

## 論文 鋼繊維を混入した高強度コンクリートRC柱に関する実験的研究

木村 秀樹\*1・高津比呂人\*2・石川 裕次\*3・武田 浩\*4

**要旨:** 超高層 RC 造建物では、設計基準強度が  $100\text{N/mm}^2$  (Fc100) のコンクリートが実用化されているが、コンクリートのさらなる高強度化を図る場合には多大な横補強筋量が必要となり、現実的には配筋が不可能となる場合が考えられる。本研究では、補強筋の低減、コンクリートのひび割れ損傷制御をねらいとして、鋼繊維を混入した Fc150 の超高強度鉄筋コンクリート柱の曲げせん断実験を行ない、鋼繊維の混入による最大耐力、変形性能の増大効果を定量的に把握した。また、損傷制御の可能性も確認することができた。

**キーワード:** 柱, 高強度コンクリート, 鋼繊維, 曲げせん断実験, 損傷制御, 拘束効果

### 1. はじめに

筆者らは高強度コンクリートにおける、損傷制御、横補強筋の低減可能性などを探るために短繊維を混入した圧縮強度が  $100\text{N/mm}^2$  を超える高強度コンクリートの製作方法、施工法、基本的力学性状などを検討してきた<sup>1),2)</sup>。既報<sup>2)</sup>では鋼繊維(以下SF)混入量(体積比混入率)を限界値と考えられる3%と0%、その中間値の1.5%の3水準として、高層RC造建物低層部の外周柱を想定した高軸力下における曲げせん断実験を実施した。本報では、SF混入量を施工性を考慮した場合の現実的な値と考えられる0.5%、1.0%とし、軸力比( $\eta_0$ )は内部柱を想定した0.3を中心として実験を行ない、既報の結果も含めて結果の検討を行った。

### 2. 試験体および実験方法

表-1に試験体一覧を、試験体の形状および配筋例を図-1に示す。主な実験パラメータは、SFの混入量(体積比混入率)、軸力載荷方法(一定軸力と変動軸力)、横補強筋間隔で、コンクリートの設計基準強度は  $150\text{N/mm}^2$  (Fc150) である。SF混入量は、施工性を考慮した場合の現実的な混入量であると考えられる0.5%、1.0%の2

水準とした。載荷軸力比( $\eta_0=0.3$ )は、内部柱を想定している。

柱断面は、 $250\text{mm} \times 250\text{mm}$ の正方形で、柱内法高さ $h=1000\text{mm}$ 、せん断スパン比は全試験体とも $M/QD=2.0$ である。コンクリートのかぶり厚さは帯筋外面まで $10\text{mm}$ とした。主筋は12-D13(全主筋比 $p_g=2.44\%$ )、横補強筋は4-U5.1@35(横補強筋比 $p_w=0.90\%$ 、横補強筋量 $p_w \cdot w \sigma_y=11.44\text{N/mm}^2$ 、 $w \sigma_y$ :横補強筋降伏点強度)と4-U5.1@70( $p_w=0.45\%$ 、 $p_w \cdot w \sigma_y=5.72\text{N/mm}^2$ )の2通りとし、SFには長さ30mm、アスペクト比37.5の両端フック付きを使用した。

コンクリートは、水結合材比を15%としシリカフェームセメントを使用した。粗骨材には最大粒径13mmの砕石を用い、SFも含めて全材料を生コンプラントで練り混ぜた。表-1に標準供試体( $\phi 100 \times 200\text{mm}$ )の圧縮試験結果を示す。柱主筋には降伏点強度 $716\text{N/mm}^2$ のD13高強度鉄筋(USD685)を、横補強筋には降伏点強度 $1473\text{N/mm}^2$ の $5.1 \phi$ 高強度異形PC鋼棒(SBPD1275/1420)を用いた。

載荷は、上スタブと下スタブが常に平行を保つ装置(建研式加力装置)を用いて、柱の中央高さ位置がモーメントの反曲点となるように正

\*1 竹中工務店技術研究所 先端研究開発部 主任研究員 工博 (正会員)

\*2 竹中工務店東京本店 作業所 (正会員)

\*3 竹中工務店技術研究所 建設技術開発部 (正会員)

