

論文 正方形鋼管横補強鉄筋コンクリート柱の曲げ終局強度の算定法

孫 玉平*¹・崎野健治*²・AKLAN Amin*³

要旨： 正方形鋼管による拘束効果を考慮に入れたコンクリートの応力-ひずみ関係を用いて、鋼管横補強鉄筋コンクリート柱の曲げ数値実験を行い、鋼管の幅厚等が柱の曲げ性状（曲げモーメントと曲率の関係）に及ぼす影響に関する検討を行った。また、曲げ数値実験の結果に基づいて、曲げ圧縮域のコンクリートの等価応力ブロックの形状係数および終局ひずみの算定式を構成した上、正方形鋼管により補強・補修された鉄筋コンクリート柱断面の曲げ終局強度の算定方法を提案した。

キーワード： 正方形鋼管、拘束効果、曲げ終局強度、等価応力ブロック、終局ひずみ

1. はじめに

鉄筋コンクリート短柱のせん断破壊や強震時に生じ得る非常に高い軸力を受ける場合の曲げ圧縮破壊等のような脆性破壊を防ぐための方法として鋼管横補強法が有効であることは実証されている[1-3]。また、1989年のLoma Prieta地震による被害を受けたアメリカと1995年の兵庫県南部地震で大きな被害を受けた日本では、鋼管横補強法は旧規準で設計・建造された橋りょうや高架道路の鉄筋コンクリート造柱の補修・補強方法としても広く活用されるようになっている。

鋼管横補強法を本格的に展開するには、補強された部材の曲げ性状や曲げ終局強度等を正確に評価する必要がある。そのためには、鋼管による拘束効果を的確に捉えることが重要である。著者らはこれまでに鋼管横補強コンクリート短柱の中心圧縮実験を行い、鋼管の幅厚比やコンクリートの圧縮強度等が正方形鋼管の拘束効果に及ぼす影響を実験的に調べたうえ、鋼管により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係を提案してきた[4]。

本論では、著者らが提案した拘束コンクリートの応力-ひずみ関係を用いて、正方形鋼管横補強柱の曲げ性状に関する数値実験を行い、鋼管の幅厚や材料強度等が鋼管横補強柱の曲げ性状に及ぼす影響を解析的に調べた。また、数値実験の結果を踏まえ、鋼管の拘束効果を考慮に入れた、正方形鋼管横補強柱の曲げ終局強度を簡単に求めるための計算法の提案を行った。

2. 正方形鋼管横補強柱の曲げ性状

2.1 解析仮定

正方形鋼管横補強鉄筋コンクリート柱の曲げ性状（曲げモーメントと曲率の関係）の解析は、断面分割法を用いて行う。解析にあたって設けた仮定は次の通りである。1)平面保持の仮定、2)コンクリートは引張応力を負担しない、3)鉄筋は完全弾塑性材料とする、4)コンクリートの応力-ひずみ関係は表-1に示す応力-ひずみ関係[4]を用いる。

1)~3)の仮定は鉄筋コンクリート柱の曲げモーメントと曲率の関係を求める際に従来よく用いられている仮定である。仮定4)は正方形鋼管の拘束効果を考慮に入れるための仮定である。表-

*1 九州大学助手 工学部建築学科、工博（正会員）

*2 九州大学教授 工学部建築学科、工博（正会員）

*3 九州大学大学院 工学研究科建築学専攻、工修

1に示す応力-ひずみ関係においては、正方形鋼管の拘束効果はコンクリートの強度上昇率 K をもって表現されている。無拘束コンクリートの場合は K の値を1.0とし、拘束されたコンクリートの場合は鋼管の幅厚比 (B/t)や降伏強度(f_{yt})等に応じて式(2)により K の値を求める。式(2)により求めた強度上昇率 K と鋼管の幅厚比との関係を示すと図-1のようになる。用いる鋼管の幅厚比、鋼管の降伏強度とコンクリートの圧縮強度 (f_c')の比が分かれば、図-1より強度上昇率 K の値を簡単に求めることができる。

