

# $F_c150N/mm^2$ 級コンクリートを用いた柱部材の 構造性能の実験的研究

## Experimental Study on the Structural Performance of $F_c150N/mm^2$ Reinforced Concrete Columns

細矢 博\* 舟山勇司\*\* 河野政典\*

### 要 旨

近年、鉄筋コンクリート（RC）造の超高層建物が建設され、柱部材に  $F_c100N/mm^2$  級のコンクリートが適用されている。さらに、超高層の建物の建設を目指し、また同時に、柱断面の縮小化とスパンの拡大化を目指し、より超高強度なコンクリートを用いた  $F_c150N/mm^2$  級の柱の開発も行われている。しかしながら、既往の研究においては、地震時の高軸力下で高い変形性能を確保する方法が明確に示されていない。そこで、上記の問題を解決するため、鋼繊維ならびに鋼板により補強された  $F_c150N/mm^2$  級の RC 柱を対象として、加力実験を行い、構造性能の把握を試みた。

その結果、鋼繊維ならびに鋼板で補強された RC 柱では、在来 RC 柱に比べて、耐力、変形性能が大幅に向上し、設計で要求される変形性能を十分に確保できることがわかった。

キーワード：鉄筋コンクリート、柱、鋼繊維補強、鋼板補強、加力実験、構造性能

### 1. まえがき

近年、鉄筋コンクリート（RC）造の超高層建物の建設が増えてきており、これらの建物では、 $F_c100N/mm^2$  級のコンクリートを用いた柱の適用が始まっている。こうした中で、さらなる高層化と、柱断面の縮小化、スパンの拡大化を目指し、より高強度の  $F_c150N/mm^2$  級のコンクリートを用いた柱の研究が行われ<sup>1)</sup>、さらにまた  $F_c200N/mm^2$  級のコンクリートを用いた柱も採用されている<sup>2)</sup>。しかしながら、既往の研究では、コンクリート柱が、高軸力下で高い変形性能を確保する方法が明確に示されていない。このため、この高強度化の流れに対応し、上記の問題を解決するため、 $F_c150N/mm^2$  級の超高強度コンクリート柱の研究開発を進めている。

その一環として、在来 RC 柱、鋼繊維補強 RC 柱、鋼板補強 RC 柱の静的加力実験を行い、それら柱部材の構造性能の比較、検討を行った。

### 2. 実験概要

#### 2.1 試験体

試験体の諸元を表-1に示す。また、試験体の形状・寸法、配筋の例を図-1に示す。試験体は、超高層 RC 造建物の下層階中柱を想定し、一定軸力を加えたシリーズと、下層階外柱を想定し、変動軸力を加えたシリーズ

から構成されている。両シリーズは、さらに、在来補強 RC 柱、鋼繊維補強 RC 柱、鋼板補強 RC 柱の試験体から構成されている。

一定軸力シリーズでは、基準試験体の在来 RC 柱 C1、比較試験体として鋼繊維をコンクリートに混入した鋼繊維補強 RC 柱 C2（鋼繊維混入率 1.0vol%、以下%と記す）、C1 を鋼板で補強した鋼板補強 RC 柱 C3（鋼板厚さ 3.2mm）、C2 の比較試験体である鋼繊維補強 RC 柱 C4（鋼繊維混入率 0.5%）の 4 体から成っている。一方、変動軸力シリーズでは、鋼繊維混入率ならびに鋼板厚さを 2 水準ずつ変動させた鋼繊維補強 RC 柱 C5、C6（鋼繊維混入率 0.5%、1.0%）と鋼板補強 RC 柱 C7、C8（鋼板厚さ 3.2mm、4.5mm）の 4 体から成っている。

全 8 体の試験体とも、コンクリートの目標強度( $F_c$ )は  $150N/mm^2$  である。柱断面は、加力装置の能力の制約上、実物の約 1/4 とし、 $B \times D = 250 \times 250mm$  である。柱高さは  $H = 1250mm$  で  $M/QD = 2.5$  である ( $D$ : 柱成)。柱主筋比は、実建物の柱主筋比を模擬し、C1~C4 では  $p_g = 3.25\%$ 、C5~C8 では  $4.06\%$  とした。同様に、横補強筋比は、実建物の横補強筋比を模擬し、全試験体とも  $p_w = 0.8\%$  とした。柱主筋の鋼種は USD685、横補強筋は SBPD1275 である。なお、試験体コンクリートへの鋼繊維混入率は実施工性を、鋼板厚さは実施工性に加えて試験体の縮小率 (1/4) を考慮し、決定したものである。コンクリート、鉄筋、ならびに鋼板の材料試験値を表

\*技術研究所 \*\*東日本支社建築設計部

表-1 RC柱試験体の諸元

試験体名	補強種類	F <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	柱断面 B×D(mm)	柱高さ H(mm)	柱主筋			横補強筋			軸力比 η	鋼繊維混入率 (vol%)	鋼板厚さ (mm)
					配筋	材種	p <sub>g</sub> (%)	配筋	材種	p <sub>w</sub> (%)			
一定軸力 C1 C2 C3 C4	在来	150	250×250	1250 (M/QD=2.5)	16-D13	USD685	3.25	4-RB5.1 @40	SBPD 1275	0.80	0.3 (η <sub>c</sub> )	-	-
	鋼繊維											1.0	-
	鋼板											-	3.2
	鋼繊維											0.5	-
変動軸力 C5 C6 C7 C8	鋼繊維	150	250×250	1250 (M/QD=2.5)	16+4-D13	USD685	4.06	4-RB5.1 @40	SBPD 1275	0.80	* vol% 体積率 0.5(η <sub>c</sub> ) ~ -0.7(η <sub>t</sub> )	0.5	-
	鋼繊維										1.0	-	
	鋼板										-	3.2	
	鋼繊維										-	4.5	

軸力比 η (圧縮側(正): η<sub>c</sub>, 引張側(負): η<sub>t</sub>)

一定軸力試験体 C1~C4: η<sub>c</sub>=N/(BD(min(F<sub>c</sub>, σ<sub>B</sub>)))

変動軸力試験体 C5~C8: η<sub>c</sub>=N/(BD(min(F<sub>c</sub>, σ<sub>B</sub>)), η<sub>t</sub>=N/(A<sub>g</sub>σ<sub>ss</sub>))

