

コンクリート充填円形鋼管柱の 軸圧縮および曲げ終局耐力の算定法に関する考察

Evaluation on Ultimate Strength of Concrete Filled Circular Steel Tubular Columns
in Uniaxial Compression and Bending

唐 嘉琳*, 日野 伸一**, 太田 俊昭***, 徐 聖卓****

Jialin TANG, Shinichi HINO, Toshiaki OHTA, Sungtag SEO

- *博(工) 第一復建(株), 構造部課長 (〒812-0016 福岡市博多区博多駅南3-5-28)
 **工博 九州大学大学院助教授 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)
 ***工博 九州大学大学院教授 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)
 ****博(工) 九州大学大学院, 非常勤学術研究員 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

This study aims at providing some useful information on the evaluation for ultimate strength of concrete filled circular steel tubular columns. In the paper, a simplified method of calculation is proposed for the interaction curve between ultimate uniaxial compression (N_u) and bending strength (M_u), considering the confined effect of filled concrete in steel tube. As compared with the previous experimental results, the proposed calculating method can be confirmed to evaluate the ultimate strength of concrete filled circular columns with a high accuracy.

Key Words: concrete filled tubular column, N-M interaction curve, ultimate strength

キーワード: コンクリート充填鋼管, N-M 相関曲線, 終局耐力

1. まえがき

鋼管の内部にコンクリートを充填した合成柱(以下, CFT柱と略称する.)は, 外側の鋼管によって内部のコンクリートが拘束される(拘束効果)ために, 鋼とコンクリートが互いに短所を補完し合って, 繰り返し荷重のもとでも靱性に富んだ優れた耐荷特性を発揮することがよく知られている。また, CFT柱の施工上の省力化と安全性が認識されることに伴い, 構造部材として土木や建築の分野で次第に用いられるようになってきた。近年では, CFT柱の終局耐力に関する研究も, 数多く報告されている。拘束効果による耐力上昇の評価に関しては多くの計算式が提案されている^{1)~4)}が, 断面の形状や拘束効果および鋼管のひずみ硬化が終局耐力に及ぼす影響が十分に反映されているとはいえない。土木学会『鋼構造物設計指針(PART B)』⁵⁾では, 角形CFT柱の実験結果をもとに耐力算定式が提案されている。しかし, 断面形状が円形か角形かによって耐荷性状がかなり異なるので, その算定式を円形CFT柱に適用するのは必ずしも適切ではないと考えられる。また, 建築学会『コンクリート充填鋼管構造設計施工指針』⁶⁾では, 耐力算定に対して径厚比と材料強度比にかかわらず, 拘束効果の影響は一定であると仮定している。

一方, 2002年改訂の「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」⁷⁾では, コンクリートを充填した鋼製橋脚にお

けるコンクリートの応力-ひずみ関係に関して, 従来の耐震設計編⁷⁾の拘束効果を考慮したモデルから拘束効果を見捨てたモデルに変更している。これは, 鋼断面の局部座屈の抑制のためにコンクリートを充填するとの考えに基づいている。しかし, 既往の実験研究によれば, 鋼製橋脚の内部に適切にコンクリートを充填することにより, 鋼製橋脚の耐力および変形性能等を向上させることができることが明らかにされている。

以上のように, 特に円形CFT柱の耐荷特性については必ずしも十分に明らかにされているとはいえない。すなわち, 円形CFT柱に対して, 鋼管の拘束効果およびひずみ硬化の影響を考慮したより合理的な終局耐力の算定式を確立し, 設計に反映する必要があると考えられる。

本研究では, これまで各機関で実施済みの実験データを分析した上で, 著者らが先に提案した鋼管と拘束コンクリートの応力-ひずみ関係に基づいて, 鋼管の拘束効果およびひずみ硬化が鋼管とコンクリートの強度および断面の応力分布特性に与える影響を検討し, CFT柱の終局状態の軸圧縮および曲げ耐力すなわち曲げモーメント M -軸力 N の相関曲線(以下, 「 M - N 相関曲線」と略称する.)の簡便な算定法を提案する。さらに, 既存の実験結果と比較することによって, 算定法の妥当性について考察する。

2. 円形 CFT 断面内の応力分布

2.1 拘束効果による応力-ひずみ関係

軸圧縮を受ける円形CFT柱においては、塑性域にはいると、コンクリートの体積が膨張し、コンクリートと鋼管の周方向のひずみ差による拘束力を受けるので、コンクリートおよび鋼管は、それぞれ、図-1に示すような3軸および2軸の応力状態になっている。

3軸応力状態にあるコンクリートは、Mohr-Coulombの破壊基準に基づき、等価1軸圧縮強度 f_{cc} を式(1)で表わすことができる。

$$f_{cc} = \lambda f_{co} + k \sigma_r \quad (1)$$

ここに、

λ : 供試体の寸法係数⁹⁾(実際の構造物に対しては $\lambda = 0.85$ とする.)

f_{co} : コンクリート供試体の1軸圧縮強度

k : 拘束係数(既往の研究^{9),10)}より、 $k = 4.0$ とする.)

