

論文

[2114] 曲げ圧縮を受ける拘束コンクリートの応力-ひずみ特性

佐藤尚隆*1 · 福本義之*2 · Benny Beni Assa*3 · 西山峰広*4

1. はじめに

柱部材の曲げ解析を行なう際に用いられる横拘束コンクリートの応力-ひずみ関係モデルの多くは中心圧縮実験に基づいている。しかし、曲げを受ける柱断面内ではひずみ勾配が生じており(曲げ圧縮)、横拘束コンクリートの応力-ひずみ関係は中心圧縮実験から得られるひずみ勾配のないものとは異なる。曲げ圧縮状態におけるプレーンコンクリートの応力-ひずみ関係に関しては、森田らの報告がある¹⁾。本論では、横拘束コンクリートの応力-ひずみ関係に対するひずみ勾配の影響を実験によって調査するために、軸方向鉄筋が配置されていない柱試験体に対して曲げ圧縮実験を行った。得られた実験計測結果より、応力ブロック係数の値および応力-ひずみ関係を推定し、過去に提案されている横拘束コンクリートの応力-ひずみ関係のモデル(Manderモデル²⁾、Fafitis-Shahモデル³⁾、京大モデル⁴⁾)と比較検討した。また、圧縮縁ひずみの進展に伴う横拘束鉄筋の応力変化に注目し、曲げ圧縮状態での横拘束機構について考察を加えた。

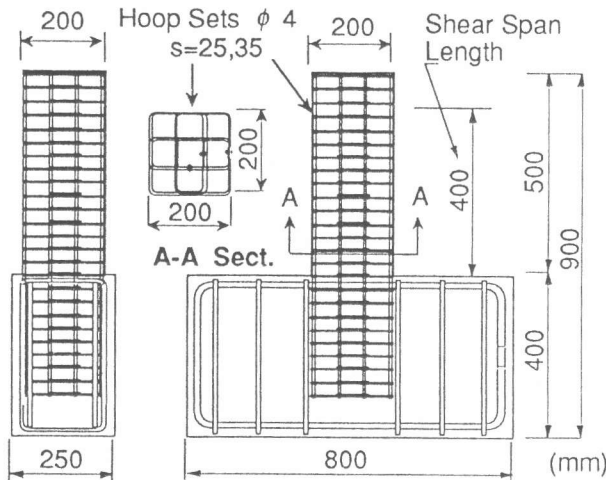


図-1 供試体

表-1 供試体概要

Specimen	Concrete			Hoop Reinforcement					
	f'_c (MPa)	ϵ_m (%)	Ei (MPa)	f_{yh}^* (MPa)	ϵ_{yh} (%)	S (mm)	ρ_s (%)	P_w (%)	C_c ($\times 10^3$)
3-L-25	35.5	0.205	29900	482	0.41	25	2.47	1.04	4.48
3-L-35						35	1.77	0.74	3.12
3-H-25				891	0.63	25	2.51	1.05	6.19
3-H-35						35	1.79	0.75	4.30

f'_c = シリンダー圧縮強度, ϵ_m = コンクリート圧縮強度時ひずみ, Ei = ヤング係数

f_{yh}^* = 降伏強度, ϵ_{yh} = 降伏時歪, s = 配筋間隔, ρ_s = 体積比, P_w = 面積比, C_c = 横拘束係数

2. 横拘束コンクリート柱

供試体の曲げ圧縮試験

2.1 供試体

供試体は、図-1に示すような200x200mmの正方形断面を有する高さ500mmの角柱である。フラッシュバット溶接により閉鎖型(直径4mm丸鋼)とした外周フープ筋と中間フープ筋を囲形状に組み合わせた横拘束筋を用いた。柱部分のコンクリートかぶり厚は0である。各フープ筋のコーナ部の軸方向筋(直径6mm丸鋼)はスタブ部分でビニルチューブを用いて付着を切るにより軸力を負担をしない。表-1に供試体概要を示す。供試体は合計4体で圧縮強度30MPa級の普通強度コンクリートと降伏強度400MPa級の普通強度横補強筋とを組み合わせた