ここで、

N: 導入軸力, B: 柱幅, D: 柱成, F<sub>c</sub>: コンクリート目標強度, σ<sub>B</sub>: コンクリート圧縮強度, A<sub>g</sub>: 柱主筋断面積の総和, σ<sub>ss</sub>: 柱主筋降伏強度

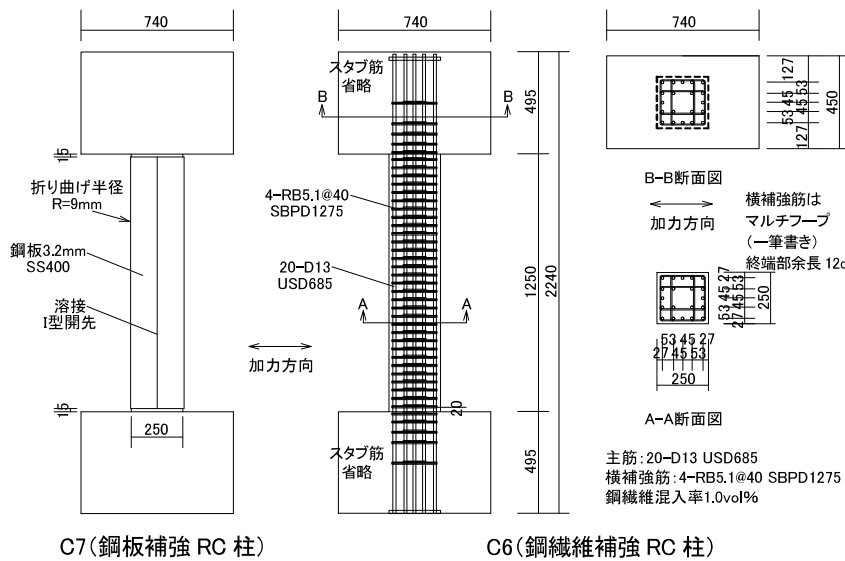


図-1 試験体の形状・寸法、および配筋図

表-2 コンクリートの材料試験値

シリーズ	F <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	コンクリート 種別	試験体	圧縮強度 σ <sub>B</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度時 ひずみ ε <sub>cs</sub> (×10 <sup>-3</sup> )	ヤング係数 E <sub>c</sub> (kN/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 σ <sub>t</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	単位容積 重量 ρ (kN/mm <sup>3</sup> )
一定軸力	150	プレーン	C1	171	4.10	46.8	7.55	24.5
		鋼繊維1.0%	C2	175	4.22	47.7	11.80	25.1
		プレーン	C3	168	4.08	46.5	7.60	24.6
		鋼繊維0.5%	C4	142	4.16	42.2	9.46	24.5
変動軸力	150	鋼繊維0.5%	C5	146	4.27	42.8	9.20	24.5
		鋼繊維1.0%	C6	155	4.41	43.8	12.00	24.8
		プレーン	C7	144	4.05	42.5	6.51	24.4
		プレーン	C8	143	4.04	42.7	5.54	24.4

表-3 鉄筋の材料試験値

使用 試験体	鉄筋種別	鋼種	使用箇所	降伏点 σ <sub>sy</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ ε <sub>sy</sub> (×10 <sup>-3</sup> )	引張強度 σ <sub>su</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
C1~C8	D13	USD685	柱主筋	751	3.66	975	13
C1~C3	RB5.1	SBPD1275	横補強筋	1361	6.64	1491	10
C4~C8	RB5.1	SBPD1275	横補強筋	1390	6.78	1495	12

表-4 鋼板の材料試験値

使用 試験体	公称厚さ	材質	降伏点 σ <sub>sy</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ ε <sub>sy</sub> (×10 <sup>-3</sup> )	引張強度 σ <sub>su</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
C3	PL-3.2	SS400	351	1.71	453	33
C7	PL-3.2	SS400	346	1.69	446	36
C8	PL-4.5	SS400	352	1.72	450	37

2、表-3、表-4に示す。また、鋼繊維の材料試験値を表-5に、鋼繊維の外観を写真-1に示す。

## 2.2 加力方法

加力状況を写真-2に、加力スケジュールを図-2に、変動軸力の加力ルールを図-3に示す。加力においては、試験体の上下スタブを加力装置(建研式加力装置)に固定し、油圧ジャッキを用いて試験体に軸力を加えた状態で、逆対称変形が生じるように水平力を加力した。水平力の加力は、変位制御で行い、各加力ステップにおける層間変形角のピークを、R=±(2.5, 5, 10, 15, 20, 30, 40, 50)×10<sup>-3</sup>radに設定し、2サイクルずつの正負交番漸増繰り返し加力を行った。その際、C5~C8では、試験体の損傷状態に応じて加力ステップを省略した。その後、C2~C4では、さら



写真-1 鋼繊維

表-5 鋼繊維の材料試験値

製品呼称	繊維径 (mm)	繊維長さ (mm)	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	アスペクト比
CW9416	0.16	13.0	2865	81.25

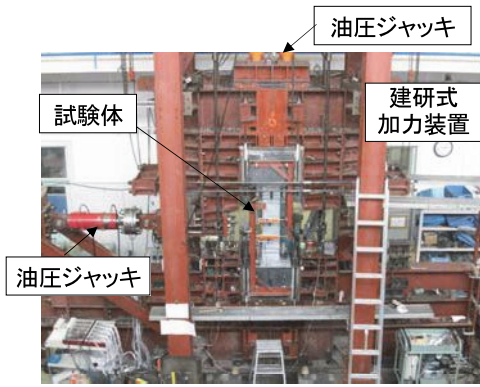
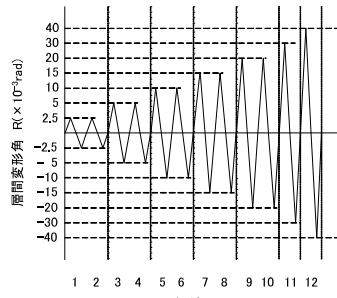
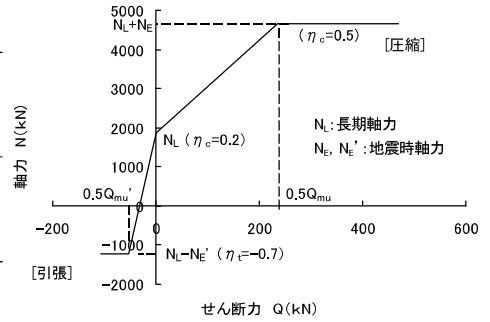