σ_r : 拘束応力

拘束応力 σ_r は、コンクリートの強度や径厚比等のパラメータによって変動するが、著者らの研究¹⁰⁾では、相対ポアソン係数 β を導入することにより、式(2)で表わすことができる。

$$\sigma_r = \beta \frac{2t}{D-2t} f_{sy} \quad (2)$$

$$\text{ただし、} \beta = \nu_e - \nu_s \quad (3)$$

ここに、

D および t : 鋼管の直径および板厚

f_{sy} : 鋼管の降伏強度

ν_e : CFT鋼管の表面の見掛け上のポアソン比

ν_s : 中空鋼管の表面の見掛け上のポアソン比(実験結果¹²⁾から $\nu_s = 0.5$ とする.)

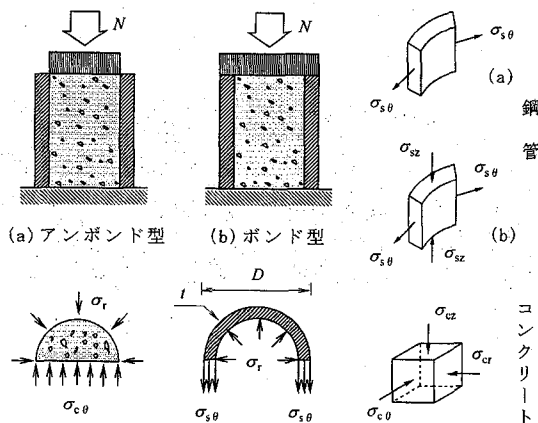


図-1 鋼管の拘束効果

ν_e は材料強度比 f_{co}/f_{sy} および径厚比 D/t をパラメータとし、既往の実験データを回帰して、式(4)で与えられる。

$$\begin{aligned} \nu_e = & 0.2312 + 0.3582\nu_e' - 0.1524 \left(\frac{f_{co}}{f_{sy}} \right) \\ & + 4.843\nu_e' \left(\frac{f_{co}}{f_{sy}} \right) - 9.169 \left(\frac{f_{co}}{f_{sy}} \right)^2 \end{aligned} \quad (4)$$

ただし、

$$\begin{aligned} \nu_e' = & 0.881 \times 10^{-6} \left(\frac{D}{t} \right)^3 - 2.58 \times 10^{-4} \left(\frac{D}{t} \right)^2 \\ & + 1.953 \times 10^{-2} \left(\frac{D}{t} \right) + 0.4011 \end{aligned} \quad (5)$$

鋼管は、2軸応力状態のミーゼス降伏条件によって、図-2に示すような引張側の降伏係数 α_t および圧縮側の降伏係数 α_c が、それぞれ、式(6)および式(7)で与えられる。

$$\alpha_t = {}_t\sigma_{sy} / f_{sy} = (\beta + \sqrt{4 - 3\beta^2}) / 2 \quad (6)$$

$$\alpha_c = {}_c\sigma_{sy} / f_{sy} = (\sqrt{4 - 3\beta^2} - \beta) / 2 \quad (7)$$

ここに、

${}_t\sigma_{sy}$ および ${}_c\sigma_{sy}$: 鋼管の引張側および圧縮側の見掛け上の降伏強度

したがって、材料強度比と径厚比が鋼管の拘束効果に及ぼす影響は、相対ポアソン係数 β で反映させることにより、拘束されたコンクリートの強度 f_{cc} と鋼管の降伏係

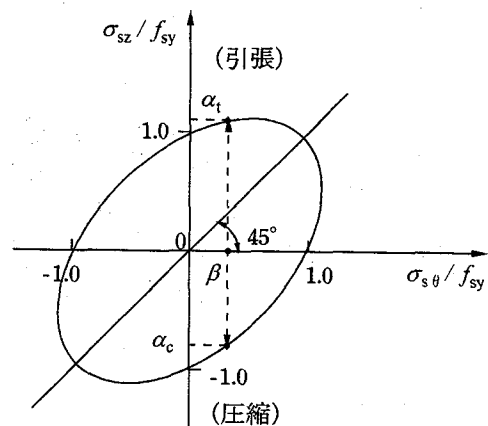


図-2 鋼管の降伏条件

数 α_i および α_c が各影響因子によって変化していくことになっている。これに対して、『コンクリート充填鋼管構造設計施工指針』⁴⁾では、係数 β に相当する係数が一定値0.19であると仮定している。

以上より、相対ポアソン係数 β の導入により、図-3および図-4に示すような拘束されたコンクリートと鋼管に関する応力-ひずみ関係式が導かれる(図中の記号は、参考文献11)を参照していただきたい)。

2.2 CFT断面内の応力分布

鋼管の拘束効果とひずみ硬化が軸圧縮力を受けるCFT柱の終局曲げ耐力に及ぼす影響は大きいと考えられる。そこで、供試体¹³⁾EC4-C-2 ($D=300\text{mm}$, $D/t=101.4$, $f_{sy}=289\text{N/mm}^2$, $f_{us}=416\text{N/mm}^2$, $f_{co}=25\text{N/mm}^2$)を一例として取上げ、上述の拘束コンクリートおよび鋼管の応力-ひずみ関係を用いて、曲げモーメント-曲率曲線に対して、弾性域から終局状態までを5等分割した曲率の各ステップ(レベル1～レベル5と呼ぶ)ごとに鋼管とコンクリートの断面内応力分布を解析する。

軸力比 N/N_u が0.0および0.6の場合に、軸方向断面の応力分布を、それぞれ、図-5および図-6に示す。図では、曲げモーメントが最大値に達する終局曲げ耐力(最大耐力)時の応力分布を実線で表す。図から、つぎのことがわかる。

