# 論文 一軸圧縮を受ける高強度 RC 柱の破壊性状に関する一考察

洪 起男\*1・秋山 充良\*2・前田 直己\*3・鈴木 基行\*4

要旨:コンクリート圧縮強度 39,80N/mm<sup>2</sup>,横拘束筋降伏強度 379,1420N/mm<sup>2</sup>を使用し,横拘 束筋体積比が 0.55~2.16%と小さい正方形断面を有する RC 柱の一軸圧縮実験を行った。その結 果,横拘束筋の高強度化によりコンファインド効果を改善するためには,横拘束筋拘束形状に 配慮する必要があること,最大荷重後にひずみが増加する局所化領域長さは,コンクリート圧 縮強度と横拘束圧の大きさにより変化すること,などを確認した。また,最大荷重時の横拘束 筋作用応力を用いることにより,構成材料の強度や横拘束筋拘束形状などに関わらず適用可能 なコンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係を提案した。

キーワード:高強度コンクリート、コンファインドコンクリート、局所化領域、一軸圧縮実験

#### 1. はじめに

普通強度 RC 柱のコンファインドコンクリー トは、横拘束筋により与えられる受動的な拘束 圧により、圧縮強度と圧縮強度時のひずみの増 加、および圧縮強度後の軟化挙動が改善され、 その効果は横拘束筋の面積比(あるいは体積比) と降伏強度の積により定量化される。

一方, 高強度 RC 柱では, 圧縮強度時に横拘束 筋が降伏しない例も報告されており、降伏強度 を用いて横拘束筋によるコンファインド効果を 評価することは不合理となる。NewRC プロジェ クト<sup>1)</sup>では、この問題に対し、横拘束筋の降伏強 度の上限値として矩形断面で約 700MPa, 円形断 面で約1100MPaを定め、この上限値を超える降 伏強度の横拘束筋を用いる場合には、その降伏 強度を上限値に置き換えることで、コンファイ ンド効果を過大評価しないように配慮している が、これらの上限値の明確な設定根拠は見当た らない。また,我が国で現在供用される RC 橋脚 のように、横拘束筋体積比 ρ<sub>s</sub> が ρ<sub>s</sub> <2.0%と小さ い高強度 RC 柱の一軸圧縮実験やそれに基づく コンファインドコンクリートの応力--ひずみ関 係が検討された例は少ない。

# 2. 実験概要

#### 2.1 供試体諸元と使用材料

実験供試体の一覧を表-1に示す。全ての供 試体は、高さ750mm、1辺250mmの正方形断面 を有する。供試体 TF1P3Y1 の配筋状況を図-1 に示す。供試体の破壊が柱脚部と試験機との拘 束部付近に集中することを避けるため、供試体 の上下端75mmの範囲では、横拘束筋を密に配 筋している。実験因子は、コンクリート圧縮強 度 $\sigma'_c$ (39.2, 80.0N/mm<sup>2</sup>)、横拘束筋降伏強度 $f_{sy}$ (379, 1420N/mm<sup>2</sup>)、横拘束筋体積比 $\rho_s$ (0.55~2.16%)、 および横拘束筋拘束形状(Type-A, Type-B)である。

\*1 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻 工修 (正会員)
\*2 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻講師 博(工) (正会員)
\*3 前田製管(株) 取締役会長
\*4 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻教授 工博 (正会員)