写真-2 加力状況



C5~C8(変動軸力時)の場合

図-2 加力スケジュール



試験体名	長期荷重軸力時	所定圧縮軸力時		所定引張軸力時	
	$N_L$ (kN)	$N_L+N_E$ (kN)	$0.5Q_{mu}$ (kN)	$N_L-N_E'$ (kN)	$0.5Q_{mu}'$ (kN)
C5	1830	4575	230	-1218	-54
C6	1875	4688	235	-1218	-54
C7	1791	4478	226	-1218	-54
C8	1791	4478	226	-1218	-54

$Q_{mu}, Q_{mu}'$ : ACI ストレスブロック式から得た正負の曲げ耐力

図-3 変動軸力の加力ルール

に  $R=80 \times 10^3 \text{ rad}$  まで正方向に一方向単調加力した。軸力については、C1~C4 では、軸力比  $\eta_c$  にして 0.3 相当の一定軸力を加力した。また、C5~C8 では、 $\eta_c=0.7 \sim \eta_c=0.5$  の変動軸力を加力した。加力ルールは、予め長期軸力 ( $N_L, \eta_c=0.2$ ) に相当する軸力を加力した後、 $N_L-N_E' < N < N_L+N_E$  ( $N$ : 軸力、 $N_L$ : 長期軸力、 $N_E$ : 圧縮側地震時軸力、 $N_E'$ : 引張側地震時軸力) の間は、柱せん断力  $Q$  に比例する軸力を加力し、 $N=N_L-N_E'$  または  $N=N_L+N_E$  に達した後は、これを一定に保持させた。

### 3. 実験結果

#### 3.1 破壊状況

最終破壊状況を写真-3 に示す。一定軸力を加力した従来の RC 柱の C1 では、 $R=20 \times 10^3 \text{ rad}$  において最大耐力に達した。最大耐力以後、材端部コンクリートが圧壊し、主筋に沿う付着割裂ひび割れが柱中央まで進展し、耐力が低下した。最終破壊形式は、柱中央部の付着割裂破壊を伴う材端部曲げ圧縮破壊型と判別される。鋼繊維混入率 1.0% の鋼繊維補強 RC 柱の C2 では、 $R=20 \times 10^3 \text{ rad}$  に最大耐力に達した。鋼繊維 0.5% の C4 でも C2 と同様な挙動を示した。両試験体ともに、最大耐力以降も主筋

に沿う付着割裂ひび割れは進展せず、材端部曲げひび割れが進展したが、耐力は穏やかに低下した。鋼板補強 RC 柱の C3 では、鋼繊維補強 RC 柱の C2 と同様な挙動を示し、 $R=20 \times 10^3 \text{ rad}$  に最大耐力に達した。最大耐力以降、材端部曲げひび割れが進展したが、耐力は穏やかに低下した。加力終了後、鋼板を取り外し、内部コンクリート面の状態を確認したところ、斜めひび割れが柱材端部から 1D (D: 柱径) 程度、主筋に沿う付着割裂ひび割れが柱材端部から 1.3D 程度の範囲まで生じていたが、柱中央部では付着割裂ひび割れは観察されなかった。C2~C4 の最終破壊形式は、補強工法の違いによらず、いずれも材端部曲げ破壊型と判別される。その圧壊の程度は写真-3 にみられるように軽微であった。

一方、変動軸力を加力した鋼繊維補強 RC 柱の C5 では、 $R=15 \times 10^3 \text{ rad}$  に最大耐力に達した。C6 は C5 と同様に挙動し、 $R=20 \times 10^3 \text{ rad}$  に最大耐力に達した。両試験体ともに、最大耐力以降も材端部曲げひび割れが進展したが、耐力は穏やかに低下した。最終破壊形式は、材

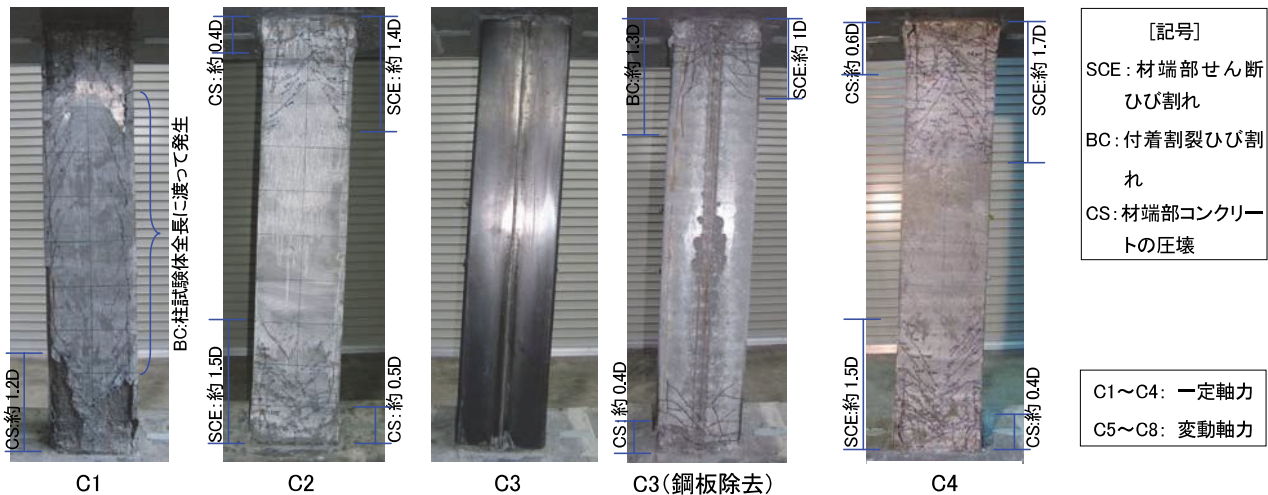


写真-3 (1) 最終破壊状況 (1)