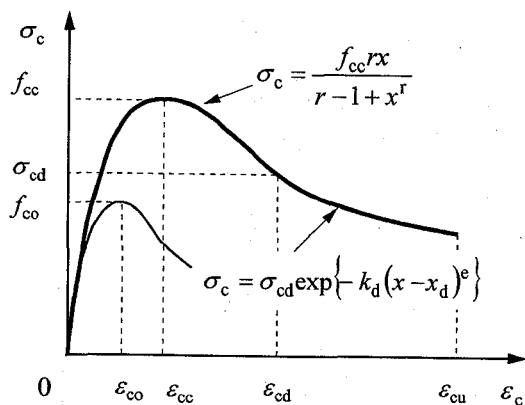


図-3 拘束コンクリートの応力-ひずみ関係

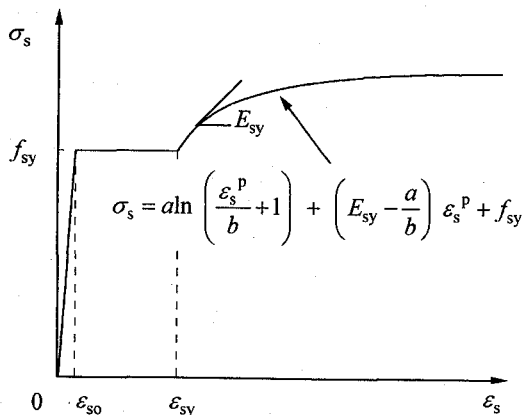


図-4 鋼管の応力-ひずみ関係

① 鋼管の応力分布については、等曲げ状態($N/N_u=0$)の場合は、曲げモーメントの増加に伴い、引張側の応力が圧縮側よりも先に塑性域に到達する。最大耐力に達したときに、鋼管のひずみ硬化の影響が明らかに見られる。一方、軸力を受ける($N/N_u=0.6$)場合に、軸力比が大きくなると、引張側の応力はほぼ降伏状態のままで、最大耐力時にはひずみ硬化の影響がほとんど見られない。したがって、軸力比の増加に伴い、鋼管のひずみ硬化の影響が次第に減少していくことがわかる。

② コンクリートの応力分布については、荷重の増加に伴い、全域で顕著な非線形挙動を示している。最大耐力に達するときに、コンクリートの最大応力の位置は柱の外縁ではなく中立軸の付近になり、全域の応力の分布形状はほぼ台形になっている。また、最大耐力に達したのちに变形が大きく、ひずみ硬化域あるいはひずみ軟化域に入っても、コンクリートが荷重を分担することができ、鋼管の拘束効果を十分に発揮し、部材が優れた靱性を有することがわかる。