供試体名	コンクリート 圧縮強度	軸方向鉄筋	横拘束筋					圧縮強度	局所化領域	
			径	間隔	体積比	降伏強度	拘束形狀 <sup>注1)</sup>	$(N/mm^2)$	長さ(mm)	
			(mm)	(mm)	(%)	$(N/mm^2)$	1.326/12-07			
TF1PIY1	39.2 (材料試験結果) 34.3 (無拘束供試体)	D6-8 本 SD295	6.0	40	2.16	379	Type-A	47.4	450	
TF1PIY4			6.4	40	2.05	1420	Type-A	52.8	500	
TF1P2Y1			6.0	85	1.02	379	Type-A	39.9	300	
TF1P2Y4			6.4	85	0.96	1420	Type-A	42.4	400	
TF1P3Y1			6.0	150	0.58	379	Type-A	39.4	100	
TF1P3Y4			6.4	150	0.55	1420	Type-A	39.1	250	
SF1P2Y4		D6-4 本 SD295	6.4	40	1.20	1420	Type-B	39.5	300	
SF1P3Y4			6.4	60	0.80	1420	Type-B	39.0	350	
DF1P2Y4 <sup>注 2)</sup>			6.4	120	0.91	1420	Type-B	39.8	200	
TF2PIY1	80.0 (材料試験結果) 62.7 (無拘束供試体)	D6-8 本 SD295	6.0	40	2.16	379	Type-A	96.9	注3)	
TF2PIY4			6.4	40	2.05	1420	Type-A	97.9	300	
TF2P2Y1			6.0	85	1.02	379	Type-A	81.2	150	
TF2P2Y4			6.4	85	0.96	1420	Type-A	85.1	250	
TF2P3Y1			6.0	150	0.58	379	Type-A	75.4	_注3)	
TF2P3Y4			6.4	150	0.55	1420	Type-A	75.1	250	
SF2P2Y4		D6-4 本 SD295	6.4	40	1.20	1420	Type-B	72.8	100	
SF2P3Y4			6.4	60	0.80	1420	Type-B	79.2	200	
DF2P2Y4 <sup>注 2)</sup>			6.4	120	0.91	1420	Туре-В	79.3	100	
注1)	9 - 71 J Z K	P	■ 注 2) 径 6.4mm の横拘束角					を2本束ねた	ものを 120mm	
注 3) 局所ひずみ							ずみから計算	計算される全長変位と供試体 4 (		
	拘束形状 Type-B			面に設置した変位計の値が一致しない供試体						

表-1 供試体諸元の一覧

著者らは、横拘束筋拘束形状として、表-1 の Type-B のみを持つ高強度 RC 柱の一軸圧縮実 験を行い、そのコンファインドコンクリートの 応力-ひずみ関係を検討した<sup>2)</sup>。本実験は、それ に引き続くものであり, 横拘束筋拘束形状のコ ンファインド効果への影響を評価するため、表 -1の Type-A を用意した。また,最大荷重後に ひずみが増加する局所化領域長さを測定するた め、図-1に示されるように、5cm 毎にひずみゲ ージを貼付した異形角型アクリル棒<sup>3)</sup>を断面中央 位置に埋め込み,局所ひずみ(部材軸方向 5cm 間 の平均ひずみ)を測定した。

圧縮強度 σ<sup>2</sup>は, 3本の円柱供試体(φ100×200 mm)の材料試験より得られた平均値であるが,本 実験では、この他に、実験供試体と同形状の横 拘束筋を持たないアンコンファインド供試体(無 拘束供試体)も圧縮強度毎に3本製作し、コンフ ァインド効果を評価する際の基準としている。3 本の無拘束供試体から得られる圧縮強度の平均 値  $\sigma_{c0}$  は、  $\sigma_{c}$  = 39.2 N/mm<sup>2</sup> に対して  $\sigma_{c0}$  = 34.3



図-1 供試体配筋の一例(TF1P3Y1)

N/mm<sup>2</sup>,  $\sigma_c'$ =80.0N mm<sup>2</sup> に対して $\sigma_{c0}$ =62.7 N/mm<sup>2</sup> となり、参考文献<sup>2)</sup>の場合と同様に、圧縮強度が 大きいほど $\sigma_{\omega}/\sigma_{\alpha}$ は小さくなった。

# 2.2 載荷方法および測定項目

載荷は,10MN 大型載荷試験装置により行った。 この試験装置は、油圧負荷式の4本柱構造で、 負荷速度として 0.01mm~50mm/min の載荷が可 能な非常に剛性の高い試験機である。荷重載荷 方法は,変位制御による静的単調載荷であり, 載荷速度は予想最大荷重の 80%まで 0.2~