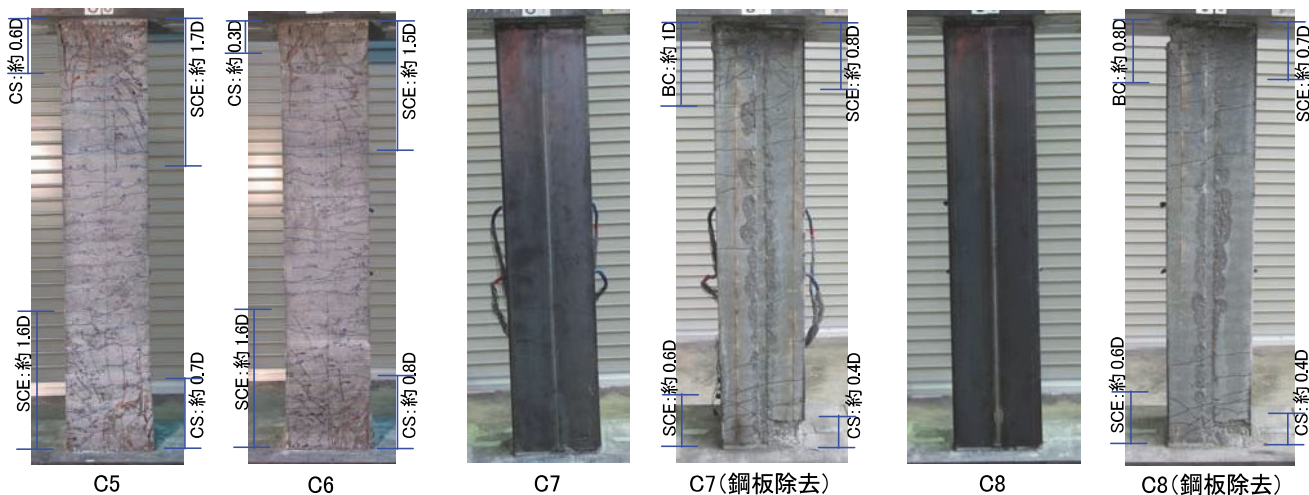


写真-3 (2) 最終破壊状況 (2)

端部曲げ破壊型と判別される。鋼板補強 RC 柱の C7、C8 では、 $R=20 \times 10^3 \text{ rad}$  に最大耐力に達した。最大耐力以降、材端部曲げひび割れが進展したが、耐力は穏やかに低下した。最終破壊形式は、両試験体ともに材端部曲げ破壊型と判別される。鋼板を取り外した後のコンクリート面では、斜めひび割れが柱材端部から  $0.7D \sim 0.8D$  程度、主筋に沿う付着割裂ひび割れが柱材端部から  $0.8D \sim 1D$  程度の範囲までに生じていたが、両試験体ともに柱中央部では付着割裂ひび割れは観察されなかった。C5~C8 とも圧壊の程度は軽微であった。

以上の通り、破壊状況を見ると、鋼繊維補強、鋼板補強ともに、材端部コンクリートの圧壊、および付着割裂ひび割れに対する補強効果が確認された。

3.2 柱せん断力-層間変形角曲線

柱せん断力(Q)-層間変形角(R)曲線を図-4に示す。軸力比 $\eta_c=0.3$ の一定軸力を加力した C1~C4 では、曲線は概ね紡錘形で、エネルギー吸収性に優れたものとなっている。N $\delta$ 効果を考慮すると、いずれの試験体も最大耐力を経験し、その後、終局に至るまで著しい荷重の低下はみられず、高い変形能力を示している。限界変形角( $R_u$ )は、C1では $R_u=44.9 \times 10^3 \text{ rad}$ であるものの、鋼繊維補強 RC 柱の C2、C4、鋼板補強 RC 柱の C3 では、 $R_u=52.8 \times 10^3 \sim 58 \times 10^3 \text{ rad}$  と  $R=1/20 \text{ rad}$  を超える大きな値を示している。一方、軸力比 $\eta_c=0.7 \sim \eta_c=0.5$ の変動軸力を加力した鋼繊維補強 RC 柱 C5、C6、鋼板補強 RC 柱 C7、C8 では、これらの試験体は、N $\delta$ 効果を考慮すると、荷

重の著しい低下がみられない安定した曲線となっている。 $\eta_c=0.5$ の高軸力であるにもかかわらず、限界変形角はいずれも $R_u=40 \times 10^3 \text{ rad}$ 以上であり、変形能力に優れた性状を示す曲線であった。

なお、本報告では、限界変形角( $R_u$ )は、Q-R 曲線の包絡線上で、耐力が最大耐力から 80%に低下した時の層間変形角と定義している。

以上のことから、鋼繊維補強 (0.5%、1.0%)、鋼板補強 (3.2mm、4.5mm) は、いずれも十分な補強効果が確認された。また、鋼繊維補強 RC 柱 C5、C6、鋼板補強 RC 柱 C7、C8 とも、それぞれ補強量が 2 水準と異なっているものの、Q-R 曲線における補強効果の大きな違いはみられなかった。

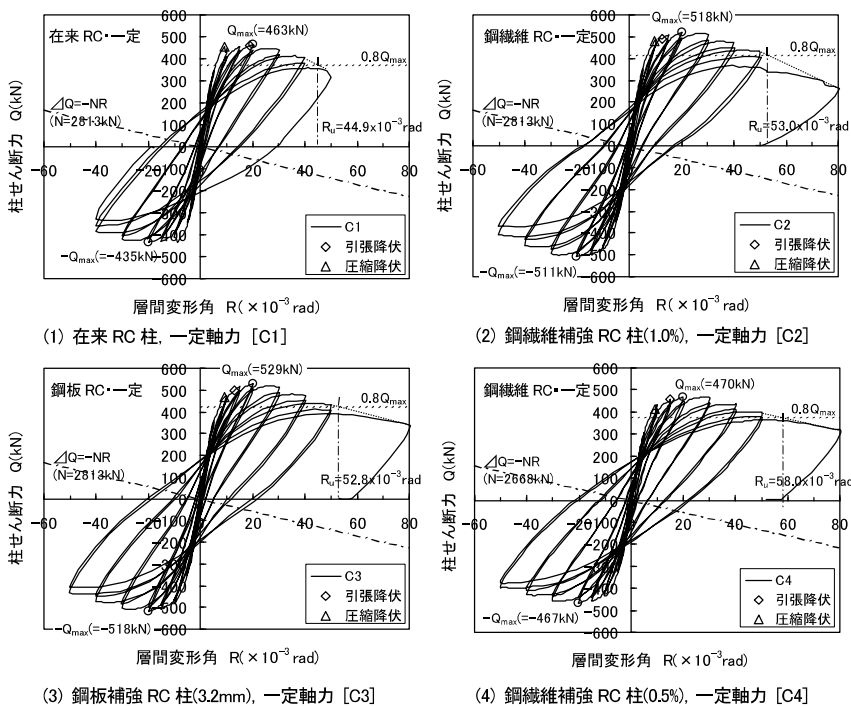


図-4 (1) 柱せん断力-層間変形角曲線 (1)

