

# 論文 高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱の曲げせん断実験

丸田 誠\*1・木村 暁子\*2

**要旨:** 50階程度の超高層RC建物の下層階柱には大きな長期軸力が作用し、さらに外柱には地震時に転倒モーメントにより大きな変動軸力が生じるため、階数が増えるにつれて軸耐力の高い、高強度なRC部材が必要とされる。そこで、高強度材料(コンクリート:Fc100N/mm<sup>2</sup>, 高強度主筋:SD685, 高強度横補強筋:SD785)を組み合わせたRC柱の構造特性の把握を目的とした実験を行った。試験体の実験因子はせん断スパン, 軸力, 横補強筋比Pw, 加力方向とした。実験の結果, 全ての試験体で曲げ降伏後の軸圧壊が観察された。各試験体の靱性能は, 横補強筋比Pwが増加すると上昇した。また, コンクリートの拘束効果を考慮した断面曲げ解析で, 実験結果の最大耐力を精度よく評価できた。

**キーワード:** 高強度材料, 高軸力, 変動軸力, 曲げ, せん断

## 1. はじめに

超高層RC建物の下層階柱には大きな長期軸力及び地震時の転倒モーメントによる変動軸力が作用するため、より高強度な材料を用いた高強度RC部材が求められている。そこで超高層RC建物の下層階柱を対象とした、高強度コンクリート(Fc100N/mm<sup>2</sup>)と高強度主筋(SD685)、高強度横補強筋(SD785)を組み合わせた柱の構造実験を行い、高強度鉄筋コンクリート柱の構造性能を確認したので報告する。

## 2. 試験体および実験方法

試験体は最下階外柱を対象に3体(LE)、一般下層階外柱を対象に2体(SE)、最下階内柱を対象に2体(LI)の計7体とし、縮尺は実物の約1/3とした。表-1に試験体一覧を示す。代表的な最下階外柱(LE7)の試験体形状・配筋と、45度方向加力のLE10-45の柱断面図を図-1に示す。ここで最下層はM/QD(せん断スパン比)=2.5、一般下層階はM/QD=1.5とした。コンクリートは設計基準強度(Fc)100N/mm<sup>2</sup>で共通とし、主筋には

表-1 試験体一覧

階	名称	断面	M/QD	軸力	Pw	使用材料 呼び強度・実験値 N/mm <sup>2</sup>	コンクリート 圧縮強度 N/mm <sup>2</sup>	コンクリート ヤング係数 kN/mm <sup>2</sup>	
外柱	LE	LE7	300	2.5 最下階	0.75tNu	0.7	コンクリートFc=100 鉄筋 主筋D19-SD685 σy=722 補強筋 D6-SD785 σy=1053 <sup>*)</sup>	112	36.6
		LE10			~	1.0		114	37.8
		LE10-45 <sup>*)</sup>			~	1.0		113	38.1
	SE	SE7	1.5	0.7cNu	0.7	116		37.4	
		SE10	下層階	1.0	119	37.9			
内柱	LI	LI9	300	2.5 最下階	0.3cNu	0.9	106	35.2	
		LI12			0.6cNu	1.2	115	37.4	

$$cNu = 0.85Fc(bD - \sum Ag) + \sum Ag \cdot \sigma_y, \quad tNu = \sum Ag \cdot \sigma_y$$

Ag:主筋断面積, σy:主筋降伏強度 \*1:45度方向加力 \*2:0.2%オフセット値

SD685(D19)、横補強筋は円フープと角フープの組み合わせとしてSD785(D6)を用いた。外柱には芯筋SD685(D19)も配している。試験時コンクリート圧縮強度と鉄筋の降伏強度を合せて表-1中に示す。実験因子はせん断スパン, 軸力, 横補強筋比Pw, 加力方向とした。45度方向加力のLE10-45試験体を含む外柱試験体は変動軸力下(0.75tNu~0.7cNu, cNu:柱の圧縮軸耐力, tNu:柱の引張軸耐力)の実験を行った。内柱試験体は一定軸力下(0.3cNu, 0.6cNu)の実験を行った。

