

論文 SD490 溶接閉鎖型横補強筋を用いた RC 柱の圧縮靱性

堂下 航*1・益尾 潔*2

要旨: 日本建築学会の鉄筋コンクリート構造計算規準 2010 版では, SD490 が適用範囲に含まれるので, 今後, 帯筋や肋筋といった横補強筋に SD490 の使用が期待できる。しかし, SD490 は主筋として用いられているが, 横補強筋として用いた柱・梁部材の実験的研究は見当たらない。本論文では, SD490 の溶接閉鎖型横補強筋を用いた RC 柱の圧縮実験を行い, 圧縮応力-圧縮ひずみ関係について, SD345, 785N/mm² 級と比較検討し, RC 柱のコアコンクリートの圧縮強度, 圧縮強度時ひずみは, 鋼種に係わらず, 横拘束応力と相関性が高いことを明らかにした。

キーワード: SD490, 溶接閉鎖型横補強筋, RC 柱, 圧縮靱性, コアコンクリート, 横拘束応力

1. はじめに

SD490 の異形鉄筋は, JIS G 3112 に規定されるとともに, 基準強度が国交省告示第 1024 号(平成 13 年 6 月 12 日)に定められ, 従来, 呼び名 D19 以上の主筋として用いられている。また, 日本建築学会の鉄筋コンクリート構造計算規準 2010 版では, 主筋だけでなく, 柱の帯筋や梁の肋筋(以下, これらを横補強筋と呼ぶ)にも適用が可能になる。しかしながら, SD490 の D16 以下の異形鉄筋は製造されていないこともあり, SD490 を横補強筋に用いた鉄筋コンクリート(RC)部材の構造性能は確認されていない。

本論文では, SD490 溶接閉鎖型横補強筋を用いた RC 柱, 梁部材に関する実験に先立ち, RC 柱の圧縮靱性に関する実験を行い, 横補強筋に SD345, 785 N/mm² 級を用いた実験結果とも比較し, SD490 の圧縮靱性を定量的に明らかにする。SD490 横補強筋の溶接は, フラッシュ溶接である。

2. 実験計画

2.1 実験因子および試験体

実験因子は, 表-1 に示すように, 横補強筋の間隔と 1 組の本数および鋼種であり, 試験体数は計 6 体である。試験体の形状寸法および配筋を図-1 に示す。各試験体ともに, 柱断面は正方形断面で, 柱全断面積に対する外周の横補強筋中心間で囲まれたコアコンクリートの断面積の比は 0.78 であり, 実建物の柱断面と同程度である。鉄筋およびコンクリートの材料試験結果を表-2 に示す。

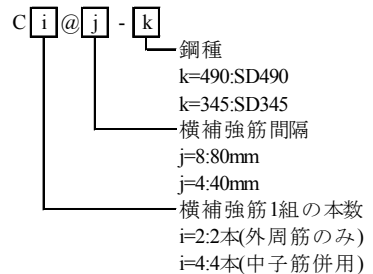
2.2 実験方法

実験は, 10MN 構造物試験機を用い, 図-2 に示すように, 試験体上下端を平押し状態で中心軸圧縮力を単調に加えて行った。軸方向変形量の測定は, 同図に示すように, 供試部高さ(h₁=700mm)および試験体全高さ(h₂=940mm)について行った。また, 図-1 に示す位置に貼付したひずみゲージを用い, 柱主筋および横補強筋のひずみを測定した。

表-1 実験因子

試験体	H (mm)	Ho (mm)	Ho / D	B (mm)	D (mm)	Fc (N/mm ²)	柱主筋		横補強筋		
							配筋 (pg)	鋼種	配筋 (pw)	鋼種	
C2@ 8-490	940	700	2.0	350	350	30	12-D16 (1.95%)	SD 345	2-D10@80 (0.51%)	SD 490	
C2@ 4-490									2-D10@40 (1.02%)		
C4@ 8-490									4-D10@80 (1.02%)		
C2@ 8-345									2-D10@80 (0.51%)		SD 345
C2@ 4-345									2-D10@40 (1.02%)		
C4@ 8-345									4-D10@80 (1.02%)		

【試験体名の凡例】



【記号】 H:全高さ, Ho:供試部高さ, B:柱幅, D:柱せい

Fc:コンクリートの目標圧縮強度, pg:柱主筋比, pw:横補強筋比

*1 (財) 日本建築総合試験所 構造部構造物試験室 修(工) (正会員)

*2 (財) 日本建築総合試験所 構造部長 工博 (正会員)