*1 (株) 浅沼組技術研究所 (正会員)

*2 (株) 大林組

*3 サムラトランギ大学

*4 京都大学、工博 (正会員)

表-2 コンクリートの調合

W/C (%)	Cement (kg/m ³)	Sand (kg/m ³)	Gravel (kg/m ³)	Admixture (kg/m ³)
44.9	404	702	985	1.010

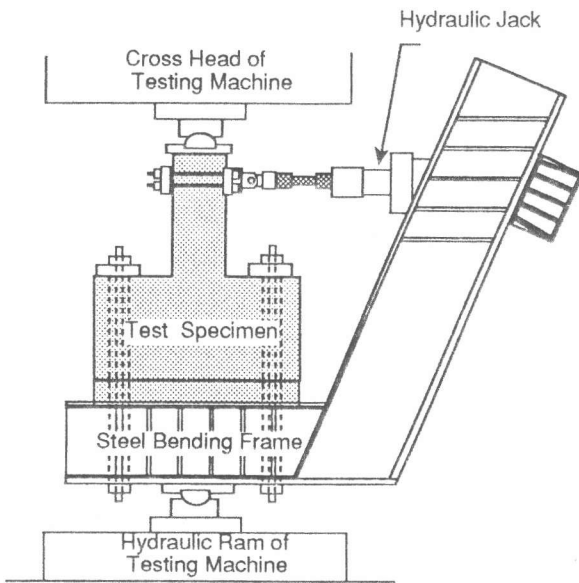


図-2 荷重装置

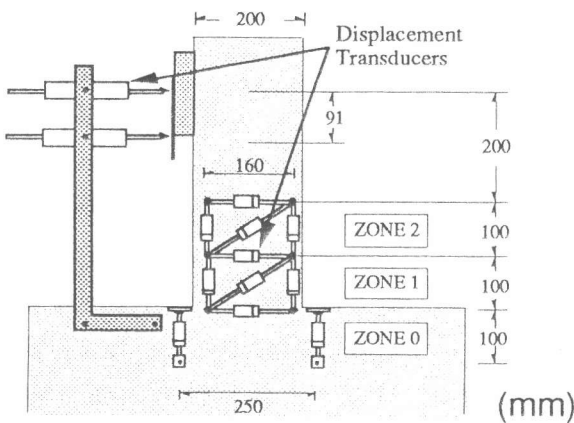


図-3 変位測定位置

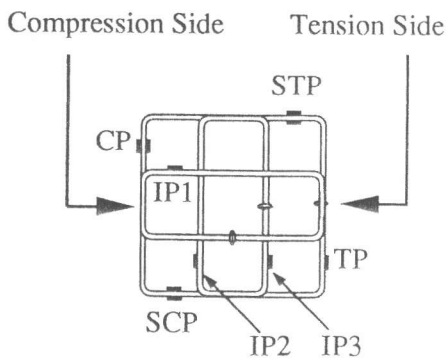


図-4 横補強筋ゲージ位置

3Lシリーズと、上記と同じ普通強度コンクリートと降伏強度800MPa級の高強度横補強筋とを組み合わせた3Hシリーズで構成されており、それぞれのシリーズの変動因子は横補強筋の間隔 ($s=25$ 、 35mm) である。コンクリート打設は、柱材軸方向を鉛直とした縦打ちとした。表-2にコンクリートの調合を示す。