\*4 竹中工務店大阪本店 生産統括部

負繰り返しを作用させた。載荷履歴は、 $R=\pm 1, 2, 3.3, 5, 2, 7.5, 10, 5, 15, 20, 5, 30, 40, 50/1000\text{rad.}$ で各2サイクルを原則として行った。変動軸力載荷では、長期の軸力 ( $\eta_0=0.2$ ) を基点として、圧縮側はACI式<sup>3)</sup>による計算曲げ耐力時に軸力が  $0.6 \cdot A_c \cdot c \cdot \sigma_B$  ( $A_c$ : 柱断面積、 $c \cdot \sigma_B$ : コンクリート圧縮強度) となるようにせん断力に比例して増大させ、それ以降は  $0.6 \cdot A_c \cdot c \cdot \sigma_B$  で一定とした。また、引張側も計算曲げ耐力時に約  $-0.7A_g \cdot \sigma_y$  ( $A_g$ : 主筋全断面積、 $\sigma_y$ : 主筋の降伏強度) となるようにし、それ以降は  $-0.7A_g \cdot \sigma_y$  で一定とした。

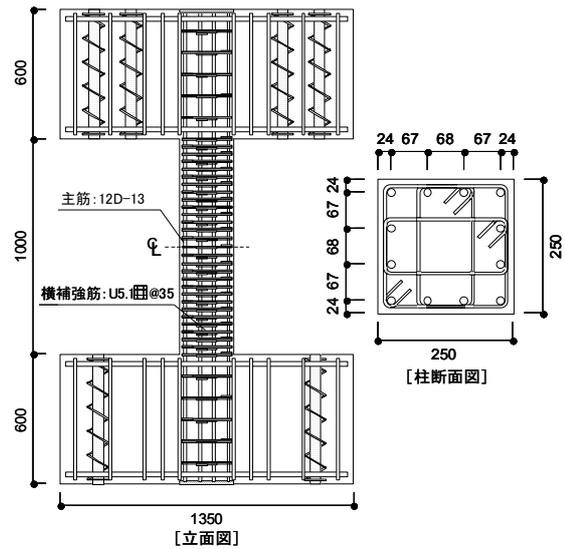


図-1 試験体形状

### 3. 実験結果

#### 3.1 試験経過及びせん断力-部材角関係

図-2にせん断力-部材角の関係を主筋の降伏時期などと合わせて示す。表-1に実験結果の一覧を示し、実験時最大耐力  $Q_{\max}$  と、 $Q_{\max}$  時の部材角  $R_{\max}$  と、 $P-\Delta$  効果を補正した場合の最大値 ( $Q_{\max}^*$ ) と、 $Q_{\max}^*$  時の部材角  $R_{\max}^*$  を併記した。なお、限界部材角  $R_u$  は、包絡線上で、最大耐力の80%に耐力が低下した時、あるいは同一変位における繰り返し載荷により耐力が80%以下に低下した時の部材角と定義した。

軸力比0.3の一定軸力試験体(C00-35、C10-35、C10-70の比較)：C00-35 (SF無混入) は、 $R=7.5/1000\text{rad.}$  付近で主筋に沿った縦ひび割れが生じ、コンクリートが剥落し始めた。 $R=-15/1000\text{rad.}$  付近で最大耐力を発揮した後も急激な耐力低下はなかった。SFを1.0%混入した一定軸力試験体C10-35では、主筋に沿った縦ひび割れが  $R=10/1000\text{rad.}$  において生じ、その後徐々に剛性は低下し始め、 $R=-20/1000\text{rad.}$  で最大

耐力に達した後、実験終了時 ( $R=90/1000\text{rad.}$ ) まで急激な耐力低下はなかった。また、横補強筋間隔が2倍のC10-70では、 $R=15/1000\text{rad.}$  で最大耐力に達した後、 $R=20/1000\text{rad.}$  では耐力低下が顕著となり  $R=-30/1000\text{rad.}$  への1回目の加力中に横補強筋が降伏して、急激に軸耐力を喪失し始めたために載荷を終了した。柱頭、柱脚部でのコンクリートの圧壊のほか、柱中央部の斜め方向のせん断ひび割れによる損傷が見られた。いずれの試験体も主筋の圧縮降伏時期は  $R=7/1000\text{rad.}$  付近であった。