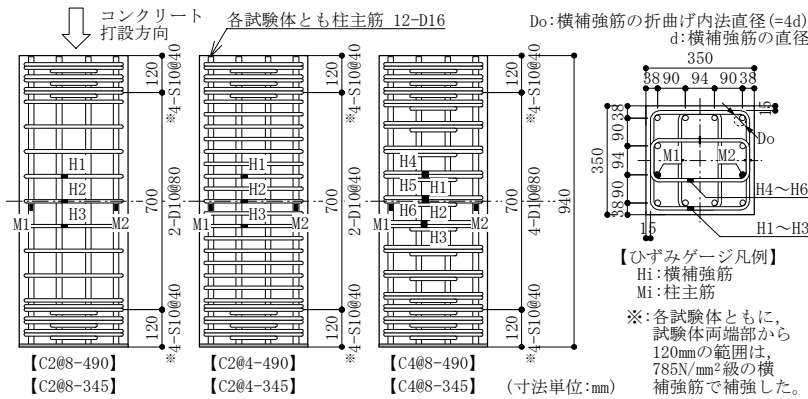


図-1 試験体の形状寸法、配筋およびひずみ測定値

表-2 材料試験結果

(a) 鉄筋

使用箇所	呼び名	鋼種	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	伸び (%)	ϵ_y ($\times 10^{-3}$)
横補強筋	D10	SD490	550	747	17	2.68
		SD345	382	539	28	1.86
	S10	KSS785	965	1133	11	4.71
柱主筋	D16	SD345	401	562	24	1.96

- 1) σ_y :降伏点, σ_u :引張強さ, ϵ_y :降伏ひずみ
 2) 上表中の試験値は, 各3体の平均値を示す。

(b) コンクリート

目標圧縮強度	σ_B (N/mm ²)	ϵ_{co} ($\times 10^{-3}$)	E_c (kN/mm ²)	σ_t (N/mm ²)
Fc30	36.0	1.91	30.0	2.98

- 1) σ_B :圧縮強度, ϵ_{co} : σ_B 時ひずみ度, E_c :ヤング係数, σ_t :割裂強度
 2) 上表中の試験値は, 円柱供試体各3体の平均値である。
 3) 各試験値は, RC柱試験体6体とも共通である。

3. 実験結果および考察

3.1 荷重-変形関係および破壊性状

$P/P_u - \epsilon_c$ 関係を図-3 に示す。P は荷重値, P_u は式(1)による中心軸圧縮強度, ϵ_c は式(2)による RC 柱試験体の軸圧縮ひずみである。

[中心軸圧縮強度 P_u]

$$P_u = f_{co} \cdot (1 - p_g) \cdot d_c \cdot b_c + a_g \cdot \sigma_{sy} \quad (1)$$

ここに, f_{co} : コンクリート円柱供試体の圧縮強度

p_g, a_g, σ_{sy} : 柱主筋比, 断面積, 降伏強度

d_c, b_c : コアコンクリートの断面せい, 幅

ただし, コアコンクリートは, 図-4 に示すように, 外周横補強筋中心間で囲まれた部分($d_c \times b_c$)とする。 f_{co} と σ_{sy} は, 材料試験値とした。

[軸圧縮ひずみ ϵ_c]

軸圧縮ひずみの測定は, 最大強度時以降, かぶりコンクリートが剥落すると仮定し, 式(2)で定義するように, 最大強度時までは供試部高さ h_1 , 最大強度時以降は試験体全高さ h_2 の軸方向変形量から算出する。

$$\text{最大強度時まで} \quad \epsilon_c = (D1 + D2) / 2h_1$$

$$\text{最大強度時以降} \quad \epsilon_c = \epsilon_{cc} + \Delta \epsilon_c \quad (2)$$

$$\Delta \epsilon_c = (\Delta D3 + \Delta D4) / 2h_2$$

$D1, D2$: 図-2 中の変位計 DT1, DT2 の読み

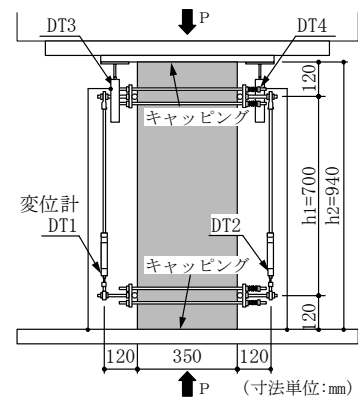


図-2 実験方法

$\Delta D3, \Delta D4$: 図-2 中の変位計 DT3, DT4 の読み
 の増分

ϵ_{cc} : 最大強度時の軸圧縮ひずみ

図-3 中には, 主な発生現象を併記した。柱主筋の圧縮降伏(MY)および横補強筋の引張降伏(HY)は各ひずみ測定値の中で最も早く降伏ひずみに達した時点, 柱主筋の座屈(MB)は試験体供試部間のかぶりコンクリートが面外に膨らみだした時点, 横補強筋の破断(HF)は破断音または目視によって確認した時点とした。写真-1 に, 代表的な試験体として, SD490 横補強筋で間隔 80mm とした試験体 C2@8-490 の主要変形段階の状況を示す。