2.2 荷重および測定方法

図-2に示すように鉄骨フレームにPC鋼棒で緊結された供試体に、300tonアムスラー型圧縮試験機を用いて上下ピンを介して軸力を、鉄骨フレームと供試体の間に取り付けた両端ピンの油圧ジャッキにより横力を作用させた。変位測定方法を図-3に示す。柱脚部 $1D$ (D :柱せい)間を検長 100mm のゾーン1とゾーン2の2区間に分け、それぞれの領域での変形を測定し、この測定値より測定区間での軸方向ひずみ、せん断ひずみ及び曲率を算定した。ひずみ測定区間ゾーン1あるいはゾーン2の断面引張縁ひずみが常に0の状態となるよう、軸力の増減に伴って横力を調整した。荷重は、圧縮側縁ひずみ単調漸増型とした。また横補強筋のひずみは、図-4に示す位置に貼付した箔ひずみゲージにより測定した。なお、本実験の荷重制御にはゾーン1区間の引張側断面縁ひずみを用いた。

3. 実験結果および考察

3.1 応力ブロック係数

荷重の最終段階近くまでゾーン2の引張側縁ひずみは0で、かつ、この区間で曲げ圧縮破壊が著しかったため分析区間をゾーン2とした。ゾーン2の中央に作用する軸力(N_{mes})、曲げモーメント(M_{mes})とコンクリートシリンダー強度(f_c)から図-5に示す圧縮縁ひずみ(ϵ_c)に対するコアコ