2.3 終局耐力の算定法

断面を分割し、設定された応力-ひずみ関係を用いて、非線形弾塑性解析を行うことにより、断面の設計に必要な $M-N$ 相関曲線を正確に求めるのは極めて煩雑

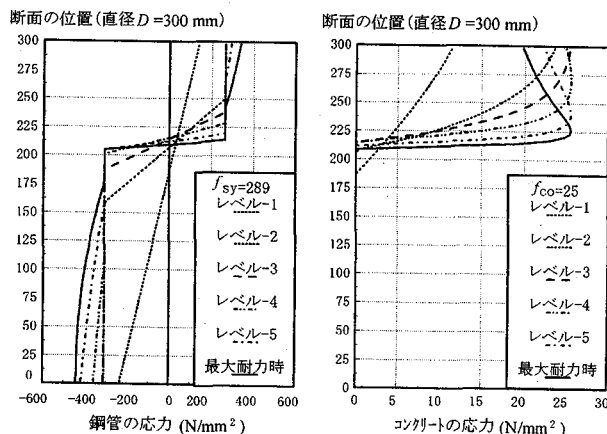


図-5 $N/N_u = 0.0$ の場合の断面の応力分布

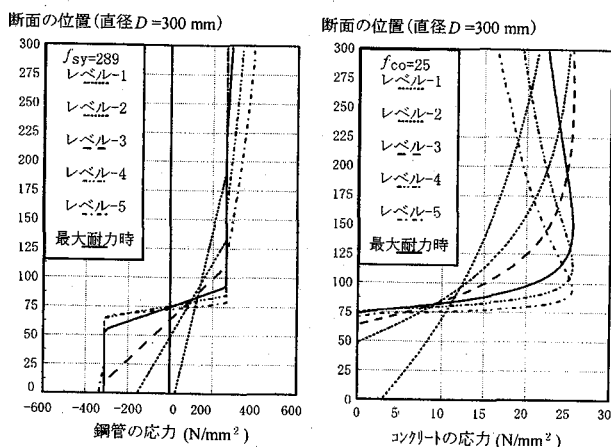


図-6 $N/N_u = 0.6$ の場合の断面の応力分布

表-1 供試体の概要および軸圧縮耐力の計算結果

シリーズ	供試体	直径 D mm	径厚比 D/t	寸法 係数 λ	鋼材 降伏強度 f_{sy} N/mm ²	コンクリート 圧縮強度 f_{co} N/mm ²	実験値 eN_u kN	文献4)		文献5)		算定式		備考
								計算値 aN_{u1} kN	$\frac{eN_u}{aN_{u1}}$	計算値 aN_{u2} kN	$\frac{eN_u}{aN_{u2}}$	計算値 rN_u kN	$\frac{eN_u}{rN_u}$	
1	C04LB	299.0	67.0	0.882	389.0	29.5	3930	3760	1.05	3326	1.18	3897	1.01	文献18)
	C06LB	300.0	52.0	0.885	408.0	28.3	4630	4400	1.05	3813	1.21	4587	1.01	
	C08LB	299.0	39.0	0.885	392.0	28.3	5020	5076	0.99	4333	1.16	5280	0.95	
	C12LB	300.0	25.0	0.890	355.0	28.3	6030	6402	0.94	5361	1.12	6458	0.93	
	C04MB	297.0	66.0	0.882	389.0	36.3	4640	4129	1.12	3694	1.26	4350	1.07	
	C06MB	298.0	52.0	0.885	408.0	33.0	5230	4610	1.13	4030	1.30	4873	1.07	
	C08MB	296.0	39.0	0.885	392.0	36.2	5940	5408	1.10	4680	1.27	5763	1.03	
	C12MB	296.0	25.0	0.890	355.0	36.3	7370	6647	1.11	5634	1.31	6887	1.07	
	C12MBH	296.0	26.0	0.890	481.0	36.3	8770	8113	1.08	6791	1.29	8170	1.07	
	C06HB	300.0	52.0	0.885	408.0	84.1	8100	7627	1.06	7040	1.15	8307	0.98	
2	C08HB	300.0	39.0	0.885	392.0	84.1	8560	8252	1.04	7504	1.14	9016	0.95	文献19) 文献20)
	C12HB	300.0	25.0	0.890	355.0	84.1	9580	9373	1.02	8332	1.15	9826	0.97	
	CC4-C2	300.5	101.5	0.880	289.0	25.9	2429	2569	0.95	2353	1.03	2531	0.96	
	CC4-C4	300.2	101.4	0.880	289.0	41.9	3342	3523	0.95	3307	1.01	3534	0.95	
	CC4-C8	300.5	101.5	0.880	289.0	81.9	5649	5928	0.95	5712	0.99	5794	0.97	
	CC4-D2	450.0	152.0	0.850	289.0	25.9	4502	4936	0.91	4611	0.98	4686	0.96	
	CC4-D4	450.0	152.0	0.850	289.0	41.9	7123	7042	1.01	6718	1.06	6805	1.05	
	CC4-D8	449.9	152.0	0.850	289.0	86.8	11895	12948	0.92	12623	0.94	12188	0.98	
	CC6-D2	360.6	79.4	0.855	590.0	25.9	5744	5956	0.96	5146	1.12	5760	1.00	
	CC6-D4	360.2	79.3	0.855	590.0	41.9	7184	7272	0.99	6463	1.11	7350	0.98	
	CC6-D8	360.4	79.4	0.855	590.0	86.8	11732	10997	1.07	10188	1.15	11523	1.02	
	CC8-D2	336.9	52.1	0.870	851.0	25.9	8642	9112	0.95	7570	1.14	8729	0.99	
	CC8-D4	336.5	52.0	0.870	851.0	41.9	9859	10249	0.96	8707	1.13	10322	0.96	
	CC8-D8	336.6	52.0	0.870	851.0	86.8	14048	13468	1.04	11926	1.18	14500	0.97	

備考： 文献4)では、 $aN_{u1} = A_c \cdot \lambda \cdot f_{co} + (1 + \eta) A_s \cdot f_{sy}$, $\eta = 0.27$

文献5)では、 $aN_{u2} = A_c \cdot \lambda \cdot f_{co} + A_s \cdot f_{sy}$

算定式では、 $rN_u = A_c \cdot f_{cc} + A_s \cdot \alpha_c \cdot f_{sy}$

であるので、現行の設計指針では、軸圧縮や曲げ耐力の計算には累加強度式法^{4), 14)}や終局強度式法^{15), 16)}あるいはM-N相関曲線の回帰式法⁹⁾が用いられることになっている。これらの方法の共通点は、断面の非線形応力分布を等価な矩形分布の応力ブロックに置換し、応力ブロックの形状係数を決定した上で、終局耐力を求めている点にある。

累加強度式法では、断面の応力を等価ブロック分布に仮定し、鋼管とコンクリートの耐力を求めたのちに、それぞれのM-N相関曲線を累加する。ただし、コンクリートが圧縮軸力を優先的に負担する。部材を構成する部分のMおよびNに対する抵抗の割合を明確にする。しかし、断面が平面保持則に従っていないという欠点がある。

一方、M-N相関曲線の回帰式法では、終局耐力は、部材の径厚比と材料強度比などのパラメーターを含めた影響因子係数 α によって、式(8)のような軸力比と曲げモーメント比に関する指数関数で表すものとする¹⁷⁾。中心軸圧縮と等曲げの2状態の終局耐力のみを求めれば、断面の耐荷曲線も定まる。計算量は、他の方法に比べると、最も少ない。ただし、式中の影響因子係数 α を回帰するに当たって、回帰の対象と材料の応力-ひずみ関係の選定は、耐力の計算精度に大きな影響を及ぼすことになる。

$$\frac{M_{ui}}{M_u} = 1 + 2 \left[\frac{N_{ui}}{N_u} \right] - 3 \left[\frac{N_{ui}}{N_u} \right]^{2\alpha} \quad (8)$$