各試験体の最大強度時の荷重は, C2@8-490 で 4.4MN ($P/P_u=1.0$), C2@4-490 で 4.8MN ($P/P_u=1.1$), C4@8-490 で 5.3MN ($P/P_u=1.2$), C2@8-345, C2@4-345 で 4.5MN ($P/P_u=1.0$), C4@8-345 で 5.2MN ($P/P_u=1.2$)であった。各試験体ともに, 写真-1 に示す様な破壊状況となり, 軸圧縮ひずみ ϵ_c の増大に伴い, かぶりコンクリートの圧壊, 柱主筋に沿うひび割れの進展が顕著となった。

(1) 横補強筋 SD490 の場合

柱主筋の圧縮降伏(MY)は, すべての試験体で, 軸圧縮ひずみ ϵ_c が $1.8 \sim 1.9 \times 10^{-3}$ 時に生じ, 横補強筋の引張降伏(HY)は, $5.5 \sim 7.5 \times 10^{-3}$ 時に生じた。この時点は, C2@8, C2@4 では最大強度後 ($2.4 \sim 3.0 \times 10^{-3}$ 時), C4@8 では最大強度到達前 (9.9×10^{-3} 時)にあたる。これによると, 横補強筋の降伏強度は, 中子筋を併用することで, 最大強度に対して有効に寄与したと考えられる。

柱主筋の座屈(MB)は, C2@8 では軸圧縮ひずみ ϵ_c が 6.7×10^{-3} 時, C2@4, C4@8 では 13.5×10^{-3} 時前後に生じた。すなわち, 横補強筋間隔を小さくするか, または中子筋を併用すると, 柱主筋の座屈開始時期が遅くなる。

横補強筋の破断(HF)は, C2@4 では軸圧縮ひずみ ϵ_c が 23.4×10^{-3} 時に外周筋の溶接部中心, C4@8 では 38.2×10^{-3} 時に中子筋の母材部で生じた。C4@8 の破断は, 柱主筋の座屈による曲がり変形を伴ったため生じたと考えられる。C2@8 の横補強筋は破断しなかった。

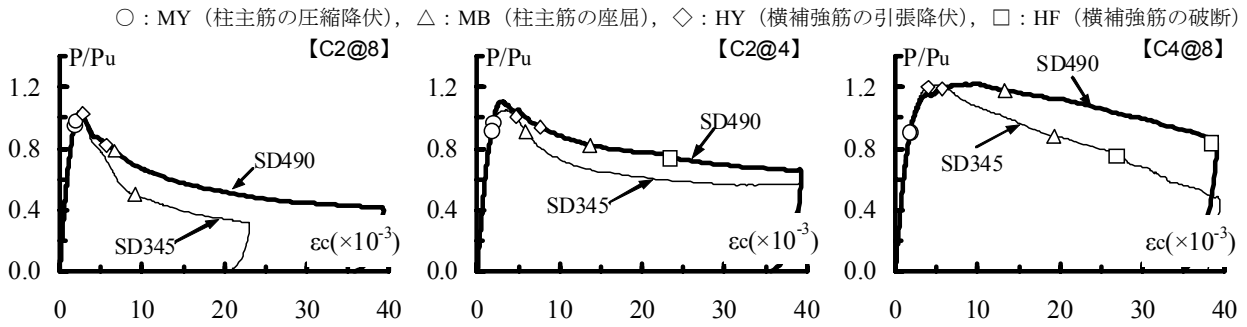


図-3 P/Pu-εc 関係

εc2 : 試験体全高さによる軸圧縮ひずみ

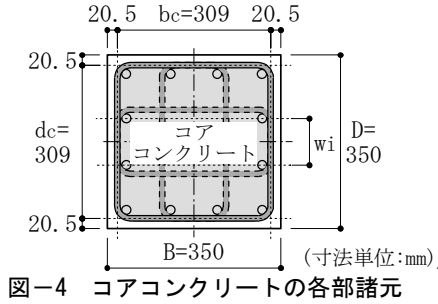


図-4 コアコンクリートの各部諸元



写真-1 主要変形段階の状況【C2@8-490】

(2) 横補強筋 SD345 の場合

柱主筋の圧縮降伏(MY)は、すべての試験体で、軸圧縮ひずみεc が 1.7~1.9×10⁻³ 時に生じ、横補強筋の引張降伏(HY)は、最大強度前後(2.8~4.2×10⁻³ 時)で生じた。これによると、SD345 の場合、各試験体ともに、横補強筋の降伏強度は、最大強度に対して有効に寄与したと考えられる。

柱主筋の座屈(MB)は、C2@8 では軸圧縮ひずみεc が 9.1×10⁻³ 時、C2@4 では 5.4×10⁻³ 時、C4@8 では 19.3×10⁻³ 時に生じた。これによると、座屈開始時期に対し、横補強筋間隔を小さくする効果は認められなかったが、中子筋併用の効果は認められた。