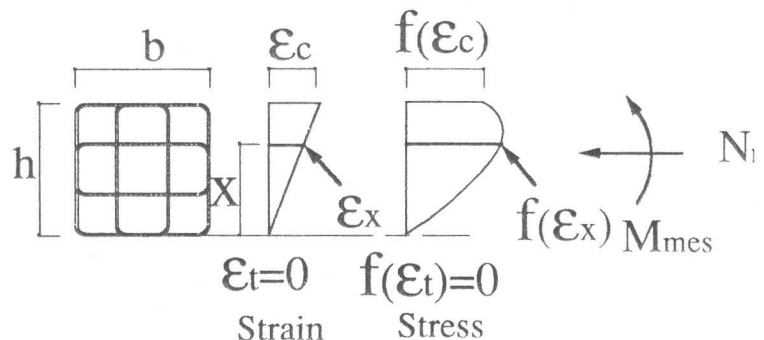


図-5 k_1 、 k_2 、 k_3 係数

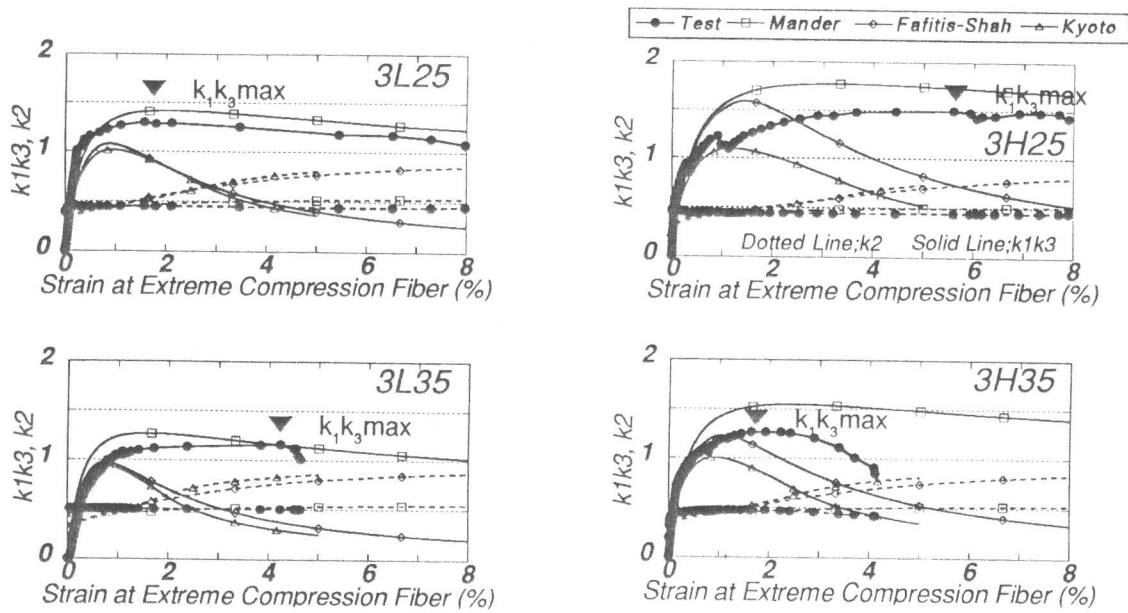


図-6 k_1k_3 および $k_2 - \epsilon_c$ 関係

コンクリートの応力ブロック係数 k_1k_3 および k_2 を算出した。 N_{mes} と M_{mes} は、供試体の変形による付加応力補正を外力に対して行って求めた。各供試体の k_1k_3 および k_2 と ϵ_c の関係を図-6に示す。各供試体の k_1k_3 最大値は、3H25が最大で次に3L25と3H35がほぼ同じ値で3L35が最小となった。ピッチ25mmの供試体は、ピッチ35mmの供試体と比較すると ϵ_c が2倍近くになるまで k_1k_3 の低下は見ら