ここに、

N_u および M_u ： 中心軸圧縮および等曲げの場合の終局耐力

N_{ui} および M_{ui} ： 任意軸圧縮力と曲げモーメントを同時に受ける場合の断面終局時の軸力および曲げモーメント

本論文では、前述した断面の応力分布特性および耐力計算方法の特徴から、M-N相関曲線の回帰式法に基づいて円形CFT柱の終局耐力の簡便な算定法を誘導する。

3. 終局軸圧縮耐力の算定

3.1 終局軸圧縮耐力の算定式

中心軸圧縮力を受けるCFT柱においては、鋼管と充填コンクリートとの相互作用によって、拘束されたコンクリートの強度は f_{cc} 、鋼管の圧縮降伏強度は $\alpha_c f_{sy}$ となるので、中心軸圧縮の終局耐力の算定式として、ひずみ分布の平面保持則に基づき、式(9)を提案するものとする。

$$N_u = A_s \alpha_c f_{sy} + A_c f_{cc}$$

$$= A_s \alpha_c f_{sy} + A_c \left[\lambda f_{co} + k \beta \frac{2t}{D-2t} f_{sy} \right] \quad (9)$$

ここに、

N_u : 中心軸圧縮の終局耐力

A_s および A_c : 鋼管およびコンクリートの断面積また、係数 α_c , f_{sy} , f_{cc} , f_{co} , λ , k , β , D , t などは、2.1 で定義されたものと同じである。

式 (9) では、鋼管のひずみ硬化を無視したために、 D/t が小さく、鋼管の分担率が大きい場合には、計算値が実験値を過小評価することが考えられる。

3.2 実験結果との比較による検証

上述の算定式の適用性を検証するために、既往の実験結果を用いて、円形CFT柱の終局軸圧縮耐力について考察する。

比較の対象とする供試体の概要^{(18)~(20)} および計算値と実験値との比較を、表-1に示す。比較のために、文献(4)および(5)に提示されている算定式による計算結果も示した。ただし、各式中の低減係数 λ は、各算定式の相対的比較をするために、ここでは、実験供試体の寸法効果を考慮した表中の λ 値を用いることにした。なお、既往の算定式で規定された $\lambda = 1.0^4)$, $\lambda = 0.85^5)$ をそれぞれ用いた場合の算定値は表中の算定値と比べて実験値との誤差がさらに3%程度大きなものとなった。表-1によると、文献(4)による計算値は、シリーズ 2 の供試体 ($D/t > 50$) の実験値に対しては最大誤差が約9%でよく評価できるが、シリーズ 1 の供試体 ($D/t < 70$) の実験値に対してはばらつきが大きく、最大誤差が約13%の過小評価となっている。これは、算定式で鋼管の拘束効果を一定として仮定したことに起因するものと考えられる。

一方、文献(5)による計算値は、 $D/t \geq 100$ の場合には実験値をほぼ精度よく評価できるが、 $D/t < 100$ の範囲では径厚比と充填コンクリートの強度によってばらつきが大きく、最大約31%の過小評価となっている。円形

CFT柱における拘束効果が角形CFT柱よりもかなり大きいため、角形CFT柱による算定式を直接に円形CFT柱に適用するのには疑問があると考えられる。

これに対して、提案式を用いた計算値は実験値に比べると径厚比と材料強度比を変えることによって誤差が最大で7%となっており、前2者の算定式と比較して全体的には実験値とよく一致していることがわかる。

4. 終局曲げ耐力の算定

4.1 等曲げ終局耐力の算定法

鋼管のひずみ硬化は、2.2 で述べたように、等曲げを受ける部材の耐力に対して影響が大きいため、算定式においてはその影響を無視することはできないので、ここでは、終局状態における鋼管とコンクリートの応力は図-7に示すように矩形分布であると仮定する。コンクリートについては、従来のよく用いられている応力ブロック法と同じように、拘束コンクリート強度 f_{cc} の0.85倍を等価圧縮応力とし、柱の外縁から中立軸までの0.8倍の圧縮範囲を有効とする。また、鋼管については、式(10)および式(11)で示すように、ひずみ硬化の影響を $(f_{su} - f_{sy})/f_{sy}$ の0.8倍と仮定した。ここに、 α_t^* および α_c^* は、ひずみ硬化を考慮した鋼管の引張側および圧縮側の応力ブロック形状係数である。なお、 α_t と α_c は、2.1 で定義されたものと同じである。 f_{su} は、鋼管の引張強度である。

図-7に示すように、終局状態の中立軸の位置を θ 、コンクリートの有効圧縮範囲を θ_1 でそれぞれ表わすと、中立軸の位置が幾何条件式 (12)、軸力のつり合い条件式 (13)、曲げモーメントのつり合い条件式 (14) が、それぞれ以下のように求められる。