2. 2 曲げ性状の計算結果

図-2に示すサンプル断面の曲げモーメントと曲率の関係(以下 $M-\phi$ 関係と称す)を前節で述べた仮定を用いて数値計算により求めた。また、サンプル断面のコンクリートに圧縮強度が20MPaと比較的低強度のコンクリートを用いたのは、鋼管横補強法が必要とされている既往の鉄筋コンクリート造建築構造物ではこの程度のコンクリートが使用されていることが多いからである。

図-3(a)、(b)に $M-\phi$ 関係と $M-\epsilon_{co}/\epsilon_{co}$ 関係の解析結果を示す。ここで、 ϵ_{co} は断面圧縮縁(充填コンクリートの外縁)におけるひずみで、 ϵ_{co} は拘束されたコンクリートの強度時のひずみである(式(3)参照)。強度上昇率 $K=1.0$ は無拘束柱を表し、 $K=1.2$ と $K=1.5$ はそれぞれコンクリートが約70と45の幅厚比を有する正方形鋼管により拘束された柱を表している。また、図-3(b)に示す一点鎖線(ξ の値)は次節で述べる曲げ圧縮を受けるコンクリートの等価応力ブロックの形状係数 β と α の比が最小値を取る時の $\epsilon_{co}/\epsilon_{co}$ の値を表す。

図-3より、鋼管の拘束効果や軸力の大きさ等が正方形鋼管横補強柱断面の曲げ性状に及ぼす影響について、以下のことが分かる。

1)鋼管の拘束度合い、すなわち強度上昇率 K の値が高くなるにつれ断面の曲げ耐力および変形能力の上昇が顕著になってくる。このような鋼管の拘束効果は軸力が大きい時に顕著に見られるが、軸力比が0.1と低い軸力のレベルでは小さい。これは軸力比の低い柱では圧縮を負担するコンクリート部分が少なく鋼管の拘束効果が現れにくいからである。また、 $K=1.2$ 程度の鋼管横補強

表-1 コンクリートの応力-ひずみ関係[4]

$$Y = \frac{AX + (D-1)X^2}{1 + (A-2)X + DX^2} \quad (1)$$

where

$$Y = f_c'/f_{cc}', \quad X = \epsilon_c/\epsilon_{co}$$

$$K = f_{cc}'/f_c' = 1 + 11.5 \frac{\rho_t f_{yt}}{f_c'} \left(\frac{t}{C} \right) \quad (2)$$

$$A = E_c \epsilon_{co} / f_{cc}', \quad E_c = (0.69 + 0.332\sqrt{f_c'}) \times 10^4$$

$$\frac{\epsilon_{co}}{\epsilon_o} = \begin{cases} 1 + 4.7(K-1), & K \leq 1.5 \\ 3.35 + 20(K-1.5), & K > 1.5 \end{cases} \quad (3)$$

$$\epsilon_o = 0.94(f_c')^{1/4} \times 10^{-3}$$

$$D = 1.5 - 0.017f_c' + 2.4\sqrt{(K-1)f_c'/23}$$

Notation:

f_c, ϵ_c : Stress and strain of concrete

f_{cc}' : Strength of confined concrete (in MPa)

ϵ_{co} : Strain of confined concrete at peak

f_c' : Strength of concrete cylinder (in MPa)

ρ_t : Volumetric ratio of steel tube

f_{yt} : Yield strength of steel tube (in MPa)