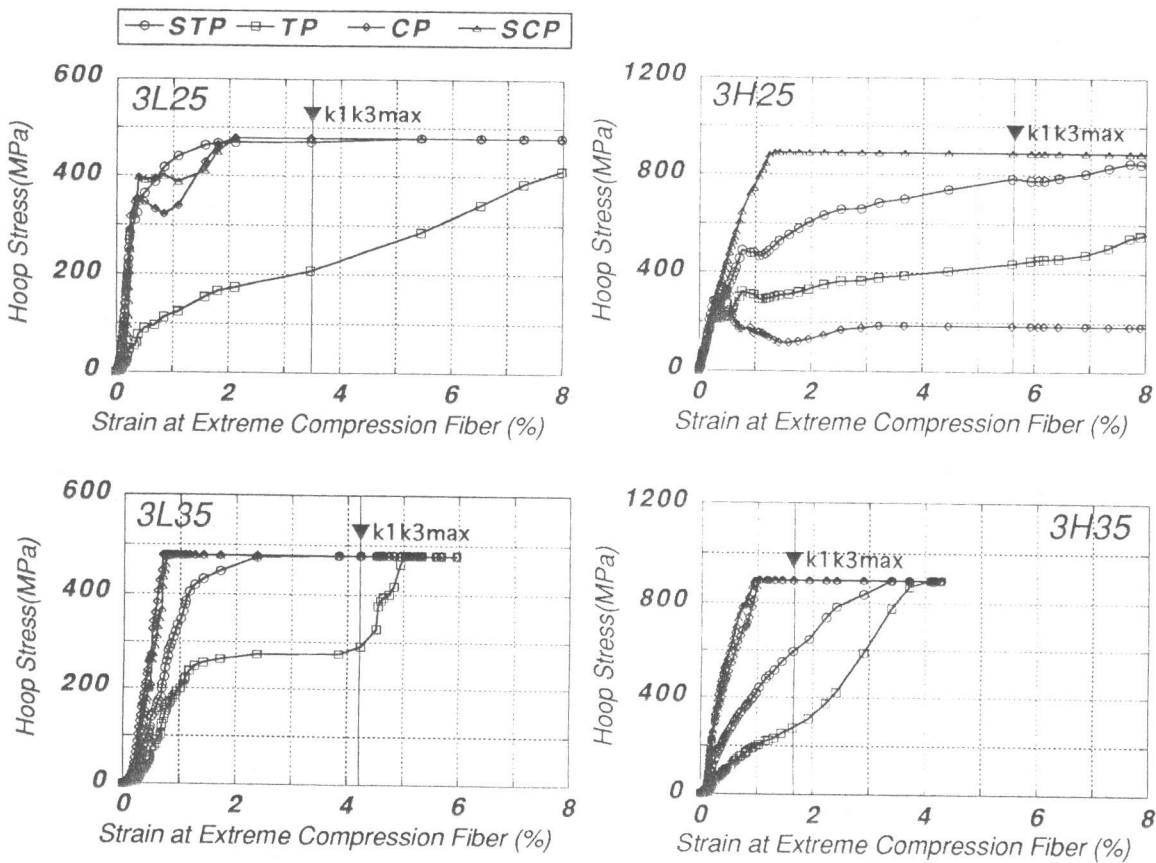


図-7 (1) 横補強筋応力 - ϵ_c 関係

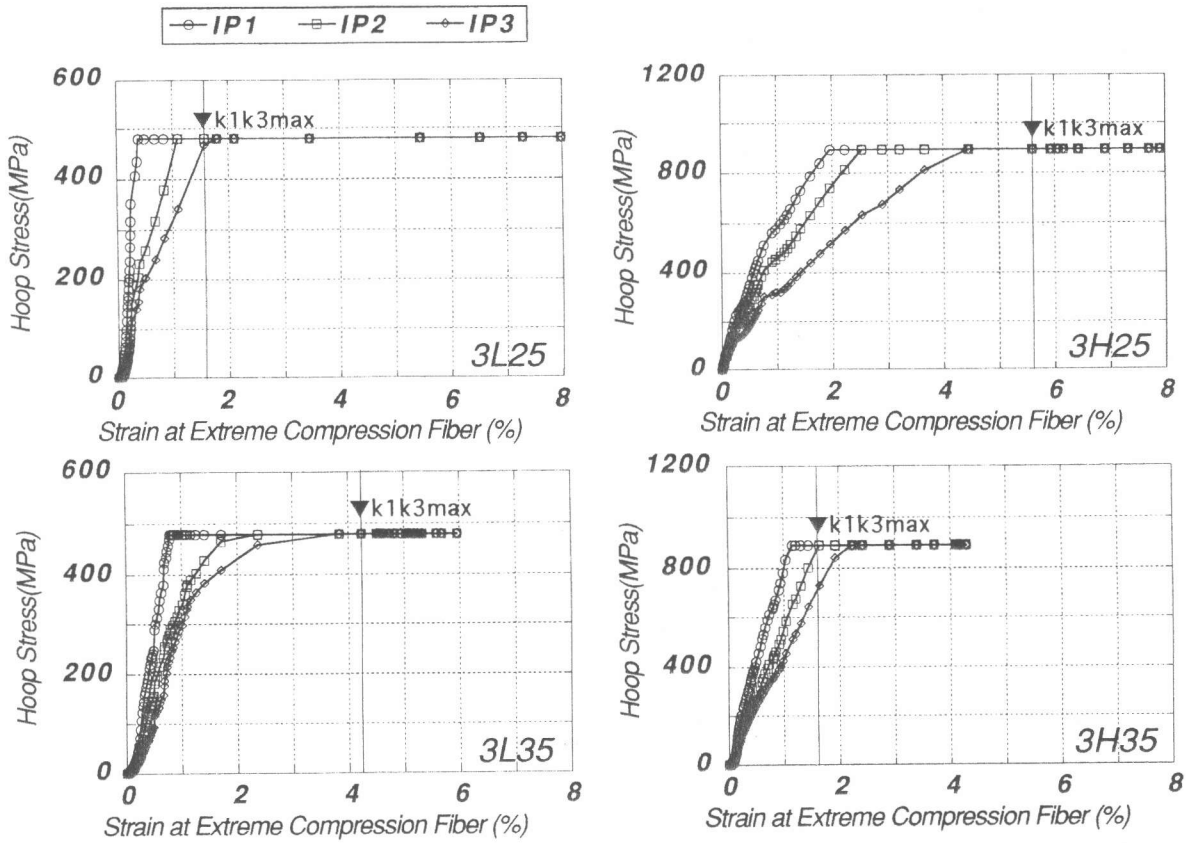


図-7 (2) 横補強筋応力 - ϵ_c 関係

れなかった。3H25、3L35では k_1k_3 は破壊に至るまでほぼ一定の値であったが、3L25、3H35では k_1k_3 の最大値以降破壊に至るまで徐々に低下した。 k_2 の値は各供試体とも変形の初期段階から破壊に至るまで0.4~0.5の間でほぼ一定値を保った。既往の拘束コンクリート応力-ひずみモデル (Manderモデル、Fafitis-Shahモデルおよび京大モデル) から計算した $k_1k_3-\epsilon_c$ および $k_2-\epsilon_c$ 関係と実験値の比較を同じく図-6に示す。3Hシリーズでは k_1k_3 の最大値はFafitis-Shahモデルによく対応しているが $k_2-\epsilon_c$ 曲線形状はいずれのモデルとも異なる。また、 $k_2-\epsilon_c$ 曲線形状はManderモデルに近い。3Lシリーズでは3L25の $k_1k_3-\epsilon_c$ 曲線、 $k_2-\epsilon_c$ 曲線ともにManderモデルに近い。また、一般的傾向としてFafitis-Shahモデルおよび京大モデルでは、 ϵ_c が1%以降の大塑性ひずみ域での k_1k_3 を過小評価している。

3. 2 横補強筋の応力