変動軸力試験体 (V05-35、V10-35の比較)：V05-35、V10-35では試験経過および履歴性状に大きな差はなかった。 $R_u$  もV05-35、V10-35でそれぞれ26, 27 [ $1/1000\text{rad.}$ ] と大きな差は認められなかった。最終破壊モードはいずれも柱頭・柱脚の曲げ破壊であった。いずれの試験体も主筋の圧縮降伏は  $R=4/1000\text{rad.}$  付近、引張降伏は  $R=30/1000\text{rad.}$  のサイクルで生じた。

表-1 実験結果一覧

試験体名称	鋼繊維混入量 [%]	軸力比 $\eta_0$	帯筋間隔 [mm]	コンクリート圧縮強度 [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ]	コンクリート弾性係数 [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ]	最大耐力 $Q_{\max}$ [kN]	$Q_{\max}$ 時部材角 $R_{\max}$ [ $\times 10^{-3}\text{rad.}$ ]	P- $\Delta$ 効果を補正		限界部材角 $R_u$ [ $\times 10^{-3}\text{rad.}$ ]
								$Q_{\max}^*$ [kN]	$R_{\max}^*$ [ $\times 10^{-3}\text{rad.}$ ]	
C00-35	0.0	0.3	35	157.9	43000	-558.00	-14.64	-602.00	-15.12	40
C10-35	1.0	0.3	35	148.2	43600	-636.45	-19.69	-706.51	-28.46	47
V05-35	0.5	変動*1	35	147.5	41600	465.54	14.38	572.23	32.58	26
V10-35	1.0	変動*2	35	148.2	43600	512.45	15.11	596.45	15.11	27
C10-70	1.0	0.3	70	148.2	43600	583.50	15.21	625.65	15.21	21

\*1: -766kN~5530kN

\*2: -766kN~5559kN

### 3.2 横補強筋ひずみ

横補強筋ひずみについて軸力比0.3の一定軸力試験体C00-35（SF無混入）とC10-35（SF1%混入）を比較すると、SFの混入により $R=15/1000rad.$ 以降のひずみ量はかなり小さくなっていった。また、横補強筋間隔が2倍でSF1.0%混入のC10-70と無混入のC00-35との比較では、 $R=10/1000rad.$ 付近までのひずみはほぼ同じだが、C10-70ではそれ以降急激にひずみ量が増加し、最終的には降伏ひずみに到った。

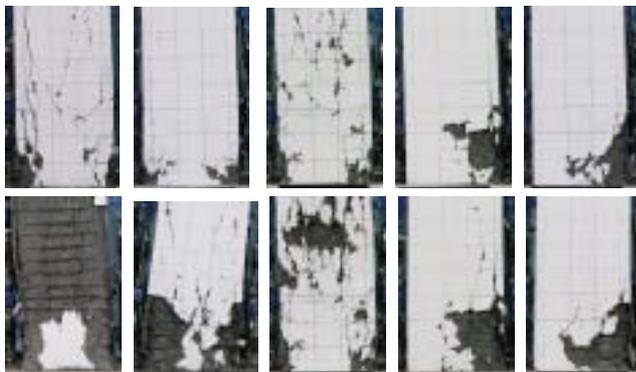
変動軸力载荷を行った試験体ではSF混入量が多いほど横補強筋ひずみが小さくなる傾向が見られたが、一定軸力試験体に比べるとその差は小さかった。

### 3.3 柱の軸方向ひずみ

柱の軸方向ひずみに関して一定軸力（軸力比0.3）で、SF無混入のC00-35とSF1.0%混入のC10-35を比較すると、SFを混入したものの方が軸方向ひずみの進展が少なかった。せん断補強筋間隔が2倍のC10-70（SF1.0%混入）については、 $R=20/1000rad.$ から軸方向ひずみが急増し、 $R=30/1000rad.$ では耐力も大きく低下した。変動軸力試験体でもSF混入量の増加に従って軸方向ひずみ量が小さくなる傾向が見られた。

### 3.4 コンクリートの損傷状況

写真-1に柱脚部のひび割れ状況（上段： $R=20/1000rad.$ 終了時、下段：最終破壊時）を示す。本実験ではひびわれをマジックでなぞっていない。一定軸力（軸力比0.3）、SF無混入の



[C00-35] [C10-35] [C10-70] [V05-35] [V10-35]