$$\alpha_t^* = \alpha_t + 0.8 (f_{su} - f_{sy}) / f_{sy} \quad (10)$$

$$\alpha_c^* = \alpha_c + 0.8 (f_{su} - f_{sy}) / f_{sy} \quad (11)$$

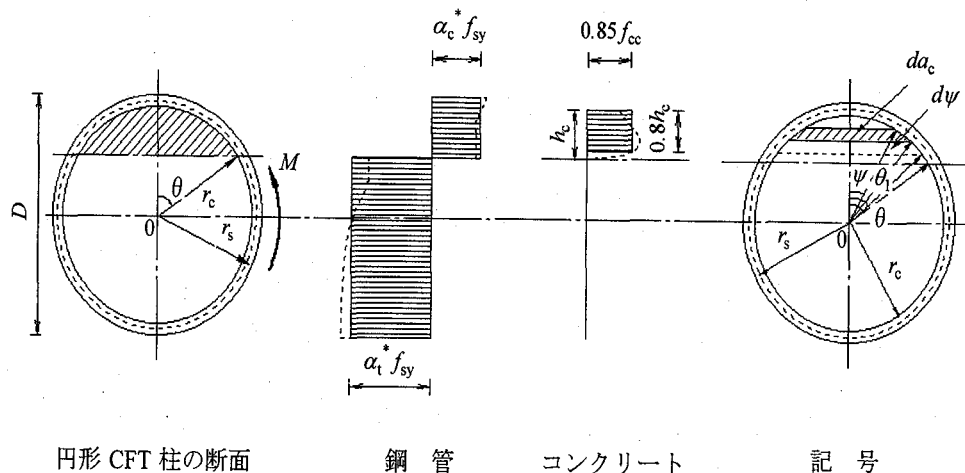


図-7 等曲げ状態の断面の応力分布

$$(1 - \cos \theta_1) / (1 - \cos \theta) = 0.80 \quad (12)$$

$$N_s = A_s f_{sy} = 2\pi r_s t f_{sy}$$

$$0.85 N_c \frac{1}{\pi} (\theta_1 - 0.5 \sin 2\theta_1)$$

$$+ N_s \frac{\theta}{\pi} (\alpha_c^* + \alpha_t^*) - N_s \alpha_t^* = 0 \quad (13)$$

$$M_u = \frac{2}{3\pi} 0.85 N_c r_c \sin^3 \theta_1$$

$$+ N_s \frac{\theta}{\pi} (\alpha_c^* + \alpha_t^*) - N_s \alpha_t^* \quad (14)$$

ここに,

$$N_c = A_c f_{cc} = \pi r_c^2 f_{cc}$$

表-2 解析対象供試体の概要

シリーズ	解析対象	直径 D mm	径厚比 D/t	鋼材 降伏強度 f_{sy} N/mm ²	鋼材 引張強度 f_{su} N/mm ²	コンクリート 圧縮強度 f_{co} N/mm ²	寸法 係数 λ
3	CAD125-2	2000	125	275.0	528.3	24.0	0.850
	CAD125-4					40.0	
	CAD125-6					60.0	
	CAD125-8					80.0	
	CAD100-2	2000	100	275.0	528.3	24.0	0.850
	CAD100-4					40.0	
	CAD100-6					60.0	
	CAD100-8					80.0	
	CAD050-2	2000	50	275.0	528.3	24.0	0.850
	CAD050-4					40.0	
	CAD050-6					60.0	
	CAD050-8					80.0	
4	CBD125-2	2000	125	372.0	688.9	24.0	0.850
	CBD125-4					40.0	
	CBD125-6					60.0	
	CBD125-8					80.0	
	CBD100-2	2000	100	372.0	688.9	24.0	0.850
	CBD100-4					40.0	
	CBD100-6					60.0	
	CBD100-8					80.0	
	CBD050-2	2000	50	372.0	688.9	24.0	0.850
	CBD050-4					40.0	
	CBD050-6					60.0	
	CBD050-8					80.0	
5	C04F5M	300	70.6	446.6	591.5	67.5	0.885
	C06F0M	300	48.2	444.9	570.6	60.0	0.885
	C06F0MA	300	53.1	410.8	552.8	64.7	0.885
	C06F3M	300	51.5	428.5	557.6	65.6	0.885
	C06F5M	300	51.5	428.5	557.6	63.1	0.885
	C06F5MA	300	53.1	410.8	552.8	63.1	0.885
	C06F7M	300	53.1	426.9	557.8	67.5	0.885
	C08F5M	300	35.7	408.6	560.4	66.6	0.890
	EC4-A-4	150	50.7			40.7	0.970
	EC4-C-2	300	101.4			25.0	0.880
6	EC4-C-4	300	101.4	289.0	416.0	40.7	0.880
	EC4-C-8	300	101.4			79.1	0.880
	EC4-D-4	450	152.0			40.7	0.850

r_c および A_c : コンクリート断面の半径および断面積
 r_s , A_s および t : 鋼管の平均半径, 断面積および厚さ

したがって, 式(12)~式(14)は θ と θ_1 を媒介変数とした円形CFT柱の等曲げ状態の終局耐力算定式である。

4.2 圧縮-曲げ終局耐力の算定法

CFT柱の終局耐荷曲線 ($M-N$ 相関曲線) は, 式(8)で示すような断面の軸力比 N_{ui}/N_u と曲げモーメント比 M_{ui}/M_u に関する指数関数で表すことにする。式中の係数 α は部材の径厚比や材料強度比などのパラメータに関わるので, ここでは, 各因子の影響を考慮した上で, 表-2に示す既往の研究例 (シリーズ5²¹⁾, シリーズ6¹³⁾ を参考にして任意の実験変数を組み合わせた仮想的円形CFT柱を解析対象とし, 前述したコンクリートと鋼管の応力-ひずみ関係を用いて, 各供試体の断面の $M-N$ 相関曲線を求める。さらに, それらの相関曲線群を最小二乗法で回帰して, 影響因子係数 α は式(15)で求められる。

$$\alpha = \frac{1}{0.463 \ln(\gamma_1) + 1.538} \times \frac{M_u^*}{M_u} \quad (15)$$