横補強筋の破断(HF)は、C4@8 では軸圧縮ひずみεc が 26.8×10⁻³ 時に中子筋の母材部で生じ、C2@8, C2@4 の横補強筋は破断しなかった。C4@8 での横補強筋の破断は、SD490 と同様、柱主筋の座屈による曲がり変形を伴ったため生じたと考えられる。

3.2 コアコンクリートの圧縮応力-圧縮ひずみ関係

(1) コアコンクリートの圧縮応力の定義

コアコンクリートの圧縮応力σc は、式(3)より算定する。

$$\sigma_c = \{(P)_{\text{test}} - \sigma_s \cdot a_g\} / \{(1 - p_g) \cdot d_c \cdot b_c\} \quad (3)$$

ここに、(P)_{test} : 試験体全断面に作用する各測定段階の荷重値

a_g : 柱主筋断面積, p_g : 柱主筋比

d_c, b_c : コアコンクリートの断面せい、幅

σ_s : 各測定段階の柱主筋応力

柱主筋応力σ_s は、図-5 に示すように、材料試験結果を基にモデル化した柱主筋(D16)の応力(σ_s)-ひずみ(ε_s)関係より算定する。

$$0 \sim \text{①間} : \sigma_s = E_s \cdot \epsilon_{si}, \quad \text{①} \sim \text{②間} : \sigma_s = \sigma_{sy}$$

$$\text{②以降} : \sigma_s = \sigma_{sy} + E_{st} \cdot (\epsilon_{si} - \epsilon_{st}) \quad (4)$$

E_s はヤング係数, E_{st} はひずみ硬化係数, σ_{sy} は柱主筋の降伏強度, ε_{si} は各測定段階の柱主筋のひずみ, ε_{sy} (= σ_{sy} / E_s) は柱主筋の降伏ひずみ, ε_{st} は柱主筋ひずみ硬化開始時のひずみである。

(2) 検討結果

σ_c/f_{co}-ε_c/ε_{co} 関係を図-6 に示す。σ_c は式(3)によるコアコンクリートの圧縮応力実験値, ε_c は式(2)による RC

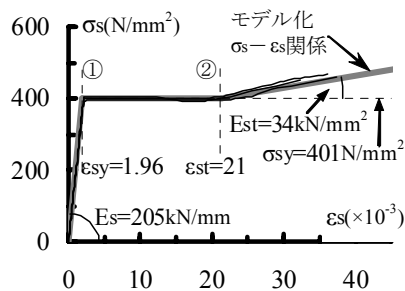
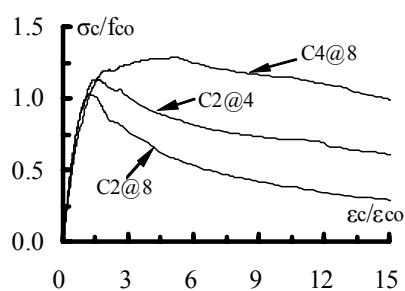
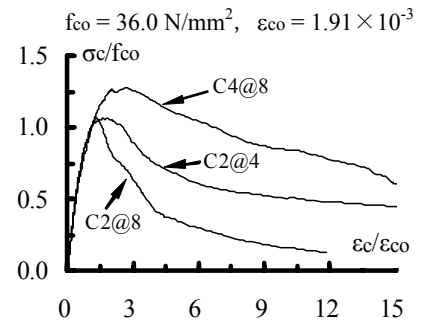


図-5 材料試験結果による柱主筋のσs-εs 関係



(a) SD490 の場合



(b) SD345 の場合

図-6 σc/fco-εc/εco 関係

柱試験体の軸圧縮ひずみ、 f_{co} と ϵ_{co} は、それぞれ無拘束コンクリートの圧縮強度および圧縮強度時ひずみであり、円柱供試体の材料試験値(σ_B , ϵ_{co})とした。

- SD490, SD345 とともに、横補強筋間隔を小さくするか中子筋を併用すると、コアコンクリートの最大圧縮応力 σ_{cmax} が増加するとともに、 σ_{cmax} 後の応力低下が緩やかになる傾向がある。
- SD490 の場合、 σ_{cmax} は、C2@8 では無拘束コンクリートの圧縮強度 f_{co} の 1.0 倍、C2@4 では 1.1 倍、C4@8 では 1.3 倍、SD345 の場合、C2@8 および C2@4 では 1.0 倍、C4@8 では 1.3 倍である。
- σ_{cmax} 時の軸圧縮ひずみは、外周筋のみの C2@8, C2@4 では、 ϵ_{co} の 1.2~1.6 倍程度であるが、中子筋併用の C4@8 では、5.2 倍(SD490)または 2.6 倍(SD345)である。