写真-1 柱脚部のひび割れ状況

（上段： $R=20/1000rad.$ 終了時、下段：最終破壊時）

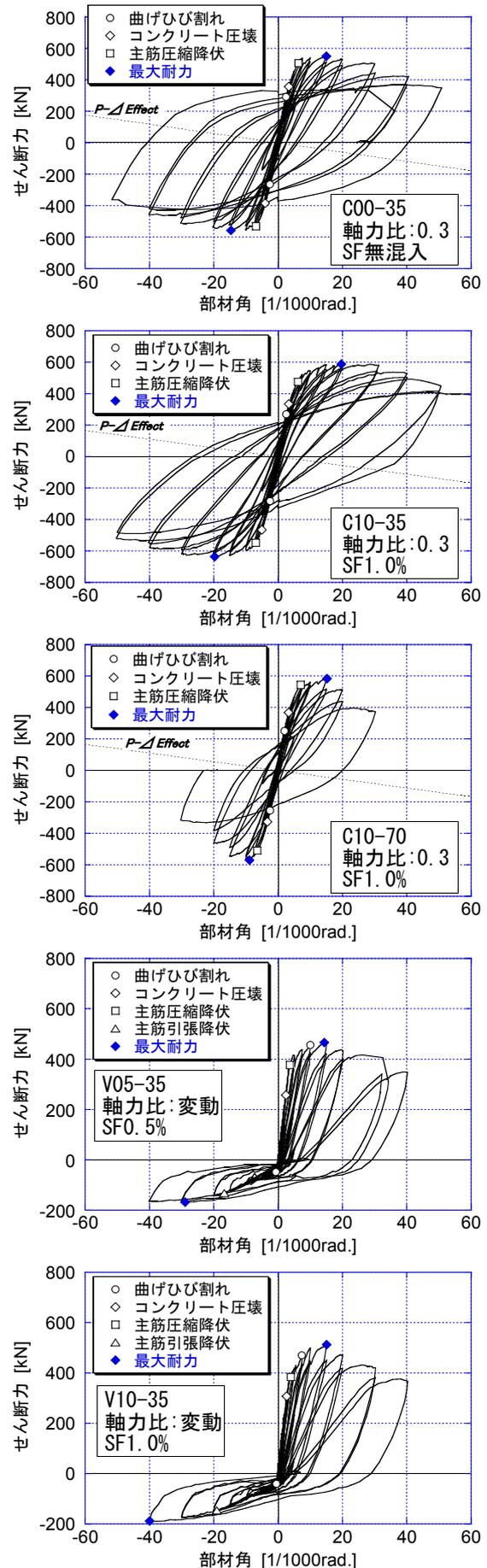


図-2 せん断力一部材角関係

C00-35とSF1%混入のC10-35を比較すると、SFがひび割れや被りコンクリートの剥落を抑制する効果があることが分かる。変動軸力試験体でも既報<sup>2)</sup>のSF無混入試験体V00と比較するとSF混入量の増加につれてコンクリートの剥落範囲が小さくなっている。

#### 4. 実験結果の検討

ここでは既報<sup>2)</sup>の実験結果 (SF 混入量=0, 1.5, 3.0%, 定軸力  $\eta_0=0.6$ , 変動軸力) とともに、最大耐力、限界部材角について検討する。

##### 4.1 包絡線の比較

図-3に各試験体の正載荷時の包絡線を示す。各試験体ともSFの混入により最大耐力・変形能力が上昇している様子が確認できる。変動軸力の場合、特にSF混入量が1.5%を超えると曲げ耐力が大きく上昇している事がわかる。一方、一定軸力の場合、変形能力の上昇度は軸力の低い場合の方が顕著であった。また、一定軸力 (軸力比0.3) のC00-35と横補強筋間隔が2倍でSFを1.0%混入したC10-70では、部材角20/1000rad.程度までは同等の耐力を示している。

##### 4.2 最大耐力

最大耐力実験値 $Q_{max}^*$ と計算値を比較したものを表-2に示す。実験値にはP- $\Delta$ 効果を補正した値 ( $Q_{max}^*$ ) を用いて、ACI式<sup>3)</sup>による曲げ耐力計算値 $Q_{ACI}$ 、多段配筋の柱に対する曲げ終局強度式<sup>4)</sup>による $Q_{AIJ}$ との比較を行った。実験値との適合性は、 $Q_{ACI}$ の方が良く、 $Q_{AIJ}$ では耐力