0.3mm/min, その後は, 圧縮軟化挙動の計測のため 0.01~0.3mm/min に速度を落としている。

測定項目は、荷重、全長変位、横拘束筋ひずみ、および部材軸方向に生じる局所ひずみである。全長変位は、供試体4側面で測定し、その平均値を用いている。横拘束筋ひずみは、表-1に示すように、各配筋位置において、拘束形状 Type-A で6箇所、Type-B で4箇所にひずみゲージを貼付して測定した。

# 3. 実験結果

#### 3.1 横拘束筋降伏強度と拘束形状の影響

横拘束筋拘束形状が Type-A の RC 柱より得ら れるコンファインドコンクリートの応力ーひず み関係を図-2に示す。横軸は,供試体全長変 位を供試体高さで除した平均ひずみである。こ の場合,図-1に示されるように,供試体上下 端部の横拘束筋を密に配筋した領域の変形量も 含まれることになる。しかし,この箇所は破壊 領域とならず,その局所ひずみの大きさが全ひ ずみ量に占める割合は小さいことから,コンフ ァインド効果の評価において,上下端部の横拘 束筋を密に配筋したことの影響は小さいと考え る。また,図-2の縦軸の応力は,全荷重から, 無拘束供試体の応力-ひずみ関係より求めたか ぶりコンクリート負担分の荷重を差し引き,それ をコア断面積で除したものである。なお,軸方向



鉄筋の負担荷重は、全荷重の1%にも満たないことから無視している。

図-2に示されるように、 $\rho_s$ の増加により、 圧縮強度 $\sigma_{cc}$ と圧縮強度時ひずみ $\varepsilon_{cc}$ の増加,およ び圧縮強度後の下降勾配 $E_{des}$ が改善し、その効果 は $\sigma_c$ により大きく異なることが確認される。拘 束形状をType-Bとした場合には、 $\rho_s < 2.0\%$ の範 囲で横拘束筋の高強度化がコンファインド効果 の改善に寄与しないのに対し<sup>2)</sup>、概ね同じ $\rho_s$ の 範囲でも、拘束形状をType-Aとすることで高強 度な横拘束筋の使用により圧縮強度後の下降勾 配は緩やかになる。

図-3には、 ρ<sub>s</sub>が概ね等しく(0.80~0.96%), 横拘束筋の拘束形状のみが異なる σ<sub>c</sub>'=80.0N mm<sup>2</sup> の供試体から得られる応力-ひずみ関係を示す。 これより、拘束形状が同じ場合には、横拘束筋 の径と間隔を変化させても得られる応力-ひず み関係に大差は生じないこと、 $\rho_s$ が同程度のと き、拘束形状 Type-A は Type-B よりもコンファ インド効果が大きく現れることが確認される。 このように、拘束形状 Type-A は、横拘束筋から 効果的に横拘束圧が与えられており、これが高 強度鉄筋の使用によるコンファインド効果の改 善(図-2)につながっている。なお、 $\sigma_c'=39.2N$ mm<sup>2</sup>の場合にも、同様の結果を得ている。

#### 3.2 局所化領域長さ

本実験では、図-1の異形角型アクリル棒を 用いて局所ひずみの計測を行っている。最大荷 重後、ひずみが急増する領域と除荷される領域 の他に、ひずみが大きく増減しない遷移域が存 在したため、ここでは、圧縮強度時ひずみ εωの 2 倍以上にひずみが増加した領域を局所化領域 (長さL<sub>p</sub>)と定義した。L<sub>p</sub>の算定結果の一例を図 -4に示す。なお、供試体毎の局所化領域長さ は表-1に示してある。このうち、局所ひずみ 測定用のひずみゲージ15個から算定した全長変 位が供試体 4 側面に設置した変位計より得られ る値と一致しない供試体では、Lpの値を示して いない。また、局所ひずみ計測用のひずみゲー ジ位置に近い横拘束筋から得られたひずみ値(表 -1のように貼付したひずみゲージの平均値)と 局所ひずみの関係の一例を図-5に示した。