3.3 横補強筋のひずみ性状

$\epsilon_{Hi} - \epsilon_c / \epsilon_{co}$ 関係を図-7 に示す。 ϵ_{Hi} は、各試験体の中で最も早く降伏ひずみに達した横補強筋のひずみである。同図中の実線は外周筋、破線は中子筋のひずみであり、横補強筋の降伏ひずみ ϵ_{sy} を併示するとともに、試験体名の末尾にひずみゲージ番号を付した。

SD490 の横補強筋ひずみは、C2@8, C2@4 では最大強度 ($\epsilon_c / \epsilon_{co} = 1.2 \sim 1.6$) 後、C4@8 では最大強度 ($\epsilon_c / \epsilon_{co} = 5.2$) 到達前の $\epsilon_c / \epsilon_{co} = 3.0 \sim 4.0$ で、降伏ひずみに達し、その後、急激に増加した。SD345 は、最大強度前後 ($\epsilon_c / \epsilon_{co} = 1.5 \sim 2.5$) で降伏ひずみに達し、その後、急激に増加した。

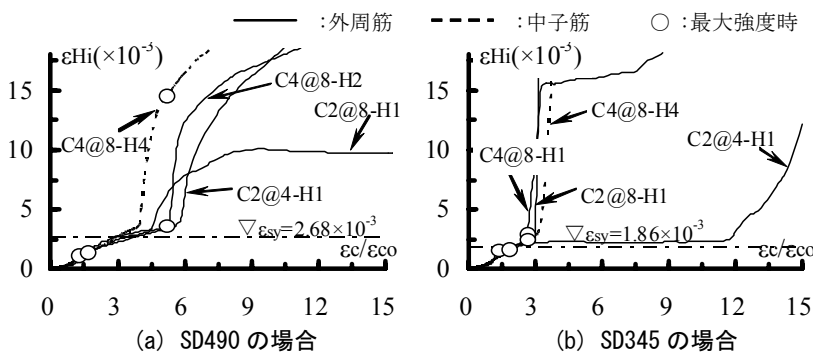


図-7 $\epsilon_{Hi} - \epsilon_c / \epsilon_{co}$ 関係

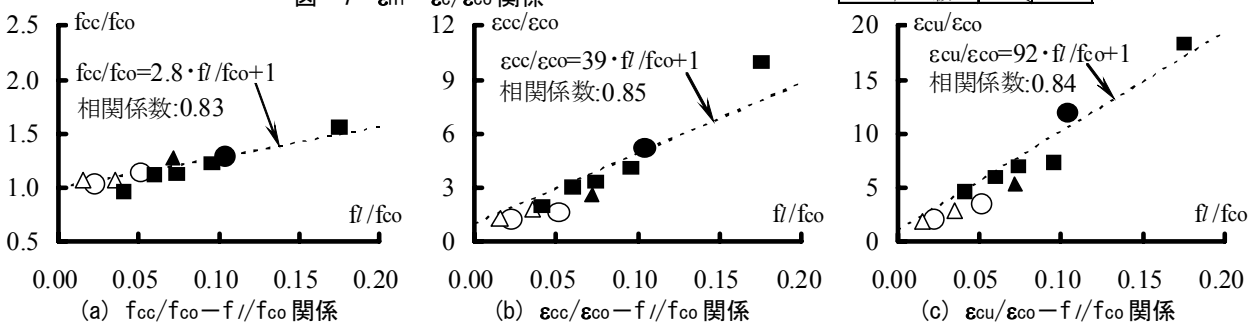


図-8 f_{cc}/f_{co} , $\epsilon_{cc}/\epsilon_{co}$, $\epsilon_{cu}/\epsilon_{co} - f/f_{co}$ 関係

4. コアコンクリートの圧縮靱性能の評価

4.1 コアコンクリートの圧縮強度、圧縮強度時ひずみおよび限界ひずみ

f_{cc}/f_{co} , $\epsilon_{cc}/\epsilon_{co}$, $\epsilon_{cu}/\epsilon_{co} - f/f_{co}$ 関係を図-8 に示す。 f_{cc} は、コアコンクリートの圧縮強度であり、式(3)による最大圧縮応力 σ_{cmax} と定義し、 ϵ_{cc} はコアコンクリートの圧縮強度時ひずみ、 ϵ_{cu} は圧縮強度 f_{cc} 以降の $0.85f_{cc}$ 時の軸圧縮ひずみ、 f は、Mander 式¹⁾に基づく横拘束応力であり、式(5)より求めた。 f_{co} と ϵ_{co} は、それぞれ無拘束コンクリートの圧縮強度および圧縮強度時ひずみであり、円柱供試体の材料試験値(σ_B , ϵ_{co})とした。式(6)中の w_i , b_c , d_c の定義は、図-4 による。

$$f = K_e \cdot p_{wc} \cdot \sigma_{wy} \quad (5)$$

$$K_e = \{1 - \sum w_i^2 / (6b_c \cdot d_c)\} \cdot \{1 - (s/2d_c)^2\} \quad (6)$$