### 3.3 Q-R 曲線の包絡線

柱せん断力(Q)－層間変形角(R) 曲線の包絡線を図-5に示す。なお、同図では、正方向側の包絡線のみ示している。(1)は、一定軸力を加力した在来 RC 柱 C1 と鋼繊維補強 RC 柱 C2、C4 の Q-R 曲線の包絡線の比較である。C2 は最大耐力、変形性能ともに C1 より優れている。また、C4 は C1 に比べ最大耐力は同程度であるが、変形性能に優れている。これらのことより、鋼繊維補強効果が確認できる。(2)は、一定軸力を加力した在来 RC 柱 C1 と鋼板補強 RC 柱 C3 の Q-R 曲線の包絡線の比較である。やはり、C1 に比べ C3 では耐力、変形性能ともに勝っていることがわかる。しかし、いずれの試験体においても、最大耐力以降における耐力低下性状に、有意な差はみられなかった。

在来 RC 柱の C1 では、 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$  近傍で、材端部のコンクリートが圧壊することにより、一時的ではあるが、荷重が急激に低下している。(以下、これを一次ピークと称する。なお、最大耐力点を二次ピークと称する。)これに対し、鋼繊維補強 RC 柱 C2、C4、鋼板補強 RC 柱 C3 では明確な一次ピークは発生しなかった。鋼繊維補強、鋼板補強をすると、その補強効果で、材端部のコンクリートの圧壊がさほど生じず、その結果として耐力の低下が少なく、構造性能が優れているものと考えられる。

(3)は、変動軸力を加力した鋼繊維補強 RC 柱 C5、C6、(4)は、鋼板補強 RC 柱の C7、C8 であるが、正方向(圧縮)側では、鋼繊維補強、鋼板補強によらず補強量が大きい方が小さい方比べて耐力の低下が小さいことがわかる。一方、負方向(引張)側では、図-4(2)においてもわかる通り、拘束の違いによる Q-R 曲線の包絡線の差はみられなかった。引張軸力下では、鋼繊維補強、鋼板補強ともに復元力特性に影響を与えないといえる。

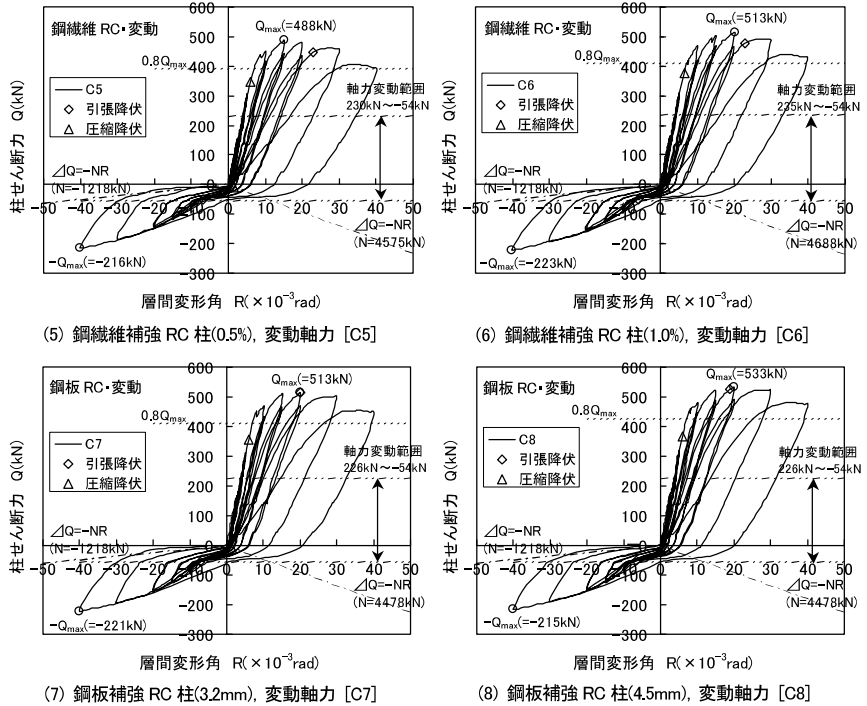


図-4(2) 柱せん断力－層間変形角曲線(2)

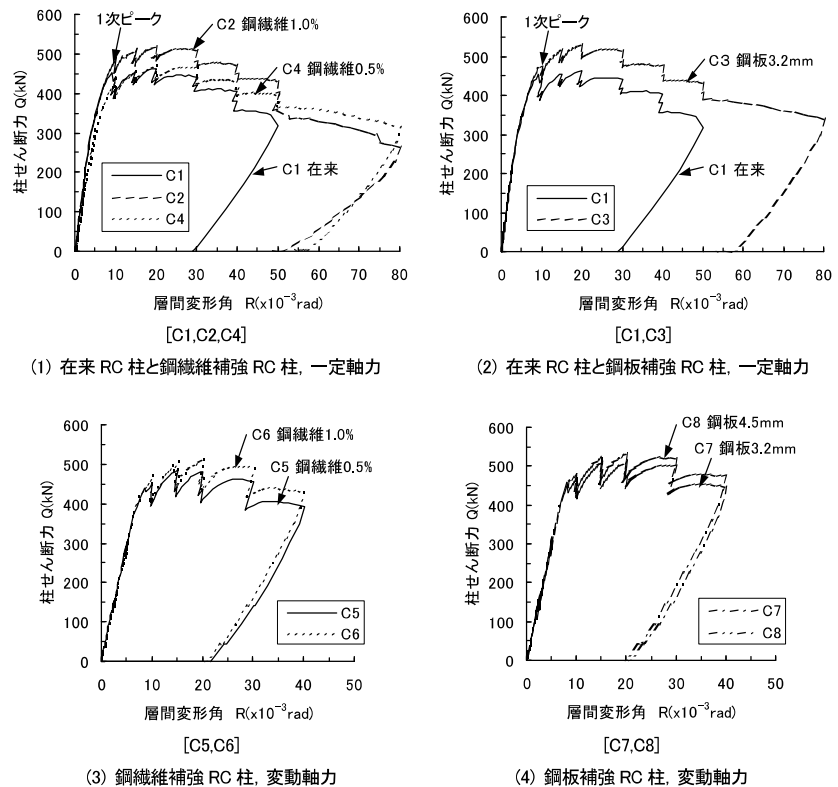


図-5 柱せん断力－層間変形角曲線の包絡線の比較

### 3.4 限界変形角

各試験体の限界変形角( $R_u$ )の一覧を表-6に示す。一定軸力を加力した C1~C4 を比較すると、限界変形角は、鋼繊維補強 RC 柱 C2、C4 は在来 RC 柱 C1 に対し 1.18 ~ 1.29 倍、鋼板補強 RC 柱 C3 は C1 に対し 1.18 倍と大