C : Unsupported length of steel tube ($B-2t$)

t : Wall thickness of steel tube

B : Outside width of steel tube

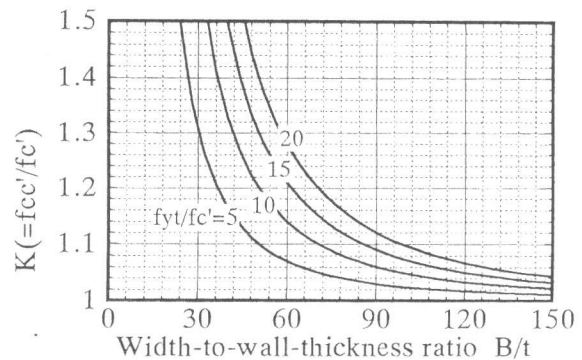


図-1 強度上昇率 K - 幅厚比の関係

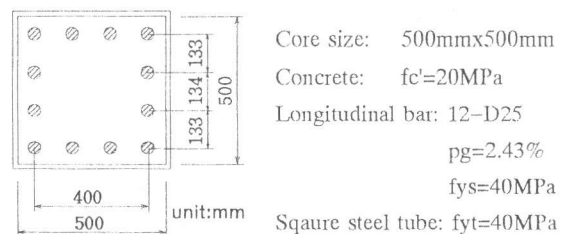
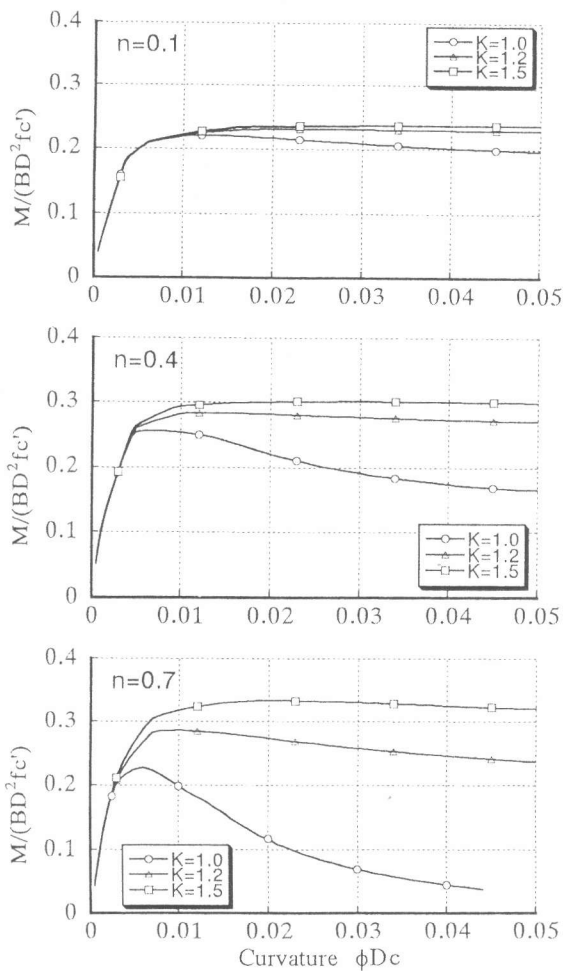
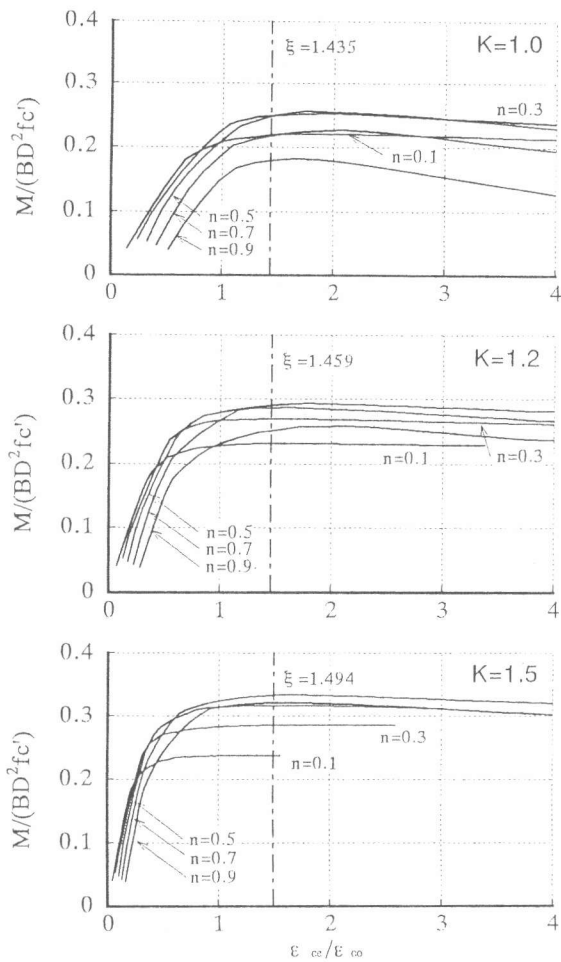