ここに、 K_e : コアコンクリートの有効係数¹⁾

w_i : 横補強筋で拘束された主筋の中心間距離

中子筋併用の場合 : $w_i = b_c/3 = d_c/3$

外周筋のみの場合 : $w_i = b_c = d_c$

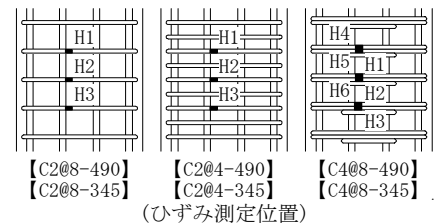
s : 横補強筋の中心間距離 (= 配筋間隔)

d_c , b_c : コアコンクリートの断面せい、幅

$p_{wc} (= a_w / (d_c \cdot b_c))$: コアコンクリート横補強筋比
 a_w : 1組の横補強筋の断面積

σ_{wy} : 横補強筋の降伏強度 (材料試験値)

図-8 中には、本実験値のほか、降伏強度が 785 N/mm^2 級の横補強筋を用いた既往実験値³⁾をプロットし、本実験値と既往実験値について求めた直線回帰式および相関係数を併記した。なお、無拘束コンクリートを基準としているので、直線回帰式の切片は 1 となる。



鋼種	配筋形状	
	口形	囲形
SD490	○	●
SD345	△	▲
785N/mm ² 級 ³⁾		■

(注)
 口形 : 外周筋のみ
 囲形 : 中子筋併用
 (表-1 参照)

図-8によると、 f_{cc} 、 ϵ_{cc} および ϵ_{cu} は、横補強筋の鋼種(SD345, SD490, 785N/mm²級)に係わらず、それぞれ f_t と高い相関性を有し、相関係数は、 f_{cc} では0.83、 ϵ_{cc} では0.85、 ϵ_{cu} では0.84である。

4.2 コアコンクリートの圧縮応力-圧縮ひずみ関係

(1) 評価方法

ここでは、柱全断面積をかぶりコンクリートとコアコンクリートにわけ、それぞれの圧縮応力-圧縮ひずみ関係を考慮して求める。かぶりコンクリートは、全断面積からコアコンクリート断面積を除いた部分、コアコンクリートは、図-4に示す外周横補強筋の中心線で囲まれた部分とする。

a. かぶりコンクリートの圧縮応力-圧縮ひずみ関係

かぶりコンクリートの圧縮応力-圧縮ひずみ関係は、図-9に示すように、円柱供試体の材料試験結果に基き、0-A-B間($\epsilon_c=4 \times 10^{-3}$ までは)、Popovics式²⁾(式(7))で求め、B-C間($\epsilon_c=8 \times 10^{-3}$ までは)、直線的に応力低下を起こすとした。ただし、式(7)中の係数 n_{co} は、式(9)より求める。図-10に、本検討によるかぶりコンクリートの圧縮応力-圧縮ひずみ関係を点線で示す。同図中のA, B, C点の圧縮ひずみは、図-9と対応する。

$$\sigma_{ck} = \{e_{co} \cdot n_{co} / (n_{co} - 1 + e_{co}^{n_{co}})\} \cdot f_{co} \quad (7)$$

$$e_{co} = \epsilon_c / \epsilon_{co} \quad (8)$$

$$n_{co} = E_c / (E_c - E_{co}) \quad (9)$$

ここに、 σ_{ck} ：かぶりコンクリートの圧縮応力

f_{co} ：無拘束コンクリートの圧縮強度

ϵ_c ：RC柱試験体の軸圧縮ひずみ

ϵ_{co} ：無拘束コンクリートの圧縮強度時ひずみ

E_c ：無拘束コンクリートのヤング係数

$$E_{co} = f_{co} / \epsilon_{co}$$

f_{co} 、 ϵ_{co} 、 E_c は、円柱供試体の材料試験値(σ_B 、 ϵ_{co} 、 E_c)とした。

b. コアコンクリートの圧縮応力-圧縮ひずみ関係

コアコンクリートの圧縮応力 σ_{cc} -圧縮ひずみ ϵ_c 関係は、図-8(a)、(b)による回帰式から求めた各試験体のコアコンクリートの圧縮強度 f_{cc} および圧縮強度時ひずみ ϵ_{cc} を用い、Mander式¹⁾と同様、式(10)のPopovics式²⁾より算定する。ただし、式(10)中の係数 n_c は、式(12)より求める。図-10に、本検討によるコアコンクリートの圧縮応力-圧縮ひずみ関係を実線で示す。

$$\sigma_{cc} = \{e_c \cdot n_c / (n_c - 1 + e_c^{n_c})\} \cdot f_{cc} \quad (10)$$

