7%	11.9%
C4-5	4	10.32	56.5	45.3	45.3	47.8	*	*	*
S4-0	4	0.00	83.9	74.2	74.2	74.2	13.1%	-	-
C8-0	8	0.00	144.0	126.5	141.9	154.0	13.9%	1.5%	-6.5%
C8-1	8	2.07	106.1	87.5	97.6	105.7	21.3%	8.7%	0.4%
C8-3	8	6.20	67.1	55.4	60.2	64.1	21.1%	11.5%	4.7%
C8-5	8	10.32	44.3	41.5	42.4	44.3	6.7%	4.5%	0.0%
S8-0	8	0.00	72.2	74.0	74.0	74.0	-2.4%	-	-
C12-0	12	0.00	139.9	102.7	132.0	143.3	36.2%	6.0%	-2.4%
C12-1	12	2.07	96.6	70.9	89.5	96.5	36.3%	7.9%	0.1%
C12-3	12	6.20	58.2	45.7	55.0	57.9	27.3%	5.8%	0.5%
C12-5	12	10.32	39.4	34.9	38.7	40.0	12.8%	1.8%	-1.5%
S12-0	12	0.00	69.6	67.8	67.8	67.8	2.7%	-	-
C18-0	18	0.00	117.0	75.8	109.5	117.0	54.4%	6.9%	0.0%
C18-1	18	2.07	75.6	52.2	72.1	76.1	44.9%	4.9%	-0.7%
C18-3	18	6.20	46.9	34.7	46.0	47.4	35.3%	2.0%	-1.1%
C18-5	18	10.32	33.7	26.4	33.0	33.7	27.5%	2.1%	0.0%
S18-0	18	0.00	64.9	58.5	58.5	58.5	10.9%	-	-
C24-0	24	0.00	103.9	59.2	85.9	90.2	75.5%	20.9%	15.1%
C24-1	24	2.07	62.1	40.7	55.7	57.7	52.6%	11.5%	7.6%
C24-3	24	6.20	35.7	28.0	37.5	38.2	27.7%	-4.8%	-6.5%
C24-5	24	10.32	28.2	21.8	27.9	28.4	29.2%	1.1%	-0.7%
S24-0	24	0.00	60.6	49.2	49.2	49.2	23.1%	-	-
C30-0	30	0.00	79.7	46.4	66.4	69.0	71.6%	20.1%	15.5%
C30-1	30	2.07	48.8	32.2	43.3	44.4	51.6%	12.7%	9.9%
C30-3	30	6.20	31.5	23.0	30.1	30.8	37.2%	4.7%	2.3%
C30-5	30	10.32	24.3	18.4	23.5	23.8	32.3%	3.4%	2.1%
S30-0	30	0.00	53.9	40.0	40.0	40.0	34.8%	-	-

*: ピン支持不完全 (C4-5)

表-6 充填鋼管柱の Nexpp / N* の統計量

統計量	角形断面			円形断面		
	Nexpp Nsrc	Nexpp Nmod	Nexpp Nmod1	Nexpp Nsrc	Nexpp Nmod	Nexpp Nmod1
平均値	1.20	1.04	0.99	1.34	1.08	1.03
最小値	1.07	0.92	0.90	1.07	0.95	0.93
最大値	1.40	1.12	1.06	1.76	1.23	1.16
変動係数	7.9%	4.9%	4.0%	13.0%	6.8%	6.2%

N*: Nsrc, Nmod, Nmod1

が単曲率の場合に正、複曲率の場合に負とする。Nu は柱に作用する軸圧縮力、Nk はオイラー座屈強度で、式 (3) で算定する。

- iii) i) で算定した曲げ耐力を ii) の C_M で除することにより、モーメント勾配のある場合の耐力とする。

以上をまとめると、モーメント勾配のある場合の耐力評価式は式 (22), (23) となる。なお、式 (22), (23) 右辺の曲げモーメント、軸力に関する量は等曲げに関する量である。