ここに,

$$\gamma_1 = \frac{A_s f_{sy}}{A_s f_{sy} + A_c f_{co}}$$

γ_1 : 鋼管の荷重分担率

M_u^* : ひずみ硬化を無視した等曲げ終局耐力

これらによって, 円形CFT柱の圧縮-曲げ終局耐力は, つぎの手順で求められる。

① 円形CFT柱の径厚比と材料強度比をそれぞれ式(5)と式(4)に代入して見掛け上のポアソン比 ν_e を求め, 次いで式(3), 式(5)および式(7)からコンクリートの見掛け上のポアソン比係数 β , 拘束されたコンクリートの等価1軸圧縮強度 f_{cc} および鋼管の圧縮側の降伏係数 α_c を求める。

② 式(9)で, 中心軸圧縮の終局耐力 N_u を求める。

③ 式(13)で中立軸が収束するまで繰り返し計算を行い, 式(14)でひずみ硬化を考慮する場合と無視する場合の等曲げ終局耐力 M_u と M_u^* を求める。

④ 鋼管の荷重分担率 γ_1 や M_u と M_u^* を式(15)に代入して係数 α を求め, 次いで式(8)によって一定軸力 N_{ui} のもとで断面の終局曲げ耐力 M_{ui} を求める。すなわち, これによって円形CFT柱の終局耐荷曲線 ($M-N$ 相関曲線) も求められる。

表-3 供試体の概要および圧縮-曲げ終局耐力の計算結果

シリーズ	供試体	直径 D mm	径厚比 D/t	寸法 係数 λ	鋼材		コンクリート 圧縮強度 f_{co} N/mm ²	軸力比 N_{ui}/N_u	実験値 eM_u kN・m	算定式		備考
					降伏強度 f_{sy} N/mm ²	引張強度 f_{su} N/mm ²				計算値 rM_u kN・m	$\frac{eM_u}{rM_u}$	
7	C04F5M	300	70.6	0.885	446.6	591.5	67.5	0.50	332.0	310.0	1.07	文献21)
	C06F0M	300	48.2	0.885	444.9	570.6	60.0	0.00	373.0	369.0	1.01	
	C06F0MA	300	53.1	0.885	410.8	552.8	64.7	0.00	334.0	329.0	1.02	
	C06F3M	300	51.5	0.885	428.5	557.6	65.6	0.30	388.0	400.0	0.97	
	C06F5M	300	51.5	0.885	428.5	557.6	63.1	0.51	364.0	356.0	1.02	
	C06F5MA	300	53.1	0.885	410.8	552.8	63.1	0.48	375.0	347.0	1.08	
	C06F7M	300	53.1	0.885	426.9	557.8	67.5	0.70	295.0	280.0	1.05	
	C08F5M	300	35.7	0.890	408.6	560.4	66.6	0.48	522.0	445.0	1.17	
8	EC4-A-4-35	150	50.7	0.970	289.0	416.0	40.7	0.35	32.6	34.0	0.96	文献13)
	EC4-A-4-60					416.0		0.60	27.2	28.0	0.97	
	EC4-C-2-35	300	101.4	0.880	289.0	416.0	25.0	0.35	130.8	138.0	0.95	
	EC4-C-2-60					416.0		0.60	111.9	102.0	1.10	
	EC4-C-4-30					416.0		0.30	153.0	168.0	0.91	
	EC4-C-4-40	300	101.4	0.880	289.0	416.0	40.7	0.40	159.6	163.0	0.98	
	EC4-C-4-60					416.0		0.60	133.1	132.0	1.01	
	EC4-C-8-45	300	101.4	0.880	289.0	416.0	79.1	0.45	198.0	206.0	0.96	
	EC4-C-8-60					416.0		0.60	164.0	179.0	0.92	
	EC4-D-4-40	450	152.0	0.850	289.0	416.0	40.7	0.40	417.8	417.0	1.00	
	EC4-D-4-60					416.0		0.60	353.6	327.0	1.08	

注： 算定式では、相関曲線の回帰式 $1 + 2N_{ui}/N_u - 3(N_{ui}/N_u)^{2\alpha} = M_{ui}/M_u$ による計算結果。ただし、 $\alpha = (M_u^*/M_u) / (0.463 \ln(\gamma_1) + 1.538)$

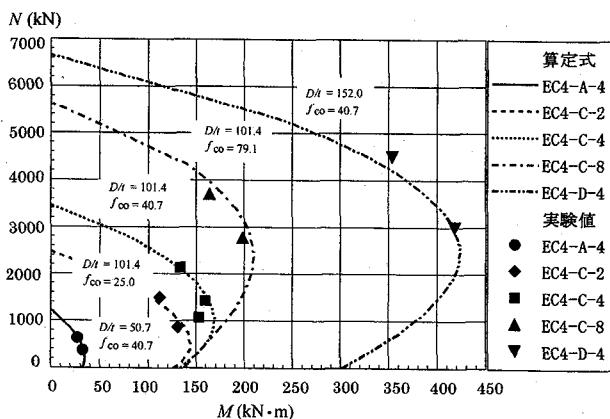


図-8 提案式と実験値との比較

4.3 実験結果との比較による検証

提案した算定法の適用性を検証するために、既存の実験結果を用いて、円形CFT柱の終局曲げ耐力について考察する。

等曲げおよび軸力と曲げモーメントを同時に受けるCFT柱に関しては、供試体の概要^{19), 21)}および本提案式による算定値と実験値との比較を、表-3に示す。本算定法を用いた計算結果は、シリーズ7における等曲げ状態の供試体C06F0MおよびC06F0MAに対して、計算値が実験値とよく一致することがわかる。また、軸圧縮曲げ状態の供試体に対しては、供試体C08F5Mを除いて、他の供試体の計算値が実験値とほぼ一致していることがわかる。ただし、 D/t が小さく鋼材のひずみ硬化が大きい場合には、CFT柱の終局曲げ耐力を過小に評価する可