図-2 サンプル断面の詳細



(a) $M - \phi D_c$ 関係



(b) $M - \epsilon_{cc} / \epsilon_{co}$ 関係

図-3 サンプル断面の計算結果

を施せば、軸力比が 0.7 と非常に高い軸力を受ける柱にも十分な変形能力を期待できる。

2) 鋼管横補強柱断面の曲げモーメントは、鋼管の拘束度合いと軸力の大きさには関係なく、曲げ圧縮を受けるコンクリートの等価圧縮ブロックの形状係数 β と α の比が最小値となる時点では極値に達する。

3. 正方形鋼管横補強柱の終局曲げ強度

曲げモーメントと軸力を受ける鋼管横補強柱部材の断面設計に必要な軸力と曲げモーメントの相関関係（以下 $N - M$ 相関関係）は、一定軸力下における断面の $M - \phi$ 関係を前節で述べた手法を用いて各種軸力レベルに対して多数求めることによって得られる。しかしながら、この計算方法は冗長でコンピュータを利用しない限り不可能という欠点がある。一方、曲げ圧縮を受けるコンクリートの等価応力ブロックの形状係数と終局ひずみの値が分かれば、正方形断面部材の $N - M$ 相関関係の算定は容易となる。

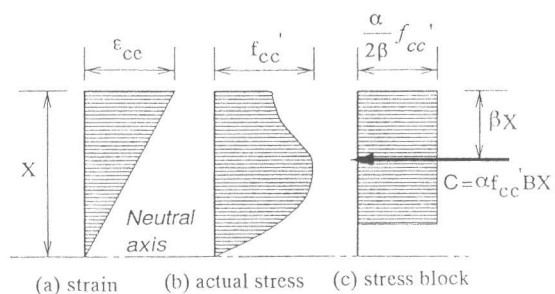


図-4 等価応力ブロックの定義

本節では、表-1に示す鋼管の拘束効果を考慮に入れたコンクリートの応力-ひずみ関係を用いて、コンクリートの等価応力ブロックの形状係数の算定式を定式化し、それを用いた鋼管横補強柱断面の曲げ終局強度の簡略算定法を提案する。

3. 1 等価応力ブロックの形状係数および終局ひずみ

曲げ圧縮を受けるコンクリートの等価応力ブロックの形状係数 β と α の定義は図-4に示す通りである。 β と α の算定式の誘導は2.1節で述べた仮定1)と2)に基づいて行える。曲げ圧縮域のコンクリートが実際の応力分布に従う時に負担する軸方向力および中立軸回りの曲げモーメントを等価応力ブロックから計算される軸力と曲げモーメントと等しくすることによって、断面圧縮縁における任意のひずみ ϵ_{ce} に対応する β と α の算定式は次のように表せる。

$$\alpha = \frac{\int_0^{\epsilon_{ce}} f_c d\epsilon_c}{f'_{cc}\epsilon_{ce}}, \quad \beta = 1 - \frac{\int_0^{\epsilon_{ce}} f_c \epsilon_c d\epsilon_c}{\epsilon_{ce} \int_0^{\epsilon_{ce}} f_c d\epsilon_c} \quad (4)$$