$Nu \leq cNcu$ または $Mu \geq sMu0 (1 - cNcu / Nk)$ のとき

$$Nu = cNu$$

$$Mu = \{ cMu + sMu0 (1 - cNu / Nk) \} / C_M \quad (22)$$

$Nu > cNcu$ または $Mu < sMu0 (1 - cNcu / Nk)$ のとき

$$Nu = cNcu + sNu$$

$$Mu = \{ sMu (1 - cNcu / Nk) \} / C_M \quad (23)$$

6. 結論

コンクリート充填鋼管柱の中心および偏心圧縮実験結果に基づき、鋼管構造設計施工指針の耐力式を検討し、コンクリート充填鋼管長柱の終局耐力評価式を提示した。

提示した耐力評価式は現行の設計式 (1), (2) において、コンクリート柱の耐力 $cMu - cNu$ 関係を表-3 に基づき算定する事のほかは現行の設計式と同様である。

本論文で得られた知見は以下のようにまとめられる。

- 1) 鋼管構造設計施工指針による耐力は、荷重の偏心量が大きい場合には、安全側で比較的良好な耐力を予測する。しかしながら、実験値との誤差は、偏心量が小さく、また、材長が長い程大きくなる。
- 2) 結論 1) の理由は、鋼管指針の想定しているコンクリート柱の耐力は座屈長さ・せい比が大きくなると耐力を過小評価しているためである。
- 3) コンクリート柱の耐力を表-3 に示すように提示する。
- 4) コンクリート柱の耐力として結論 3) に示した耐力を用い、その他は現行の長柱の設計式 (1) および (2) に従う算定法をコンクリート充填鋼管長柱の耐力評価法として提案する。
- 5) 提案した耐力は、 $\alpha_{cr} = 1$ としてコンクリート柱の耐力を算定すれば、平均的に実験耐力を一番精度良く評価できる。安全側に耐力を評価するためには $\alpha_{cr} = 0.85$ としてコンクリート柱の耐力を算定すれば良い。
- 6) モーメント勾配のある場合の耐力評価法を式 (22), (23) のように提案する。

謝辞

本研究は、鋼材倶楽部（鋼管コンクリート構造研究会・長柱設計法WG、委員長高田啓一）の援助を得ました。また、長柱設計法WG前委員長、故松村弘道博士には、貴重な意見を頂きました。実験に際し、九州大学技官、有働文久、川口晃、久島昭久、津賀山健次の諸氏、実験および資料整理に際して、上田大成（大成建設、当時九州大学大学院学生）、H. Z. E. Din 博士（アレキサンドリア大学、当時九州大学大学院学生）、尾崎功（大成建設、当時九州大学大学院生）、美野英司（当時九州大学学生）の諸氏のご協力を得ました。ここに、深く感謝致します。

参考文献

- 1) 松井千秋：コンクリート充填鋼管構造の構造性能と設計，鋼構造論文集，第1巻第2号，pp.11-24, 1994. 6.
- 2) 柴田道生：SRC 梁-柱の耐力評価式，構造工学論文集，Vol. 40B, pp.351-358, 1994. 3.
- 3) 柴田道生：SRC 梁-柱の耐力，構造工学論文集，Vol. 40B, pp.359-366, 1994. 3.
- 4) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1987.6.
- 5) 日本建築学会：鋼管構造設計施工指針・同解説，1990.1.
- 6) 若林實，吉田望：細長い合成柱の設計式，日本建築学会論文報告集，第278号，pp.27-36, 1979. 4.
- 7) 若林実：鋼管コンクリート構造の最近における発展，GBRC, Vol. 65, pp.8-17, 1992. 1.
- 8) 松井千秋，津田恵吾，尾崎 功，石橋靖夫：コンクリート充填鋼管長柱の耐力，日本建築学会構造系論文報告集，第494号，1997. 4.
- 9) 津田恵吾，松井千秋：コンクリート充填鋼管柱の累加座屈荷重，鋼構造論文集，第3巻第9号，pp. 11-18, 1996. 3.
- 10) 津田恵吾，松井千秋，石橋靖夫：コンクリート充填鋼管柱の座屈耐力，構造工学論文集 Vol. 42B, pp. 485-494, 1996. 3.
- 11) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針，1975.11.
- 12) 日本建築学会：鋼構造座屈設計指針，1996. 1.
- 13) 崎野健治，孫 玉平：直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係，日本建築学会構造系論文報告集，第461号，pp. 95-104, 1994. 7.