軸力と曲げモーメントの載荷ルールを図-2

\*1 鹿島建設(株) 技術研究所 建築技術研究部 博士(工学)(正会員)

\*2 鹿島建設(株) 技術研究所 建築技術研究部 修士(工学)(正会員)

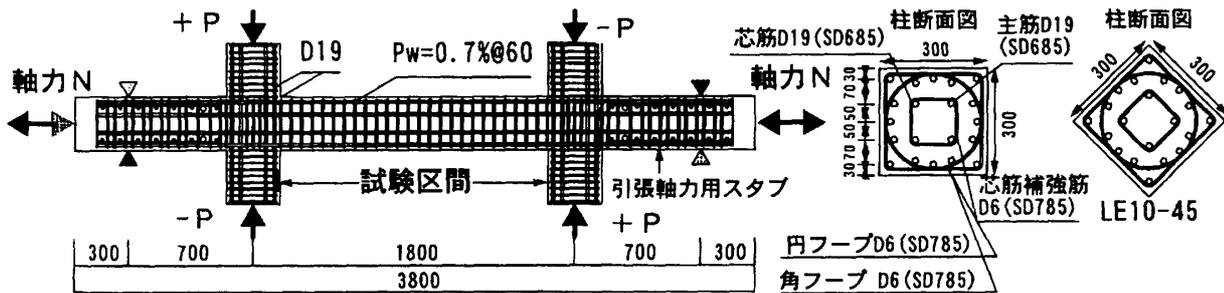


図-1 試験体配筋図

に示す。全ての試験体で部材角  $R=1.25, 2.5, 5, 10, 20, 40 \times 10^{-3} \text{rad}$  を目標に変形制御での繰返し荷重を行った。外柱では、長期軸力 ( $0.2cNu$ ) を作用させた後、圧縮軸力側では  $M-N$  関係上で軸力  $0.7cNu$  時に  $0.5Mu$  ( $Mu$ : 曲げ終局モーメント) になる点、引張軸力側では軸力  $0.75tNu$  時に  $Mu$  に達する点を目指し、曲げモーメントに比例する変動軸力を加えた。ただし圧縮軸力の上限は  $0.7cNu$  まで、引張軸力の上限は  $0.75tNu$  までとした。これ以降、外柱では変動軸力荷重の際に圧縮側を正に引張側を負の荷重として記す。

全ての試験体で軸方向力が極端に低下した時点かもしくは軸破壊した時点で実験を終了した。

### 3. 実験結果

#### 3.1 荷重-部材角関係

実験結果の諸耐力一覧を表-2 に、また、図-3 に各試験体の曲げモーメント-部材角関係を示す。図-3 中に、 $P-\Delta$  効果を考慮した場合の軸と、 $P-\Delta$  効果を考慮した ACI ストレスブロック法<sup>2)</sup> による曲げ耐力を示す。外柱の実験 (LE, SE) では、

引張軸力が作用した際に、圧縮側より小さな変形で引張側に先に曲げひび割れが生じた。せん断ひび割れも引張側では、曲げ引張に伴う斜めひび割れとなる。一方圧縮側では、曲げひび割れは、最大耐力近傍で局部的に小さく生じた。このように、引張側と圧縮側ではひび割れの発生状況が大きく異なった。

なお、圧縮側の曲げひび割れは  $P_w$  が大きい方が高い荷重で生じた。また、横補強筋は全ての試験体で円フープのほうが角フープより先に降伏した。

表-2、図-3 に示すように、 $M/QD=2.5$  で変動軸力下の LE シリーズでは各試験体間で最大耐力、最大耐力時の変形とも大きく異なるが、その後の靱性能は大きく異なる結果となった。

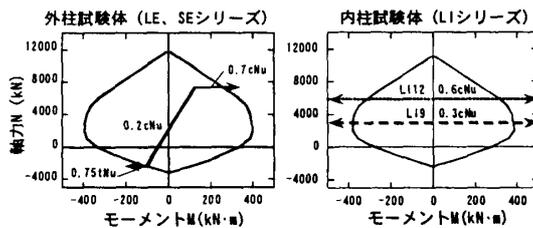


図-2 軸力-水平力荷重方法

表-2 実験結果一覧 ( $P-\Delta$  効果無視)