図-7に横補強筋応力-圧縮縁ひずみ (ϵ_c) 関係を各供試体について示した。圧縮縁側 (CP) の応力は載荷の初期段階から大きな値を示し、次いで側面圧縮側 (SCP) でもCPの応力増加に追従して ϵ_c の増加とともに応力が増加した。CP、SCPおよび側面引張側 (STP) での応力は k_1k_3 が最大となるまでに降伏強度に達するかそれに近い値に達した。引張縁側 (TP) では降伏強度には達せず、 k_1k_3 最大時には降伏強度の50%以下の応力であった。各供試体のサブフープの各位置の応力を比較すると圧縮縁に直角に配筋したサブフープ (IP1)の応力、圧縮縁から1/3Dの位置に配置した圧縮縁と平行なサブフープ (IP2) の応力、同じく圧縮縁から2/3Dの位置の計測点 (IP3) での

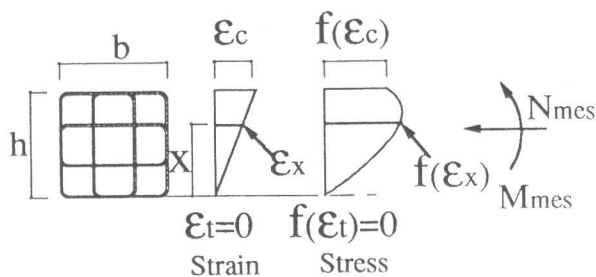


図-8 仮定した解析面

応力の順に大きい。この3つの測定点での応力は k_1, k_3 が最大となる圧縮縁ひずみまでに降伏強度に達するか、それに近い値に達した。3Lシリーズでは、 k_1, k_3 最大時に応力の小さいIP3を除けば各点の応力はほぼ降伏強度に達したが、3Hシリーズではすべての点で降伏強度には達しなかった。

3. 3 曲げ圧縮試験結果から得た応力-ひずみ関係

曲げ圧縮域の横拘束コンクリートが中立軸からの距離および拘束応力の変化にかかわらず同じ応力-ひずみ関係を持ち、横拘束コンクリートの応力 f がコンクリートのひずみのみの関数として与えられると仮定し、実験から得られた M_{mes} 、 N_{mes} を用いてPrentis法⁵⁾ で応力-ひずみ曲線を推定した。図-8に仮定した解析面のひずみ分布と作用する M_{mes} 、 N_{mes} と拘束コンクリートの応力を示す。すなわち、