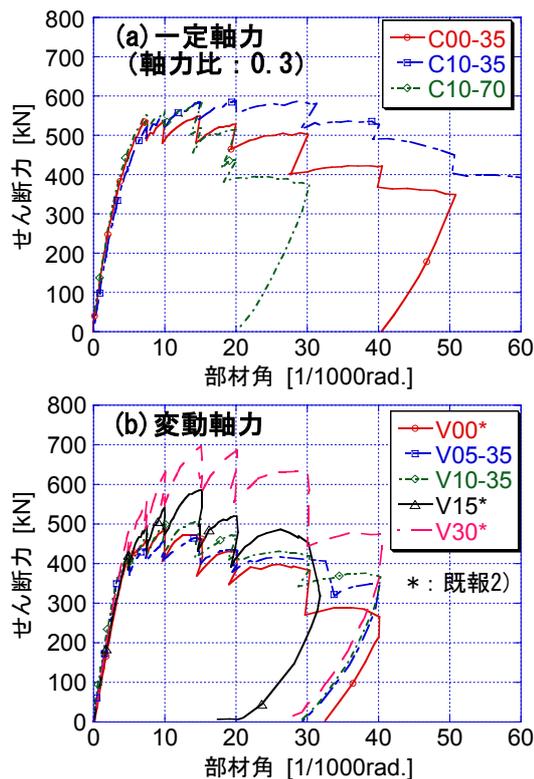


図-3 包絡線比較

を危険側に予測してしまうものもあった。 $Q_{max}^*/Q_{ACI}$ とSF混入量との関係を図-4に示す。図からも、SF混入量の増加にしたがって最大耐力がほぼ線形的に上昇していることがわかる。サンプル数が少ない事、軸力比が異なることはあるものの、回帰分析により得られたACI式による曲げ耐力計算値 ( $Q_{ACI}$ ) と最大耐力 ( $Q_u$ ) との比とSF混入量との関係式 (下限式) を示す。

$$Q_u/Q_{ACI}=0.15x+1 \quad (x: \text{SF混入量}[\%]) \quad (1)$$

表-2 実験時最大耐力と計算値の比較

試験体名称	鋼繊維混入量 [%]	軸力比 $\eta_0$	最大耐力[kN]		
			$Q_{max}^*$	$Q_{ACI}$ ( $Q_{max}^*/Q_{ACI}$ )	$Q_{AIJ}$ ( $Q_{max}^*/Q_{AIJ}$ )
C00	0.0	0.6	-611.00	499.28 (1.22)	483.34 (1.26)
C15	1.5		-684.76	506.79 (1.35)	489.38 (1.40)
C00-35	0.0	0.3	-602.00	568.02 (1.06)	689.98 (0.87)
C10-35	1.0		-706.51	538.74 (1.31)	658.15 (1.07)
C10-70	1.0		625.65	538.74 (1.16)	658.15 (0.95)
V00	0.0	変動	551.74	499.28 (1.11)	489.38 (1.14)
V05-35	0.5		572.23	494.85 (1.16)	482.37 (1.19)
V10-35	1.0		596.45	496.80 (1.20)	484.07 (1.23)
V15	1.5		672.14	506.79 (1.33)	483.34 (1.37)
V30	3.0		801.43	506.79 (1.58)	489.38 (1.64)