試験体名	初期ひび割れ								主筋 圧縮降伏		横補強筋降伏 <sup>1)</sup>		最大耐力		
	曲げ (正)		曲げ (負)		せん断 (正)		せん断 (負)		M	R	M	R	M	R	
	$M^2$	$R^3$	M	R	M	R	M	R							
外柱	LE7	377	8.4	-42	-0.6	298	8.7	-99	-8.0	280	3.4	-	-	377	8.4
	LE10	391	9.7	-46	-1.0	391	9.7	-62	-3.6	353	4.3	304 <sup>○</sup>	26.2	393	9.2
	LE10-45	412	9.5	-46	-0.5	412	9.5	-65	-3.5	179	2.5	393 <sup>○</sup>	27.8	415	8.9
	SE7	349	7.6	-48	-1.3	350	5.6	-73	-4.3	334	6.4	273 <sup>○</sup>	13.3	361	7.5
	SE10	419	7.9	-48	-1.2	419	7.9	-70	-4.0	364	4.7	361 <sup>○</sup>	17.1	419	7.9
内柱	LI9	213	2.5	-205	-2.1	313	4.6	-370	-5.8	394	8.7	-319 <sup>○</sup>	-12.0	456	24.7
	LI12	374	3.9	-464	-7.6	385	7.0	-464	-7.6	410	6.6	-412 <sup>○</sup>	-18.9	455	16.7

<sup>1)</sup> ○: 円フープ降伏 <sup>2)</sup> M: 危険断面の曲げモーメント (kN·m) <sup>3)</sup> R: 部材角 ( $\times 10^{-3} \text{rad}$ )