能性がある。一方、径厚比 D/t を約50, 100, 150と変え、充填コンクリート強度を約25, 40, 80 N/mm²と変えるに伴い、本算定法により求めた $M-N$ 相関曲線と実験結果との比較を、図-8に示す。図中の黒く塗りつぶした印は、実験値を示す。図から、本提案式によって求めた $M-N$ 相関曲線は、径厚比や充填コンクリート強度の変化に対応して、実験値をよく追跡できていると考えられる。

5. まとめ

本論文では、拘束効果を考慮した鋼管およびコンクリートの応力-ひずみ関係を用いて、CFT柱断面の応力分布特性を解析した上で、鋼管の径厚比や材料強度比および鋼材のひずみ硬化などの因子の影響を含めたCFT柱の軸圧縮耐力と等曲げ耐力の算定式および $M-N$ 相関曲線の算定法を提案した。

実験結果との比較によって、算定式はCFT柱の終局耐力をよく評価できることがわかった。

また、 $M-N$ 相関曲線の算定法は、 D/t が小さく鋼材のひずみ硬化が大きい場合を除いて、CFT柱の終局耐荷力曲線をよく追跡できることが明らかになった。

しかしながら、本算定法における回帰式により定めた係数 α をはじめとする各係数については、必ずしも十分なデータ数に基づくものとはいえず、今後さらに各因子の影響を考慮にいれて、精度のより高い算定式を求めることが必要である。また、鋼管の局部座屈、塑性ヒンジなどの因子が部材の終局耐力に及ぼす影響についても検討の必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 合成柱研究会：合成橋脚とその計算例・解説－コンクリート充填方式合成柱の応用，現代理工学出版，pp.46-58, 1993.
- 2) 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，第468号，pp.183-191, 1995.
- 3) 加藤 勉：曲げと圧縮を受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），日本建築学会構造系論文集，第477号，pp.157-166, 1995.
- 4) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針，pp.8-109, 1997.
- 5) 土木学会：鋼構造シリーズ⑨B，鋼構造物設計指針PART B，合成構造物，pp.115-136, 1997.
- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V，耐震設計編，pp.194-209, 2002.
- 7) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V，耐震設計編，pp.162-175, 1996.
- 8) 樋口芳朗・岸谷孝一（編集）：土木・建築技術者のための最新コンクリート材料・工法ハンドブック，建設産業調査会，pp.1037-1049, 1986.
- 9) 佐藤孝典：円形断面の充填コンクリート構造におけるコンファインド効果のメカニズムとそのモデル化，日本建築学会構造系論文報告集，第452号，pp.149-158, 1993.10
- 10) 吉野 茂・畑戸龍夫ほか：鋼管コンクリート構造の開発（その6）拘束効果を考慮した充填形円形鋼管コンクリート柱の終局耐力，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1739-1740, 1996.6
- 11) 唐 嘉琳・日野伸一・黒田一郎・太田昭俊：コンクリート充填円形鋼管柱を対象とした鋼管とコンクリートの応力－ひずみ関係のモデル化，鋼構造論文集，Vol.3, No.11, pp.35-46, 1996.
- 12) 遠藤 創・辻 文三・中島正愛・越智敏夫・楊 柳：コンクリート充填鋼管短柱の軸圧縮挙動，日本建築学会大会学術講演概要集，pp.1811-1812, 1992.
- 13) 松本勝憲・崎野健治・蜷川利彦：コンクリート充填円形鋼管柱の弾塑性曲げ性状に関する実験的研究，日本建築学会九州支部研究報告，第35号・1, pp.529-532, 1995.
- 14) 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
- 15) 運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説，鋼とコンクリートの複合構造物，1998.7
- 16) 土木学会：コンクリート標準示方書〔平成8年制定〕設計編，1996.3
- 17) Bradford, M. A., "Design Strength of Slender Concrete-Filled Rectangular Steel Tubes," ACI Structural Journal, V. 93, No.2, pp. 229-235. March-April 1996
- 18) 上遠野明夫・山口種美：充填型鋼管コンクリート柱に関する研究（その2）中心圧縮実験，日本建築学会大会学術講演概要集，pp.1615-1616, 1989.
- 19) 向井昭議・吉岡研三・西山 功・森野捷輔：ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究(CFT-1)－コンクリート充填円形鋼管柱の軸圧縮特性，（その1）実験計画，日本建築学会大会学術講演概要集，pp.735-736, 1995.
- 20) 時野谷浩良・田中議成・福本 昇・村田議行・藤本利明・向井昭議：ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究(CFT-3)－コンクリート充填円形鋼管柱の軸圧縮特性，（その3）円形断面柱の実験結果，日本建築学会大会学術講演概要集，pp.739-740, 1995.
- 21) Ichinohe, Y., Matsutani, T., Nakajima, M., Ueda, H. and Takada, K.: Elasto-plastic behavior of concrete filled steel circular columns, Proceedings of the 3rd ASCCS International Conference on Steel-Concrete Composite Structures, pp.131-136, 1991.

(2002年9月13日受付)