さらに、式(1)を式(4)に代入すれば、 β と α の算定式は圧縮縁ひずみ ϵ_{ce} の関数として誘導できる。しかしながら、この表現式は煩雑なものであることに加え、曲げ終局強度を算定する際に必要なのは一般的な表現式ではなく、曲げ耐力時の圧縮縁ひずみ ϵ_{cm} (以下終局ひずみと称す)に対応する算定式であるので、ここでは一般式による表現を省略することにする。

曲げ終局強度時の終局ひずみ ϵ_{cm} について、ACI規準では、0.003という一定値が推奨されているが、この値は横補強材の拘束効果を考慮に入れない場合の値であり、鋼管横補強柱が曲げ終局強度に達するときの圧縮縁ひずみよりはるかに小さく、それを用いて計算した曲げ終局強度が実験結果を過小評価することは著者らの研究により明らかにされている[5]。一方、鋼管横補強柱の終局ひずみに関しては、実験結果が非常に少ないことから実験式を構成することは困難である。

このような状況を踏まえて、本論では、圧縮域におけるコンクリートの等価応力ブロックの形状係数 β と α の比が最小値を取るときに圧縮縁ひずみ ϵ_{cm} を終局ひずみとした。そうする理由としては、図-3(b)に示すように、鋼管横補強柱断面の曲げモーメントは、鋼管の拘束度合いと軸力の大きさとほぼ関係なく、曲げ圧縮を受けるコンクリートの等価圧縮ブロックの形状係数 β/α が極小値となる近傍で最大値に達していることと、 β/α が極小値を取るのが圧縮域コンクリートの負担曲げモーメントが最大となるという物理的な意味を持っていることなどが上げられる。

β/α が極小値を取るときに圧縮縁ひずみ ϵ_{cm} の値は、コンクリートの圧縮強度 f'_c と強度上昇率 K が与えられれば、式(4)を用いて求めることができる。一組の (f'_c, K) に対応する ϵ_{cm} を多数求め、それに重回帰分析を行って求めた式(5)を終局ひずみの算定式として提案する。

$$\frac{\epsilon_{cm}}{\epsilon_{co}} = 1.375 + 0.108K - 0.102K^{-4} \left(\frac{f'_c}{42} \right) \quad (5)$$

次に、 ϵ_{cm} に対応する形状係数 α_m と β_m は式(5)を式(4)に代入することによって求まるが、これも冗長な式なので、ここで実用的な算定式として式(6)を提案する。なお、式(5)および式(6)と数値解析結果との詳しい関連性については文献7を参照されたい。

$$\alpha_m = 0.724 + 0.107K - \frac{0.037}{K - 0.007} \left(\frac{f'_c}{42} \right), \quad \beta_m = 0.383 + 0.046K - \frac{0.019}{K + 0.387} \left(\frac{f'_c}{42} \right) \quad (6)$$

3. 2 曲げ終局強度の計算法

正方形鋼管横補強柱断面のN-M相関関係の計算方法は次の通りである。

- 1) 補強用鋼管の幅厚比や材料の強度を式(2)と式(3)に代入し、強度上昇率Kと強度時ひずみ ϵ_{co} を求め、ついで式(5)と式(6)により終局ひずみ ϵ_{cm} や形状係数 α_m と β_m を求める。
- 2) 圧縮縁から中立軸までの距離Xの初期値(例えば断面せいの0.05倍)を与える。
- 3) 平面保持の仮定により、鉄筋のひずみ ϵ_{si} を求めてから、鉄筋の応力-ひずみ関係によりその応力 f_{si} を求める。(図-5参照)
- 4) 断面の軸力Nと曲げモーメントMを次式により求める。