$$e_c = \epsilon_c / \epsilon_{cc} \quad (11)$$

$$n_c = E_c / (E_c - E_{cm}) \quad (12)$$

ここに、 σ_{cc} ：コアコンクリートの圧縮応力計算値

f_{cc} ：コアコンクリートの圧縮強度

ϵ_c ：RC柱試験体の軸圧縮ひずみ

ϵ_{cc} ：コアコンクリートの圧縮強度時ひずみ

E_c ：無拘束コンクリートのヤング係数

$$E_{cm} = f_{cc} / \epsilon_{cc}$$

E_c は、円柱供試体の材料試験値(E_c)とした。

c. かぶりコンクリートを考慮したコアコンクリートの等価圧縮応力

かぶりコンクリートとコアコンクリートの断面積比を考慮したコアコンクリートの等価圧縮応力 σ_{ce} を、式(13)で定義し、図-11に等価圧縮応力 σ_{ce} -圧縮ひずみ ϵ_c 関係を示す。同図中のA, B, C点の圧縮ひずみは、図-9と対応する。

$$\sigma_{ce} = \sigma_{cc} \cdot acc + \sigma_{ck} \cdot ack \quad (13)$$

$$acc = Acc / AT, \quad ack = Ack / AT \quad (14)$$

ここに、 $AT = D \cdot B (= Acc + Ack)$

D, B：試験体の断面せいおよび幅

$Acc = d_c \cdot b_c$ ：コアコンクリート部断面積

$Ack = D \cdot B - d_c \cdot b_c$ ：かぶりコンクリート部断面積

d_c , b_c ：コアコンクリートの断面せいおよび幅

σ_{cc} ：コアコンクリートの圧縮応力計算値

σ_{ck} ：かぶりコンクリートの圧縮応力計算値

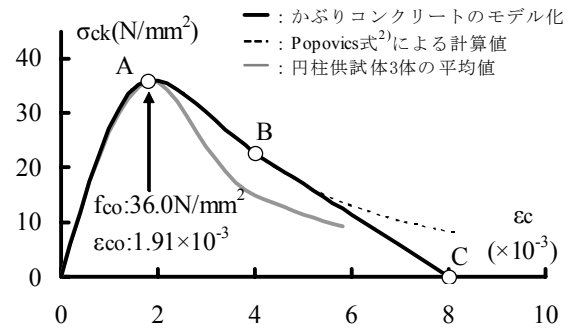


図-9 かぶりコンクリートの圧縮応力 σ_{ck} -圧縮ひずみ ϵ_c 関係

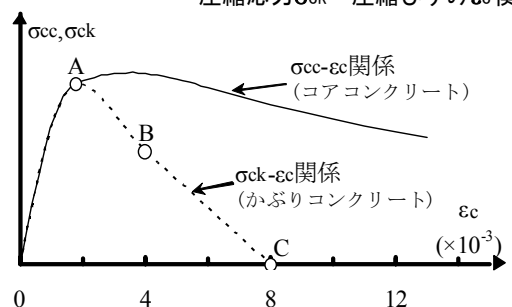


図-10 コア、かぶりコンクリートの圧縮応力(σ_{cc} , σ_{ck})-圧縮ひずみ ϵ_c 関係

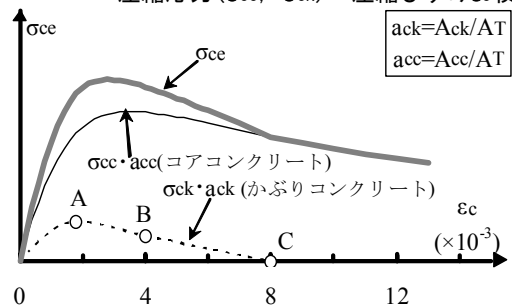


図-11 コアコンクリートの等価圧縮応力 σ_{ce} -圧縮ひずみ ϵ_c 関係

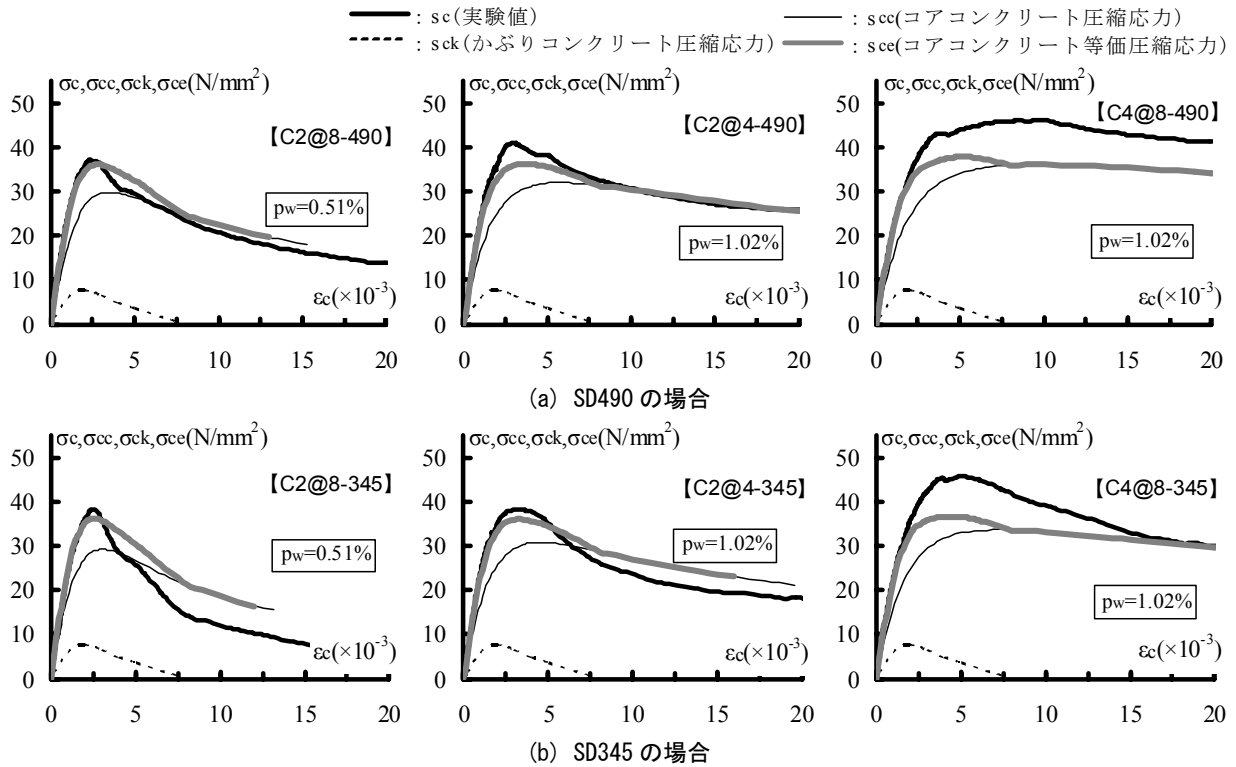


図-12 $\sigma_c, \sigma_{cc}, \sigma_{ck}, \sigma_{ce} - \epsilon_c$ 関係

(2) 検討結果