$$f = f(\epsilon_x) \quad (1)$$

とすると外力と内力の釣り合い式より

$$N_{mes} = b \int_0^h f(\epsilon_x) dx = b \frac{h}{\epsilon_c - \epsilon_t} \int_{\epsilon_t}^{\epsilon_c} f(\epsilon_x) d\epsilon_x \quad (2)$$

$$M_{mes} = b \int_0^h f(\epsilon_x) \left(x - \frac{h}{2} \right) dx = \frac{bh^2}{(\epsilon_c - \epsilon_t)^2} \int_{\epsilon_t}^{\epsilon_c} f(\epsilon_x) \epsilon_x d\epsilon_x - \frac{bh^2(\epsilon_c + \epsilon_t)}{(\epsilon_c - \epsilon_t)^2} \int_{\epsilon_t}^{\epsilon_c} f(\epsilon_x) d\epsilon_x \quad (3)$$

となり式(2)、(3)式で ϵ_t を0とおいて(3)式を ϵ_c で微分することにより次式を得る。

$$f(\epsilon_c) = \frac{N_{mes}}{bh} + \frac{4M_{mes}}{bh^2} + \frac{2\epsilon_c}{bh^2} \frac{dM_{mes}}{d\epsilon_c} \quad (4)$$

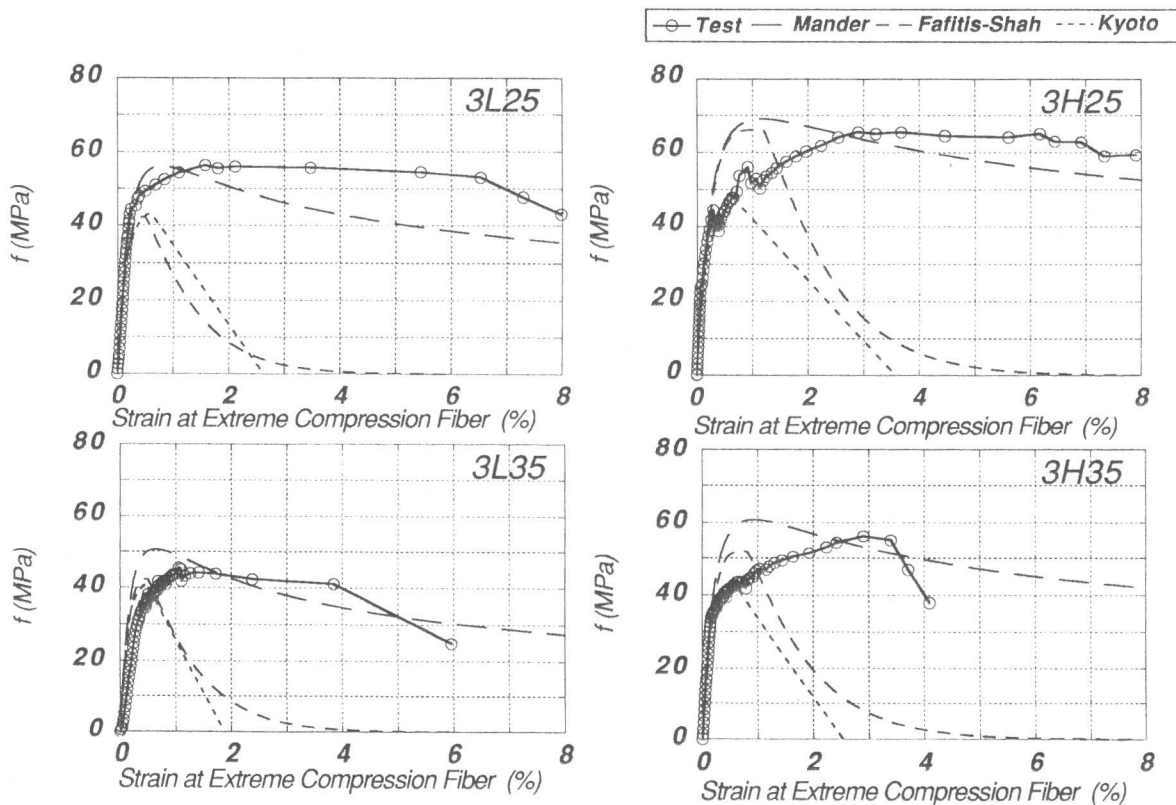


図-9 実験から得られた $f - \epsilon_c$ 関係と提案モデルから得られた $f - \epsilon_c$ 関係

ここで ϵ_c : 拘束コンクリートの圧縮縁ひずみ ϵ_t : 拘束コンクリートの引張縁ひずみ
 b : 柱幅 h : 柱せい
 N_{mes} : 軸力の測定値 M_{mes} : モーメントの測定値

$dM_{mes}/d\epsilon_c$ の項は ϵ_c の計測値の増分に対する M_{mes} の増分の比率とした。図-9に実験から得られた $f-\epsilon_c$ 関係と前述の3つの提案モデルから得られた $f-\epsilon_c$ 関係を示す。各供試体とも f の最大値はManderモデルと良い対応を示した。しかし f の最大値でのひずみは、各モデルと比較すると実験値の方がいずれのモデルに対しても大きくなった。また、塑性域での下り勾配については比較的Manderモデルと実験値はよく似ているが、実験値のほうが勾配が緩やかであった。 f の最大値でのひずみの曲線形状以外は全体的にManderモデルと良い対応を示した。Fafitis-Shahモデル、京大モデルでは実験値と比べて塑性域での下り勾配がかなり小さくなっている。京大モデルについてはモデルを提案するのに用いた中心圧縮実験では、ひずみ検長が1Dまたは2Dで、同様にFafitis-Shahモデルでは約2D、Manderモデルでは約1Dであり本実験の1/2Dにくらべて長い検長区間となっていることが実験結果とモデルが異なる原因のひとつである。