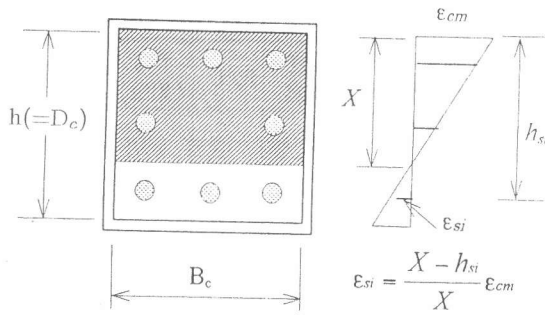


図-5 主筋のひずみの算定

$$N = \alpha_m f'_{cc} B_c X + \sum_{i=1}^{n_s} f_{si} A_{si}, \quad M = \alpha_m f'_{cc} B_c X \left(\frac{h}{2} - \beta_m X \right) + \sum_{i=1}^{n_s} f_{si} A_{si} \left(\frac{h}{2} - h_{si} \right) \quad (7)$$

- 5) Xの値を漸増させ、ステップ3)に戻る。この操作をX=hになるまで繰り返す。

なお、式(7)において、 n_s は鉄筋の配筋列数、 A_{si} は各列鉄筋の総面積、 h_{si} は各列鉄筋の重心から圧縮縁までの距離、 h はコンクリート断面のせい、 B_c はコンクリート断面の幅である。

次に、本節で提案した計算方法の妥当性を、軸力と曲げせん断を受ける柱に関する既往の実験結果と比較することによって検討する。比較に用いた試験体の詳細と比較の結果をそれぞれ表-2と図-6に示す。なお、実験結果は部材角が0.02radまでの正加力時の最大水平耐力に対応する材端曲げモーメントを表す。

図-6より分かるように、提案した手法で求めた曲げ終局強度の計算値は実験結果を比較的精度よく安全側に評価している。軸力比が0.5までの軸力を受ける試験体の場合は、曲げ終局強度の実験値と計算値との比が1.02-1.10(平均1.06)となり、計算値は実験値を精度よく評価しているが、軸力比が0.5以上の非常に高い軸力を受ける試験体の場合は、実験値と計算値の比が1.29となっている。計算値が実験値より低い理由の一つは、試験体端部の加力スタップの付加拘束の影響で危険断面が材端から離れる傾向があることを考慮に入れなかったことが考えられる。従って、非常に高い軸力を受ける柱の曲げ終局強度をより正確に評価するためには、加力スタップの付加拘束の影響を定量的に評価する必要があり、これは今後の研究課題としたい。

本論では、曲げ終局強度の計算値と実験値との差が軸力の増加に伴い拡大する現象を、著者らが帯筋横補強柱について得られた実験式である式(8)を準用して評価することにする。

$$\frac{M_u}{M_{uc}} = \begin{cases} 1.1, & n \leq 0.3 \\ 1.1 + 0.8(n - 0.3)^2, & n > 0.3 \end{cases} \quad (8)$$