きな値となっており、補強効果が現れている。鋼繊維補強 1.0%の RC 柱 C2 と鋼板補強 3.2mm の RC 柱 C3 とは、ほぼ同じ限界変形角であり、同等の補強効果を示すことがわかる。一方、鋼繊維補強 RC 柱の C2 と C4 を比較すると、繊維混入率が 1.0%の C2 は 0.5%の C4 に比べ値が小さくなっている。これは、C4 では C2 に対しコンクリート強度が低く、それに応じて加力した軸力の値が低かったため、損傷が軽微となり、限界変形角が大きくなったものと考えられる。

変動軸力を加力した C5~C8 では、その限界変形角は図-4(2)の(5)~(8)に示す通り、いずれの試験体も確定されていないが、 $R_u=40 \times 10^3 \text{rad}$  においても最大耐力の 80%を超える耐力を有しており、軸力比  $\eta_c=0.5$  の高軸力を加力した RC 柱であるにもかかわらず、十分に高い変形性能を示している。以上のことより、鋼繊維補強、鋼板補強ともに変形性能確保の補強効果が認められた。

表-6 限界変形角

試験体	軸力比 $\eta$	種類	限界変形角 ( $\times 10^{-3} \text{rad}$ )
一定軸力	0.3 ( $\eta_c$ )	在来RC	44.9
		鋼繊維1.0%	53.0
		鋼板3.2mm	52.8
		鋼繊維0.5%	58.0
変動軸力	0.5 ( $\eta_c$ )	鋼繊維0.5%	40以上
		鋼繊維1.0%	40以上
	-0.7 ( $\eta_c$ )	鋼板3.2mm	40以上
		鋼板4.5mm	40以上

3.5 最大耐力の実験値と計算値

柱主筋降伏荷重および最大耐力の実験値と、曲げ耐力、せん断耐力および付着耐力の計算値、ならびにそれらの比較を表-7に示す。最大耐力の実験値どうしを比較すると、鋼繊維補強 RC 柱 C2、鋼板補強 RC 柱 C3 は、在来 RC 柱 C1 に比べて 10~15%上回っている。次に、在来 RC 柱 C1 を除き、いずれの試験体も曲げ破壊型であったため、最大耐力の実験値と曲げ耐力の計算値とを比較する。ここで、曲げ耐力の計算値は、鋼繊維補強 RC 柱、鋼板補強 RC 柱によらず、安全側の配慮の

とに、プレーンコンクリートによる在来 RC 柱として、設計で通常使われている ACI ストレスブロック式<sup>3)</sup>で計算したものである。また、せん断耐力および付着耐力の計算値は、靱性保証型設計指針<sup>3)</sup>の諸式により、鋼繊維補強 RC 柱、鋼板補強 RC 柱によらず、プレーンコンクリートによる在来 RC 柱として計算したものである。さらに、鋼板補強 RC 柱 C3、C7、C8 では、鋼板の拘束効果を考慮して、鋼板を等価な横補強筋比に置き換え、柱主筋を拘束する横補強筋比に加えることによってせん断耐力を計算した場合の計算値も併記している。

最大耐力について、曲げ耐力の計算値に対する実験値の比をとると、圧縮側は、在来 RC 柱 C1 を除いて全ての試験体 C2~C8 で 1.0 以上となり、鋼繊維補強 RC 柱、鋼板補強 RC 柱に対しては、計算値は安全側の評価をすることが確認できる。一方、C1 では実験値は計算値に対して 7%小さな値となり、計算値は危険側の評価となっている。他方、変動軸力の試験体の引張側の曲げ耐力については、計算値に対する実験値の比は 1.78~1.84 であり、計算値は最大耐力を過小に評価する結果となっている。なお、C1 においては、付着耐力の計算値は曲げ耐力の計算値よりも小さかったため、C1 の最大耐力は付着耐力で決定されたと考えられる。これは、3.1 節の最終破壊状況で記述したように、C1 では柱全長に渡って付着割裂ひび割れが進展し、耐力が低下したことに対応している。これに対し、C1~C3、C5~C8 では、付着耐力の計算値は曲げ耐力の計算値よりも小さな値を示しているが、それぞれ C2、C4~C6 では鋼繊維補強の効果により、C3、C7、C8 では鋼板補強の効果により、付着割裂破壊が卓越せず、全て曲げ破壊となっている。表-7の右端に示すように、付着耐力の計算値に対する最大耐力の実験値の比をとると、在来 RC 柱の C1 以外では 1.05~1.19 倍となっている。このことから、鋼繊維補強、鋼板補強は、拘束効果により、付着耐力を 1.1~1.2 倍程度上昇させる効果があるものと推察される。一方、せん断耐力の計算値は曲げ耐力の計算値を 38~42%上回っている。計算ではせん断破壊とならないことを示しているが、実験でも全試