局所化領域長さは、圧縮強度と横拘束筋の拘 束形状の影響を受け、横拘束筋体積比 $\rho_s$ が大き いほど $L_p$ は大きくなる傾向にある。横拘束筋ひ ずみの部材高さ方向の変化は、**図**-5に示され るように、軸方向の局所ひずみの大きさの変化 に一致し、 $L_p$ の場合と同じく、圧縮強度が小さ く、また、 $\rho_s$ が大きいほど局所化領域の横拘束 筋ひずみは大きくなる。そして、本実験のように、  $\rho_s$ が小さい供試体において、高強度コンクリー トや降伏強度が大きい横拘束筋を用いた場合、**図** -5にも示されるように、横拘束筋作用応力はそ の降伏強度に達しない場合が見られる。従って、



図-5 局所ひずみと横拘束筋ひずみの関係



圧縮強度やρ<sub>s</sub>による横拘束筋作用応力の違いを 考慮して横拘束圧を算定することが、コンファイ ンド効果を評価する上で重要となる。



# コンファインドコンクリートの応力-ひずみ 関係の提案

最大荷重時の横拘束筋作用応力 f<sub>se</sub> から算定 した横拘束圧 p<sub>e</sub>により, コンファインドコンク リートの応力–ひずみ関係を評価した。なお, 局所ひずみデータを反映した, エネルギー基準 に基づく応力–ひずみ関係<sup>3)</sup>は別途報告するこ ととし, ここでは,供試体全長変位を供試体高 さで除した平均ひずみを基に, p<sub>e</sub>の大きさとコ ンファインド効果の関係を検討する。

著者らは、Mander ら<sup>4)</sup>の有効横拘束係数(式(2)) を介した式(1)で与えられる横拘束圧  $p_e$ を提案し、 拘束形状 Type-B のコンファインドコンクリート の応力–ひずみ関係を精度良く評価できること を示した<sup>2)</sup>。

$$p_e = k_e \rho_w f_{s,c} \tag{1}$$

$$k_{e} = \left(1 - \sum \frac{(w_{i}')^{2}}{6b_{c}d_{c}}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_{c}}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_{c}}\right) / \left(1 - \rho_{cc}\right) \quad (2)$$

$$f_{s,c} = E_s \left\{ 0.45\varepsilon_{c0} + 0.73 \left( \frac{k_e \rho_w}{\sigma_{c0}} \right)^{0.70} \right\} \le f_{sy} \quad (3)$$

ここに、 $\rho_w$ は横拘束筋面積比、wi は隣接する軸 方向鉄筋間の純間隔、s' は横拘束筋間の純間隔、  $b_c$ および $d_c$ は最外周にある横拘束筋の断面幅お よび断面高さ方向の間隔、 $\rho_{cc}$ はコアコンクリー ト断面積に対する軸方向鉄筋比、 $f_{sc}$ は最大荷重 時の横拘束筋作用応力、 $\sigma_{c0} \ge \varepsilon_{c0}$ はアンコンフ ァインドコンクリートの圧縮強度と圧縮強度時 ひずみ、 $E_s$ は横拘束筋のヤング係数である。

式(1)を用いて、本実験から得られたコンファ インドコンクリートの $\sigma_{cc}$ 、 $\varepsilon_{cc}$ および $E_{des}$ を回帰 分析した結果、式(4)~(6)を得た。式(4)~(6)と実 験結果の比較を図-6~図-8に示す。なお、  $E_{des}$ の実験値は、圧縮強度点と 0.5 $\sigma_{cc}$ となる点を 結んだ直線により評価した。

$$\frac{\sigma_{cc}}{\sigma_{c0}} = 1.0 + 1.3 \left(\frac{p_e}{\sigma_{c0}}\right)^{0.43} \tag{4}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} + 0.023 \left(\frac{p_e}{\sigma_{c0}}\right)^{0.63}$$
(5)