ここで、 M_u は曲げ終局強度修正値で、 M_{uc} は略算法で求めた計算値で、 n は軸力比である[6]。

図-6より分かるように、式(8)で修正した

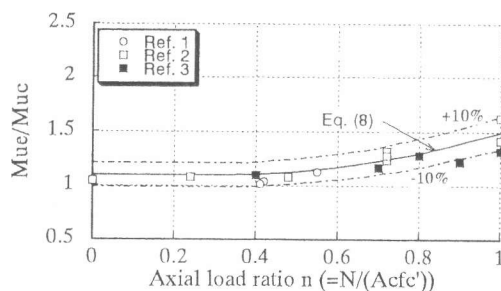


図-6 曲げ終局強度の比較

表一 2 試験体概要および曲げ終局強度の結果

文献	試験体	鋼管形態	B/t	f _{ty} (MPa)	f _c (MPa)	p _g (%)	軸力		曲げ終局強度							
							N(kN)	N/A _c f _c	M _{ue} (kN-m)	M _{uc} (kN-m)	比率					
1	SH0Nc-T	口	29.2	330	37.6	3.82	0	0	24.5	23.6	1.04					
	SH4Nc-T						369	0.42	41.4	39.9	1.04					
	SH6Nc-T						608	0.55	51.9	46.1	1.13					
	SH0Nc-TSK						0	0	25.1	23.7	1.06					
	SH4Nc-TSK						406	0.41	43.1	42.1	1.02					
2	SC1	田	53.0	344	46.1	4.42	4148	1.00	421	299	1.41					
	SC2								485	299	1.62					
	SC3								353	285	1.24					
	SC4								3000	0.72	375	285	1.32			
	SC5		69.9	342	46.1	4.42	2000	0.48	364	285	1.28					
	SC6								1000	0.24	319	295	1.08			
	SC7								0	0	286	264	1.08			
	SC8								0	0	193	184	1.05			
3	L8-04	口	31.1	443	43.1	3.82	462	0.40	50.8	46.1	1.10					
	L8-07				46.5							873	0.70	61.8	52.6	1.17
	L8-08				926							0.80	64.4	51.1	1.25	
	L8-09				1040							0.90	62.4	50.9	1.23	
	T8-04				462							0.40	50.9	46.1	1.10	
	T8-09				1040							0.90	62.3	50.9	1.22	
	T8-10				1157							1.00	65.1	49.4	1.32	

f_{ty}: 鋼管の降伏強度 f_c: コンクリートのシリンダー強度
 p_g: 主筋の面積比 N: 軸力 A_c: コアコンクリートの断面積
 M_{ue}: 曲げ終局強度の実験値 M_{uc}: 曲げ終局強度の計算値 比率 = M_{ue}/M_{uc}

曲げ終局強度の計算値は実験値を 10%の誤差で評価できる。これは帯筋横補強柱について得られた実験式(8)が鋼管横補強柱にも適用できることを示唆している。なお、実験値と修正した計算値との比の平均値は0.97で、標準偏差が0.05となっている。

4. まとめ

鋼管の拘束効果を考慮に入れたコンクリートの応力-ひずみ関係を用いて、正方形鋼管横補強柱の曲げ性状に関する数値実験を行い、鋼管の幅厚比や材料強度等が鋼管横補強柱の曲げ性状に及ぼす影響について解析的に検討した。また、数値実験の結果に基づいて、曲げ圧縮を受けるコンクリートの等価圧縮ブロックの形状係数及び曲げ終局強度時の終局ひずみの算定式を提案し、それを用いた曲げ終局強度の略算法を示した。この略算法により求めた曲げ終局強度の計算値は軸力比が 0.5までの軸力を受ける柱の実験結果を精度よく評価できることを既往の実験結果との比較により実証した。さらに、提案した略算法は式(8)で示す実験式と併用すれば、軸力比が0.5を超える高軸力を受ける柱の曲げ終局強度をも精度よく評価できることが明らかになった。

[参考文献]

- 1)Tomii, M., et al.:Ultimate Moment of Reinforced Concrete Short Columns Confined in Steel Tube, Proc. of Pacific Conf. on Earthquake Engineering, New Zealand, Aug. 1987, Vol. 2, p.11.
- 2)八木貞樹、吉岡研三:鋼板を用いた高拘束柱の構造と実験、鉄鋼技術、1990.4、p.35.
- 3)Sun, Y. P. and Sakino, K.:Seismic Behavior of RC Columns Confined by Square Steel Tube under High Axial Compression, Transactions of JCI, 1992, Vol. 14, p. 483.
- 4)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集、第461号、1994. 7, p. 95.
- 5)Aklan, A. M., et al.:Square Tubed RC Columns Under Pure Bending、日本建築学会大会梗概集、構造C、1995.8, p. 319.
- 6)崎野健治、他:高強度鉄筋コンクリート柱の曲げ終局強度、大会梗概集、構造B、1994.9, p. 389.
- 7)(財)国土開発技術研究センター:平成5年度NewRC高強度鉄筋分科会コンファインドコンクリートWG研究成果報告書、p.8-19.