表-7 柱主筋降伏荷重および最大耐力の実験値と、曲げ耐力、せん断耐力および付着耐力の計算値

シリーズ	試験体	柱主筋降伏荷重 実験値 <sup>*1</sup>		最大耐力実験値		曲げ耐力計算値 <sup>*2</sup> 鋼繊維、鋼板効果考慮せず		最大耐力実験値 / 曲げ耐力計算値		せん断耐力計算値 <sup>*3</sup> 鋼繊維、鋼板効果考慮せず		付着耐力計算値 <sup>*3</sup> 鋼繊維、鋼板効果考慮せず		最大耐力 実験値 / 付着耐力 計算値
		圧縮降伏 (kN)	引張降伏 (kN)	圧縮側 (kN)	引張側 (kN)	圧縮側 (kN)	引張側 (kN)	圧縮側	引張側	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	
一定軸力	C1	454	462	463	-	500	-	0.93	-	695	-	480	0.96	
	C2	477	491	518	-	506	-	1.02	-	702	-	484	1.07	
	C3	468	501	529	-	494	-	1.07	-	689	782	476	1.11	
	C4	416	457	470	-	440	-	1.07	-	641	-	447	1.05	
変動軸力	C5	346/-10	447/-52	488	216	460	121	1.06	1.79	650	-	453	1.08	
	C6	376/-10	476/-51	513	223	485	121	1.06	1.84	667	-	463	1.11	
	C7	355/-10	513/-54	513	221	453	121	1.13	1.83	644	704	450	1.14	
	C8	365/-7	525/-51	533	215	452	121	1.18	1.78	643	710	449	1.19	

\*1 変動軸力シリーズの試験体(C5~C8)において、柱主筋降伏荷重実験値の圧縮降伏、引張降伏の欄の値は、左が正側加力、右が負側加力のとき。  
 \*2 鋼繊維補強、鋼板補強によらず、プレーンコンクリートによる在来RC柱としてACIストレスブロック式で計算したもの。計算値はNδ効果を考慮していない。  
 \*3 靱性保証型設計指針<sup>3)</sup>のせん断耐力式および付着耐力式において、 $R_p=0.01$ 、 $\nu_0=1.7 \sigma_B^{-0.333}$  (CEB式)として計算したもの。

験体は曲げ破壊型であったので、計算結果と実験結果は対応していることが確認できる。

3.6  $Q_{max}/Q_{mu} - Q_{suo}/Q_{mu}$  関係

最大耐力と曲げ耐力の比( $Q_{max}/Q_{mu}$ )とせん断・付着余裕度( $Q_{suo}/Q_{mu}$ )との関係を図-6に示す。各記号については、図-6参照。C1を除くと、C2~C4、C5~C8では $Q_{suo}/Q_{mu}$ が1.0近傍にあると、 $Q_{max}/Q_{mu}$ は1.0以上であり、鋼繊維補強、鋼板補強されたRC柱の計算値は、安全側に耐力を評価することがわかる。従来の耐力-破壊モードの評価方法で、鋼繊維補強RC柱、鋼板補強RC柱も、破壊性状を評価できることが確認された。

一方、在来RC柱C1では、耐力は曲線の下側にあり、危険側の評価となっている。前述のように、柱全長に渡り付着割裂ひび割れが進展し、曲げ破壊から付着破壊へとモードが移行したことに対応している。

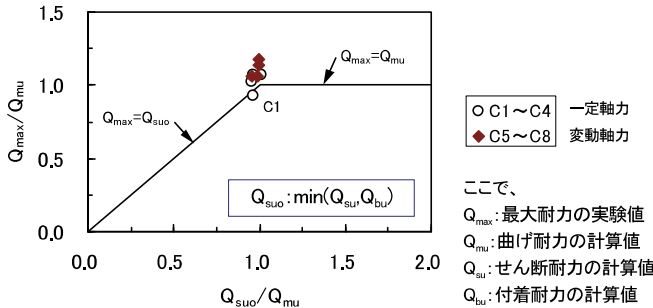


図-6  $Q_{max}/Q_{mu} - Q_{suo}/Q_{mu}$  関係

3.7 材端部圧縮鉄筋位置のひずみ

本実験では、さらに図-7に示すように、材端部1Dの区間で、圧縮鉄筋位置の軸方向変位 $\delta_c$ を測定した。各加力ピーク時の材端部圧縮鉄筋位置ひずみ( $\epsilon_c$ )と、層間変形角(R)の関係を図-8に示す。この $\epsilon_c$ は $\delta_c$ を測定区間1Dで除した材端部の圧縮鉄筋位置ひずみであり、下材端部の測定値を平均して算出した値である。図-8の(1)によると、 $R=20 \times 10^{-3}$  rad以降、C1の $\epsilon_c$ はC2~C4に比較し、急増することがわかる。一方、鋼板補強のC3の $\epsilon_c$ は鋼繊維補強のC2、C4よりも若干大きかった。同様に、(2)によると、鋼板補強のC7、C8の $\epsilon_c$ は鋼繊維補強のC5、C6よりも大きいことがわかる。また、C5、C6では、鋼繊維混入率の違いによる影響はほとんどみられなかった。

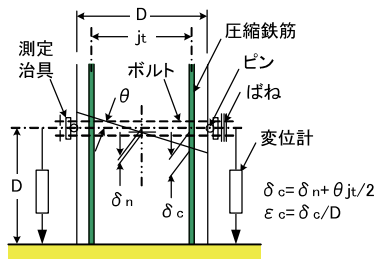
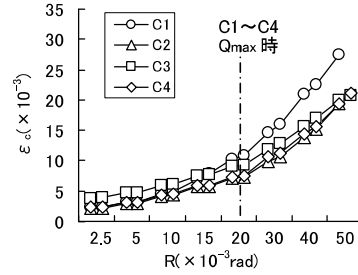
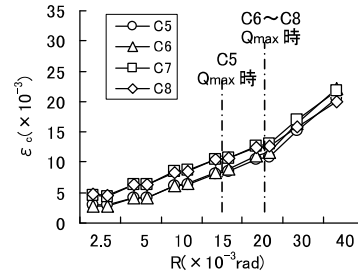


図-7 材端部変位量の測定方法



(1) C1~C4



(2) C5~C8

図-8 材端部圧縮鉄筋位置ひずみ-層間変形角関係

3.8 コアコンクリートの限界圧縮ひずみ

限界変形角( $R_u$ )時の材端部圧縮鉄筋位置ひずみ $\epsilon_c$ をコアコンクリートの限界圧縮ひずみ $\epsilon_{cu}$ と定義し、 $\epsilon_{cu} - \Delta S_c$ の関係を図-9に示す。 $\epsilon_{cu}$ は図-8と同様に、上下側材端部の測定値を平均して算出した値である。また、 $\Delta S_c$ は、 $\Delta S_c = S_c - 1$ であり、横拘束効果を表す係数 $S_c$ は下式(1)で求められる<sup>4)</sup>。

$$S_c = f_{c'}/f_{co} = 1 + \xi_w (1 - s/2d_c)^2 \sqrt{(p_{wc} \sigma_{wy})/f_{co}} \quad (1)$$