注) C00, C15, V00, V15, V30は既報<sup>2)</sup>の試験体

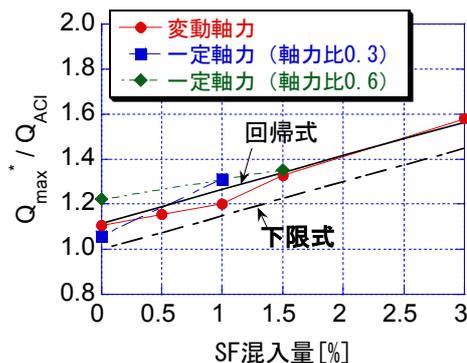


図-4 最大耐力とSF混入量の関係

表-3 SFの拘束によるコンクリート強度上昇を考慮した計算値

試験体名称	鋼繊維混入量 [%]	軸力比 $\eta_0$	帯筋間隔 [mm]	コンクリート圧縮強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	横補強筋量 [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{cc}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{cc}^*$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$Q_{max}^*$ [kN]	$Q_{ACI}^*$ [kN]	$\frac{Q_{max}^*}{Q_{ACI}^*}$
C00	0.0	0.6	35	148.6	11.47	155.6	155.6	-611.0	537.9	1.14
C15	1.5			151.3	11.47	157.9	171.5	-684.8	611.0	1.12
C00-35	0.0	0.3		157.9	13.22	165.7	165.7	-602.0	586.0	1.03
C10-35	1.0			148.2	13.22	157.4	166.4	-706.5	580.3	1.22
C10-70	1.0			70	148.2	6.61	146.3	154.7	625.7	544.1
V00	0.0	変動		35	148.6	11.47	155.6	155.6	551.7	537.9
V05-35	0.5		147.5		13.22	156.8	161.3	572.2	568.4	1.01
V10-35	1.0		148.2		13.22	157.4	166.4	596.5	591.6	1.01
V15	1.5		151.3		11.47	157.9	171.5	672.1	611.0	1.10
V30	3.0		151.3		11.47	157.9	185.0	801.4	670.6	1.20

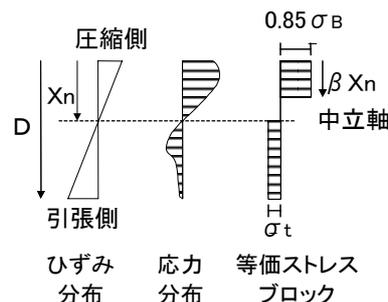


図-6 等価ストレスブロック

文献<sup>1)</sup>のRC角柱の中心圧縮試験結果より、SF混入量が増加するにつれ、拘束コンクリートの中心圧縮強度の増分が増加することが確認されている。そこで、ここでは、

- 1) 各試験体のコンクリートの圧縮強度と横補強筋量から、SFを混入していないと仮定したときの拘束コンクリート強度 ( $f_{cc}$ ) を筆者らが提案する式 (NSK式)<sup>5)</sup>より求める。
- 2)  $f_{cc}$ の上昇割合とSF混入量の関係を、文献<sup>1)</sup>のコンクリート圧縮強度130~137N/mm<sup>2</sup>、横補強筋量16.4N/mm<sup>2</sup>の角柱中心圧縮試験データから回帰分析により求める(図-5)。
- 3) 2) で求めた $f_{cc}$ の上昇割合とSF混入量の関係から、各試験体でのSF混入時の換算拘束コンクリート強度 $f_{cc}^*$ を求める。

このようにして求めた $f_{cc}^*$ を用いて、ACI式により算出した計算耐力 $Q_{ACI}^*$ を表-3に示す。一定軸力で軸力比が0.6の試験体の場合、実験値と計算値の比は、SF無混入のC00で $Q_{max}^*/Q_{ACI}^*=1.14$ なのに対し、SF1.5%混入のC15が1.12とその比はほぼ等しくなった。従って、軸力比が0.6と高い場合は、コンクリートへのSFの混入により、拘束コンクリートの強度が上昇し、曲げ耐力が上昇したと言える。

それに対し、一定軸力で軸力比0.3の場合は、実験値と計算値の比がSF無混入のC00-35で1.03、SF1.0%混入のC10-35で1.22と大きく異なっており拘束コンクリートの強度上昇のみでは説明ができない。これは、軸力比 0.6の場合はほぼ全断面で圧縮になっているのに対し、軸力比0.3

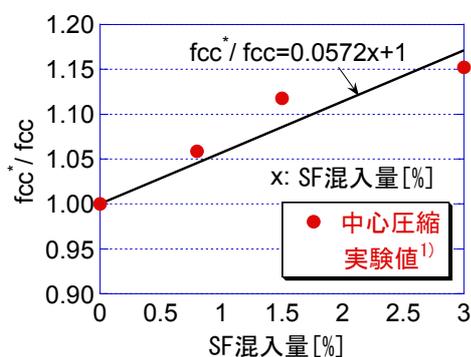


図-5 SF混入による拘束コンクリート強度上昇率

の場合は中立軸が断面内に存在しており(変位計により計測した柱脚部断面内のひずみ分布から確認)、SFコンクリートが引張力を負担して曲げ耐力が上昇していると推定される。そこで、軸力比0.3の場合のSF混入による引張強度、曲げ引張靱性の向上を考慮したACI式の等価ストレスブロックを図-6のように仮定し、SF混入試験体の実験値と計算値の比がSF無混入のC00-35と等しくなるように引張側の強度 $\sigma_t$ を逆算すると、以下ようになる。