4. まとめ

(1) 本実験から得られた $k_1k_3-\epsilon_c$ 関係と各モデルのものを比較すると k_1k_3 の最大値については、3Hシリーズで実験値はFafitis-Shahモデルのものに近く、3LシリーズではManderモデルとFafitis-Shahモデルの間であったが、いずれのシリーズでも京大モデルより大きな値となった。また大ひずみ域での実験値は、ManderモデルとFafitis-Shahモデルまたは京大モデルの間の値をとった。同じく k_2 を比較するといずれもManderモデルとよく対応した。

(2) 本実験値を用いてPrentis法で求めた拘束コンクリートの $f-\epsilon_c$ 関係と各モデルのものを比較すると、実験値での f の最大値はManderモデルに近い値であったが、実験値での圧縮縁ひずみの進展および塑性域の下り勾配はいずれのモデルとも異なっていた。

以上の結論が得られたが、実験におけるひずみ検長が応力-ひずみ関係に大きく影響すること、また、ここで用いた応力-ひずみ関係の算定方法にひずみ勾配および拘束応力の変化が考慮されていないなど今後の改良すべき問題点が残っている。

[謝辞] 本研究の実施にあたり京都大学渡邊史夫先生より御助言、御指導をいただきました。ここに深く感謝いたします。

[参考文献]

- 1) 森田司郎、足立直行：曲げ材圧縮部におけるコンクリートの性質、材料、1981.1、pp.59-66
- 2) Mander J.B., Priestley M.J.M and Park R., "Theoretical Stress-strain Model for Confined Concrete", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.114, No.8, Aug.,1988, pp.1804-1826
- 3) Fafitis and Shah S.P., "Lateral Reinforcement for High Strength Concrete Columns", SP-87-12, ACI, Detroit, 1985, pp.213-233
- 4) Muguruma H. et al, "Ductility Improvement of High Strength Concrete by Lateral Confinement", Transactions of the Japan Concrete Institute, 1983, pp.403-410
- 5) Hognestadt E., Hanson N.W. and McHenry J., "Journal of ACI, No.4, 27, 1955