ここに、

$f_{co}$ : プレーンコンクリートの圧縮強度

$\xi_w$ : 横補強筋配置の補正係数

$s$ : 横補強筋の間隔

$p_{wc} = a_w / (b_c \cdot s)$ : コアコンクリートに対する横補強筋比

$a_w$ : 1組の横補強筋の断面積

$\sigma_{wy}$ : 横補強筋の降伏強度

$b_c, d_c$ : コアコンクリートの幅および成

図-9中には、コンクリート圧縮強度が $60\text{N/mm}^2$ 程度までの曲げ破壊型44体の既往の実験値<sup>4),5)</sup>を併記している。なお、 $S_c$ の算定において、鋼板補強のC3、C7、C8では、鋼板を等価な横補強筋比に置き換え、柱主筋を拘束する横補強筋比に加えることとした。図-9によると、同一の $\Delta S_c$ の場合、本実験の試験体C1~C4(一定軸力)、C5~C8(変動軸力)の $\epsilon_{cu}$ は、それぞれ既往の実験値の上限に近いことがわかる。同図中には、プレーンコンクリートの限界圧縮ひずみ $\epsilon_{pu}$ を既往の研究結果<sup>4)</sup>による値( $4 \times 10^{-3}$ )とし、ならびに今回の実験結

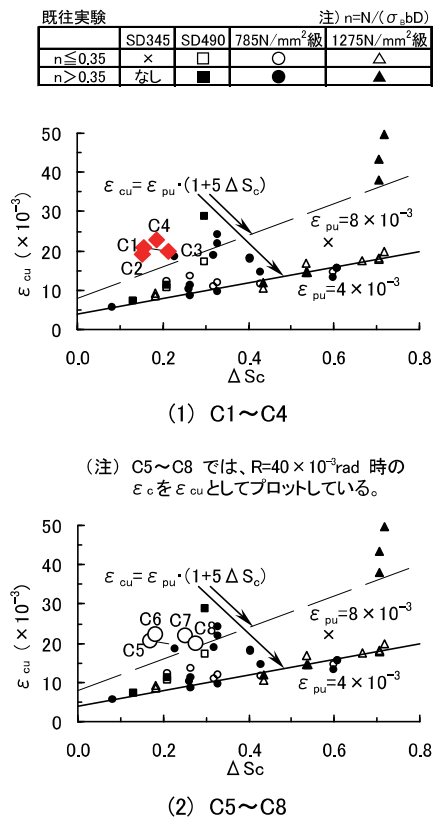


図-9  $\epsilon_{cu} - \Delta S_c$  関係

果を基に  $8 \times 10^{-3}$  とし、下記の式(2)より求めたコアコンクリートの限界圧縮ひずみ  $\epsilon_{cu}$  の計算結果を実線と破線で示した。これより、本実験の範囲では、鋼繊維補強、ならびに鋼板補強によるコアコンクリートの限界圧縮ひずみは、 $\epsilon_{pu} = 8 \times 10^{-3}$  とすれば、式(2)で評価できることが確認されたといえる。

$$\epsilon_{cu} = \epsilon_{pu} \{1 + 5(S_c - 1)\} \quad (2)$$

ここに、

$S_c$  : 横拘束を表す係数

#### 4. まとめ

本実験の範囲で得られた知見を以下に示す。

- i. 鋼繊維補強 RC 柱、鋼板補強 RC 柱では、在来 RC 柱に比べて、曲げ耐力は 10~15% 上回り、限界変形角は 20~30% 向上する
- ii. 鋼繊維補強 1.0% の RC 柱と鋼板補強 3.2mm の RC 柱の限界変形角は概ね等しく、同等の変形性能を示す
- iii. 鋼繊維補強 0.5%、鋼板補強 3.2mm 以上であれば、軸力比  $\eta_c = 0.5$  の高軸力下でも、限界変形角は  $R = 40 \times 10^{-3}$  rad 以上を確保できる
- iv. 鋼繊維補強 RC 柱、鋼板補強 RC 柱は、在来 RC 柱に比べて、付着耐力が 1.2 倍程度上昇する

v. 鋼繊維補強 RC 柱、鋼板補強 RC 柱のコアコンクリートの限界圧縮ひずみ  $\epsilon_{cu}$  は、 $\epsilon_{pu} = 8 \times 10^{-3}$  とすれば、式(2)で評価できる

vi. 実験結果から、今回採用した鋼繊維補強、鋼板補強を適用すると、実務設計で求められる  $F_c 150N/mm^2$  柱の曲げ性能を確保できることが確認できた

#### 5. あとがき

本加力実験から、 $F_c 150N/mm^2$  級の曲げ破壊型の柱の構造性能を概ね把握できた。今後は、さらに、せん断破壊型の柱の構造性能についても検討を行っていく予定である。

これらの実験データを用いることによって、鉄筋コンクリート造超高層建物における  $F_c 150N/mm^2$  級の柱の部材設計に寄与したいと考えている。

#### 6. 謝辞

本研究は、一般社団法人建築構造技術支援機構の益尾 潔先生にご指導いただいた。また、本実験は、日本建築総合試験所で行ったものであり、同所の足立将人氏、堂下 航氏ならびに職員の方々にご協力いただいた。ここに記して謝意を表す。

#### 【参考文献】

- 1) 高津比呂人、木村秀樹、石川裕次、三井健郎、武田浩、「鋼繊維を混入した超高強度鉄筋コンクリート柱部材に関する実験的研究」、竹中技術研究報告、pp.1-10、No.58、2002
- 2) 山本佳城、中島 徹、渡邊悟士、清水良広、「設計基準強度  $200N/mm^2$  の超高強度プレキャストコンクリートの超高層鉄筋コンクリート造住宅への適用」、コンクリート工学、pp.37-42、Vol.49、No.8、2011
- 3) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」、1999
- 4) 益尾 潔、「曲げ降伏先行型鉄筋コンクリート柱の限界部材角の評価」、日本建築学会論文報告集、第 447 号、pp.119-128、1993.5
- 5) 市岡有香子、田川浩之、足立将人、益尾 潔、「SD490 および 785N/mm<sup>2</sup> 級横補強筋を用いた RC 柱の構造性能」、GBRC、Vol.35、No.3、pp.16-23、2010.7