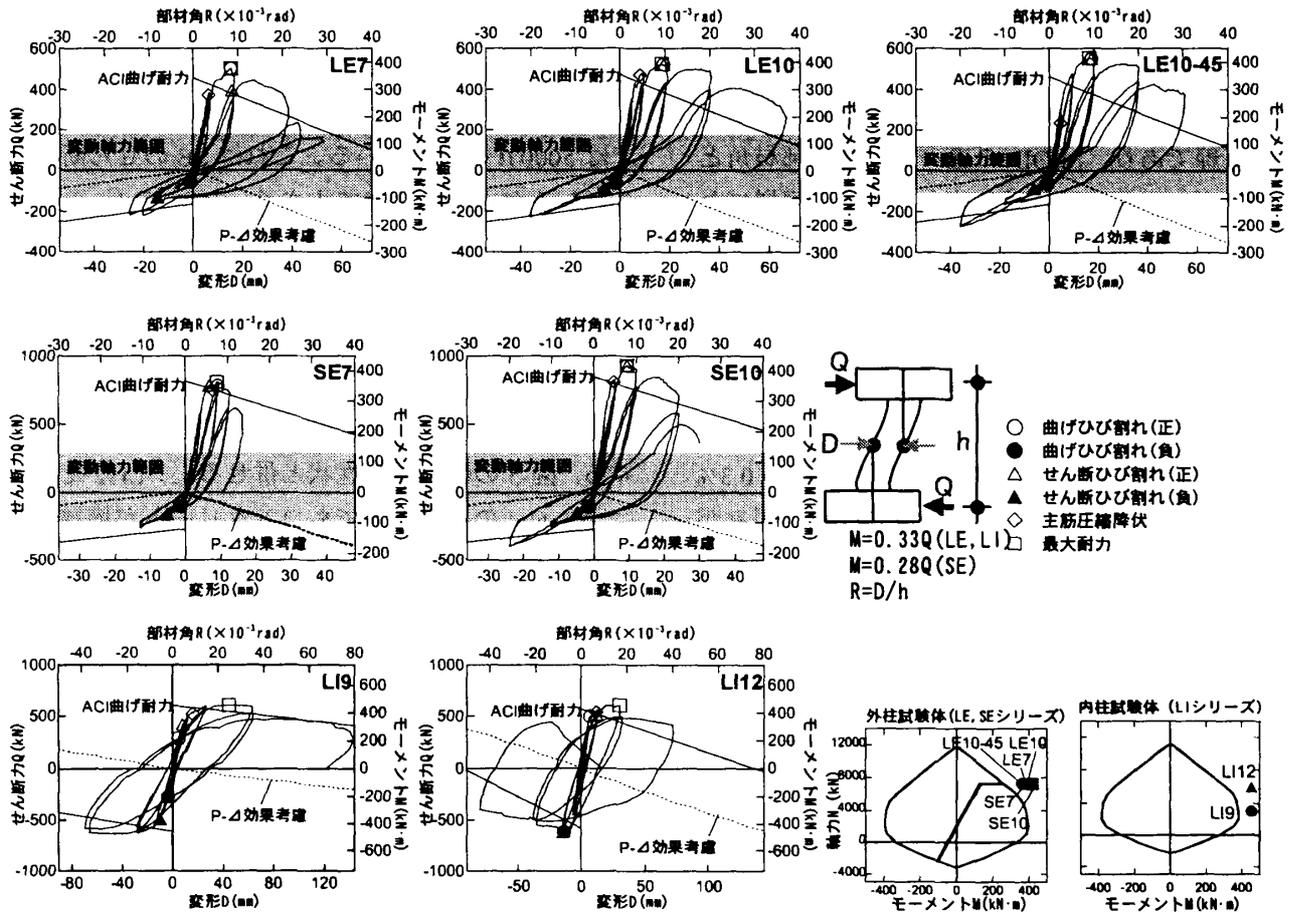


図-3 荷重-部材角関係

図-4 曲げモーメント-軸力関係

LE7 は部材角  $R=10 \times 10^{-3}$  rad 時に最大耐力に達した後、 $R=20 \times 10^{-3}$  rad に向かう途中で軸圧縮破壊が生じた。一方、LE10, LE10-45 では、 $R=20 \times 10^{-3}$  rad まで安定した挙動を示した。 $M/QD=1.5$  で変動軸力下の SE シリーズでも  $P_w$  の違いの影響が大きく出ている。SE7 に比べ SE10 では 16% 最大耐力が高く、靱性能も大きく異なった結果となった。SE7 では  $R=12 \times 10^{-3}$  rad 程度で軸力が保持できなくなり破壊したが、SE10 では  $R=20 \times 10^{-3}$  rad まで耐力低下があまり生じない良好な性状を示した。 $M/QD=2.5$  で一定軸力下の LI シリーズでは、試験体間で最大耐力は異ならないが、最大耐力時の変形、その後の靱性能は軸力と  $P_w$  の違いの影響を受け大きく異なった。一定軸力  $0.3cNu$  の LI9 では最終の  $R=95 \times 10^{-3}$  rad まで耐力低下がほとんど生じず、エネルギー吸収能のある良好な履歴形状を示した。一方、高軸力  $0.6cNu$  の LI12 では大変形  $R=40$

$\times 10^{-3}$  rad 時に紡錘形に近い大きな履歴ループを描いたが、その繰り返し途中で急激に軸破壊した。

各試験体とも曲げ変形やせん断破壊といった明快な形式では破壊せず、コンクリートの圧壊と軸方向主筋の座屈が同時に生じ耐力低下を生じた。フープが破断して急激な軸破壊をしたものもあった (LE7, SE10, LI12)。

### 3.2 M-N 関係と実験結果との比較

図-4 に各試験体の M-N 関係図と実験の最大耐力をプロットして示す。また、M-N 曲線は表-1 の材料強度から ACI のストレスブロック法<sup>2)</sup>を用いて求めた。ここでの実験の最大耐力は P- $\Delta$  効果による部材の耐力上昇を補正しない値としたが、全ての試験体で計算上の曲げ耐力より大きな曲げ耐力となった。