付録

$cMu - cNu$ 関係の算定例として、付図-1 に示す角形鋼管柱に充填されたコンクリート柱の $cMu - cNu$ 関係を求める。

角形鋼管の幅 D は 50cm，板厚 t は 2.5cm とし，座屈長さ L と断面せいの比 Lk/D は 24 とする。コンクリートの設計基準強度 F_c は 300kg/cm² とする。また，コンクリート強度 F_c に対する低減係数 α_{cr} は 0.85 とする。なお，以下の式番号は表-3 中の式番号に対応している。

コンクリートの圧縮強度 $\sigma_{max} = \alpha_{cr} \cdot F_c = 0.85 \cdot 300 = 255 \text{ kg/cm}^2$ 。式 [14] より，圧縮強度時のひずみ $\epsilon_{max} = 0.52 \cdot 255^{0.25} \cdot 10^{-3} = 0.00208$ (図-9 参照)。式 [15]，[19] より，ヤング係数 $E_i = (0.106 \cdot (255)^{0.25} + 0.703) \cdot 10^5 = 240000 \text{ kg/cm}^2$ ，指数 $a = 240000 \cdot 0.00208 / 255 = 1.95$ (図-9, 8 参照)。

座屈長さ $Lk = 24 \cdot 50 = 1200 \text{ cm}$ ，コンクリートの断面せい $cD = D - 2t = 45 \text{ cm}$ ， $Lk/cD = 1200/45 = 26.7$ 。式 [18] より $\beta = 0.5 \cdot 26.7^2 \cdot 0.00208 = 0.739$ (図-10 参照)。式 [9] - [11] より， $f_1 (\beta = 0.739) = -0.505$ ， $f_2 (\beta = 0.739) = -0.171$ ， $f_3 (\beta = 0.739) = -3.69$ (図-14 参照)。

式 [3] より， $cM_{max0} = 255 \cdot 45^3 / 8 = 2900000 \text{ kg cm} = 29.0 \text{ tm}$

式 [8] より， $\phi = 255/816 = 0.313$ 。式 [6]，[7] より $g_1 (\phi) = 0.889$ ， $g_3 (\phi) = 1.09$ (図-13 参照)。式 [2] より， $cM_{max}/cM_{max0} = \exp (-3.12 \cdot 0.889 \cdot 0.739 + 2.21 \cdot 0.739^2 - 0.731 \cdot 1.09 \cdot 0.739^3) = 0.312$ (図-12 参照)。したがって， $cM_{max} = 29.0 \cdot 0.312 = 9.05 \text{ tonm}$ 。

式 [13] より，座屈時のひずみ $\epsilon_{cr} = 0.0008654$ ， $\sigma_{cr}/\sigma_{max} = 0.651$ ， $\sigma_{cr} = 0.651 \cdot 255 = 166 \text{ kg/cm}^2$ ，座屈荷重 $cN_{cr} = 166 \cdot 2025 = 336000 \text{ kg} = 336 \text{ ton}$ 。

以上より $\beta = 0.739$ ， $f_1 (\beta = 0.739) = -0.505$ ， $f_2 (\beta = 0.739) = -0.171$ ， $f_3 (\beta = 0.739) = -3.69$ ， $cM_{max} = 9.05 \text{ tm}$ ， $cN_{cr} = 336 \text{ ton}$ と求まり，式 [1] より $cMu - cNu$ 関係は下式となる。付図-2 に下式の $cMu - cNu$ 関係を示す。

$$cMu/9.05 = 4 \cdot (cNu/336) \cdot \{1 - (cNu/336)\} \cdot \{1 + (-0.505) \cdot ((cNu/336) - 0.5) + (-0.171) \cdot ((cNu/336) - 0.5)^2 + (-3.69) \cdot ((cNu/336) - 0.5)^3\}$$

付図-1 計算例の断面

$D = 50 \text{ cm}$
 $t = 2.5 \text{ cm}$
 $Lk/D = 24$
 $F_c = 300 \text{ kg/cm}^2$

付図-2 $cMu - cNu$ 相関関係

(1996年12月10日原稿受理，1997年2月13日採用決定)