C10-35 (SF1.0%、横補強筋間隔35mm) :  
 $\sigma_t = 22.43 \text{ N/mm}^2$

C10-70 (SF1.0%、横補強筋間隔70mm) :  
 $\sigma_t = 9.54 \text{ N/mm}^2$

従って、このような仮定に立つと同じSF混入量でも $\sigma_t$ の値が大きく異なることになる。このことは、ひずみ勾配がある場合のコンクリートの見かけの引張強度や引張靱性を評価する場合、SF混入量のみならず、横補強筋による拘束効果

も考慮する必要があることを示唆している。

一方、変動軸力の場合も、最大耐力時の軸力比は0.6であるが、一定軸力（軸力比0.6）の場合に比べSF混入量の増加に従って実験値と計算値の比が大きくなる傾向がある。軸力が大きい場合の一定軸力載荷では全断面で圧縮ひずみの蓄積が大きくなるのに対し、変動軸力載荷では圧縮による損傷が片側にのみ集中すること等が影響していると考えられる。これらの現象を解明するためには、軸力載荷履歴やひび割れたSFコンクリートの履歴性状を考慮した破壊力学的な検討が必要と考えられる。

### 4.3 限界部材角

図-7に限界部材角とSF混入量の関係を示す。変動軸力載荷を行った試験体は最終破壊モードが柱頭・柱脚の曲げ破壊であり、SFの混入による限界部材角の変化はほとんど見られなかったが、いずれも30/1000rad.近い $R_u$ が得られ、十分な変形性能を有していると言える。一方、一定軸力載荷を行った試験体ではSFの混入により変形性能が大きく上昇している様子が確認された。軸力比0.3, SF1.0%混入のC10-35は、SF無混入のC00-35の約1.2倍の変形性能を示し、軸力比0.6, SF1.5%混入のC15ではSF無混入のC00の約1.8倍であった。SF混入による変形能力の上昇についての詳細な現象の解明についても今後の課題である。

### 5. まとめ

Fc150N/mm<sup>2</sup>の高強度コンクリートに鋼繊維(SF)を混入したRC柱の曲げせん断実験により以下のことがわかった。

- (1) 超高強度RC部材では、SFを0.5~1.0%混入することにより被りコンクリートの剥落抑制、並びにひび割れの低減が図れた。
- (2) 軸力比0.3の一定軸力の場合にはSF混入量1%で最大耐力が1.2倍、限界部材角も1.2倍に増加した。
- (3) SFの混入により、曲げ耐力が上昇することが確認された。SF混入量の増加に従って曲

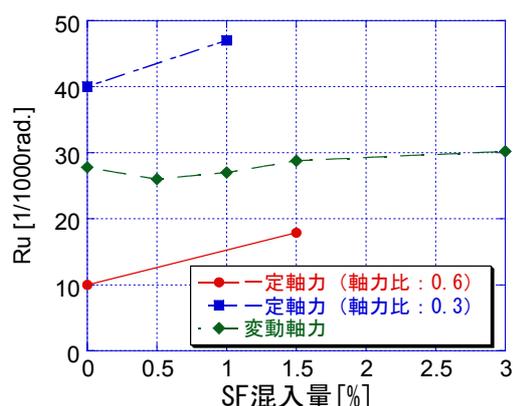


図-7 限界部材角とSF混入量関係

げ耐力が線形的に上昇し、変動軸力の場合SFを3.0%混入することにより、曲げ耐力が約1.4倍に上昇した。

- (4) RC角柱の中心圧縮試験結果より求めた拘束コンクリート強度の上昇率と、軸力比0.6の一定軸力の場合の曲げ耐力の上昇率がほぼ等しいことがわかった。

### 参考文献

- 1) 木村秀樹, 石川裕次, 大野定俊, 柿沢忠弘: 短繊維混入超高強度コンクリート柱の基本的力学性状に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.22, No.2, pp.871-876, 2000.6
- 2) 木村秀樹, 石川裕次: 鋼繊維混入高強度コンクリート柱の曲げせん断実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.23, No.3, pp.211-216, 2001.7
- 3) American Concrete Institute: Building Code and Commentary ACI 318-02/318R-02, 2002
- 4) 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, 日本建築学会, 1990.10
- 5) T.Nagashima, S.Sugano, H.Kimura, A.Ichikawa: Monotonic axial compression test on ultra-high-strength concrete tied columns, 10<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Vol.5, pp.2983-2988, 1992.7