図-12 に $\sigma_c, \sigma_{cc}, \sigma_{ck}, \sigma_{ce} - \epsilon_c$ 関係を示す。 σ_{ce} はコアコンクリート等価圧縮応力計算値、 σ_{ck} はかぶりコンクリート圧縮応力計算値、 σ_{cc} はコアコンクリート圧縮応力計算値、 σ_c はコアコンクリート圧縮応力実験値、 ϵ_c は RC 柱試験体の軸圧縮ひずみである。同図中には、各試験体の横補強筋比 p_w を併記した。

同図によると、かぶりコンクリートを考慮した場合、最大強度および最大強度後の劣化域は、SD490, SD345 とともに、外周筋のみの試験体 C2@8, C2@4 では、実験値とほぼ一致し、中子筋を併用した C4@8 では、実験値よりも小さくなった。すなわち、かぶりコンクリートを考慮した式(13)によるコアコンクリートの等価圧縮応力計算値 σ_{ce} は、外周筋のみの場合には実験値と良く一致し、中子筋併用の場合には実験値と比べて低く評価される。

5. まとめ

本実験より、下記の知見を得た。

- SD490, SD345 とともに、中子筋を併用すると、コアコンクリートの最大圧縮応力 σ_{cmax} が増加するとともに、 σ_{cmax} 後の応力低下が緩やかになる傾向があり、柱主筋の座屈開始時期が遅くなる。
- RC 柱のコアコンクリートの圧縮強度 f_{cc} 、圧縮強度

時ひずみ ϵ_{cc} 、限界ひずみ ϵ_{cu} は、横補強筋の鋼種に係わらず、横拘束応力 $\hat{\sigma}$ と相関性が高い。

- かぶりコンクリートを考慮した式(13)によるコアコンクリート等価圧縮応力計算値 σ_{ce} は、外周筋のみの場合には実験値と良く一致し、中子筋併用の場合には実験値と比べて低く評価される。

謝辞

本実験は、共英製鋼(株)の SD490 溶接閉鎖型横補強筋の開発の一環として行ったものであり、ここに記して謝意を表す。

参考文献

- J.B.Mander, M.J.N.Priestley, R.Park : Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, ASCE, Vol.114, No.8, pp.1804-1826, Aug. 1988
- Popovics, S. : A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curve of Concrete, Cement and Concrete Research, Vol.3, pp.583-599, 1973
- 有馬文昭, 田中久也, 鈴木亨, 能森雅己, 古橋剛 : 住友式超高層 RC 構法(SHiS-RC30 システム)の開発 第2編, 住友建設株式会社技術研究所所報, No.18, pp.49-77, 1991