$$E_{des} = 1.13 \frac{\sigma_{c0}^2}{p_e} \tag{6}$$

式(4)と(5),および Fafitis and Shah<sup>5)</sup>のモデルを 用いることにより, 圧縮強度点までの応力-ひ ずみ関係を求め,また, 圧縮強度後は式(6)の勾 配を持つ直線によりコンファインドコンクリー トの応力-ひずみ関係を評価する。実験結果と 式(1)~(6)の提案モデルによるコンファインドコ ンクリートの応力-ひずみ関係を比較した結果 の一例を図-9に示す。

普通強度 RC 柱では、横拘束筋面積比(あるい は体積比)と横拘束筋降伏強度 fsy の積によりコ ンファインド効果は評価されてきた<sup>例えばの</sup>。しか し,前記したように,横拘束筋体積比ρ。が小さ い供試体の構成材料を高強度化した場合には、 最大荷重時に横拘束筋作用応力は fsy に到達しな い場合がある。提案モデルは,式(3)の fse により その影響を考慮することで、図-9に示される ように,構成材料の強度に関わらず,実験結果 を精度良く評価できている。なお,表-1に示 す全供試体(18 体)に対して、式(3)から計算され る最大荷重時の横拘束筋作用応力 fsc と,本実験 で貼付した横拘束筋のひずみゲージの値から求 めた作用応力との比(計算値/実験値)を計算した ところ、平均値 0.99、変動係数 32%であった。 Mander ら<sup>4)</sup>の式(2)を用いれば、横拘束筋拘束形 状の違いによる横拘束圧の変化が適切に評価さ れ,式(1)を拘束形状 Type-A のものにも適用でき ることが確認された。

# 5. まとめ

コンクリート圧縮強度 39,80N/mm<sup>2</sup>,横拘束筋 降伏強度 379,1420N/mm<sup>2</sup>を使用し,横拘束筋体積 比が 0.55~2.16%と小さい正方形断面を有する RC柱の一軸圧縮実験を行い,次の結論を得た。 (1) 横拘束筋体積比が小さい供試体では,横拘束 筋拘束形状を表-1のType-Aとすることにより, 横拘束筋降伏強度の高強度化によるコンファイ ンド効果の改善を期待できる。

(2) コンクリート圧縮強度が小さく,また,横拘 束筋体積比が大きいほど,局所化領域長さとその 領域内にある横拘束筋ひずみは大きくなる。

#### 謝辞

異形角型アクリル棒の製作にあたり,名古屋 大学 中村光助教授,山梨大学 斉藤成彦助教授 よりご指導を賜りました。また,本研究で使用 した横拘束筋は,高周波熱錬(株)に提供戴いたも のです。ここに記して謝意を表します。

# 参考文献

- (財)国土開発技術研究センター: New RC 研究 開発概要報告書 平成4年度, 建設省総合技術 開発プロジェクト, 1993
- 2)秋山充良,洪起男,佐藤成禎,鈴木将,前田 直己,鈴木基行:一軸圧縮を受ける高強度 RC 柱における横拘束筋の拘束効果と応力-ひず み関係の定式化に関する実験的研究,土木学 会論文集,No.746/V-61, pp.181-195, 2004.2
- 3) 平野貴規、中村光、斉藤成彦、檜貝勇:一軸 
   F縮を受ける拘束コンクリートの破壊性状の 推定、コンクリート工学年次論文報告集、 Vol.24, No.2, pp.145-150, 2002.6
- Mander, J. B., Priestley, M., J., and Park, R.: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.114, No.8, pp.1804-1826, 1988.8
- Fafitis, A. and Shah, S. P : Lateral Reinforcement for High- Strength Concrete Columns, High-Strength Concrete, SP-87, ACI, Detroit, Mich., pp.213-232, 1985.5
- 6) 堺淳一:コンクリートの横拘束効果および変 動軸力の影響を考慮した橋の地震応答特性に 関する研究,東京工業大学学位論文,2001