### 3.3 軸方向ひずみ関係

図-5 に各試験体の軸ひずみと部材角の関係

を示す。圧縮側の軸ひずみをマイナス（-）で表す。外柱の LE, SE では 各試験体とも引張軸力下の性状は、部材角  $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$  程度までは直線であり、M/QD の違いによらず部材角と軸ひずみの関係は各試験体とも、ほぼ同様になった。圧縮側では若干非線形となるが、 $P_w$  が多い LE10 や SE10 では部材角  $R$  にほぼ比例していることが分かる。一定軸力の LI9 と LI12 では、作用軸力が異なり横補強筋量も異なるため軸ひずみ性状が大きく異なっている。LI9 では  $R=50 \times 10^{-3} \text{rad}$  の大変形時に軸ひずみが 0.3% から増加するのに対し、LI12 では軸ひずみが 1.3% の後に急増しており、図-3 と合せてみると LI12 は軸方向につぶれながら大変形時に軸抵抗が低下し、破壊に至ったことが分かる。

### 3.4 補強筋のひずみ分布

図-6 に横補強筋のひずみ分布を示す。図-6 中の○, ●, ●は円フープのひずみを□, ■, ■は角フープのひずみを表し、外柱の LE, SE は最大耐力近傍の  $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$  時 (○, □) と破壊近傍の  $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$  時 (●, ■) について、内柱の LI は  $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$  時 (●, ■) と  $R=40 \times 10^{-3} \text{rad}$  時 (●, ■) について示す。ただし、SE7 では、最終でも  $R=12 \times 10^{-3} \text{rad}$  の変形にしか到達しなかったため、この時点でのひずみ分布とした。全ての試験体で、危険断面位置 (1) でのひずみよりヒンジゾーンに入った位置 (2) のひずみの値の方が大きい結果となった。また、同じ位置の円フープと角フープの

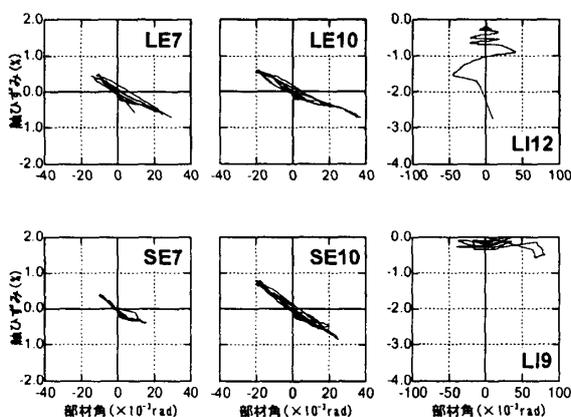


図-5 軸ひずみ-部材角関係

ひずみ値は大きく異ならない。最大耐力近傍の  $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$  では、LE の全試験体で横補強筋のひずみが最大  $2000 \mu$  程度であるのに対し、SE では  $5000 \mu$  を越えている。これは SE のせん断スパン比が LE に比べて小さく、ヒンジゾーンに生じたせん断ひび割れの影響が強く表れたためと推察される。LE では  $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$  の破壊近傍でも最大  $5000 \mu$  程度であった。LI では  $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$  時にひずみは  $5000 \mu$  程度で、 $R=40 \times 10^{-3} \text{rad}$  時にはひずみが降伏近傍まで達する。図-5 の軸ひずみ性状と併せると、LI12 では  $0.6c_{Nu}$  の高軸力下でもコンクリートが横補強筋で十分に拘束されていることが分かる。

## 4. 考察

### 4.1 最大耐力の検討

表-3 に既往の計算式と実験で得られた最大耐力との比較を示す。コンクリート強度には材料試験結果を用い、AIJ<sup>5)</sup>せん断耐力算出時のコンクリートの圧縮強度有効係数  $\nu_0$  は CEB 式<sup>3)</sup>を用いた実験値は、直接計測した値と P- $\Delta$  効果を考慮した値の両方を示す。各試験体とも ACI の曲げ耐力は実験値よりも小さい結果となった。P- $\Delta$  効果を考慮した実験耐力はさらに計算値との差が大きくなる。AIJ 付着強度計算値も実験結果に比べかなり小さい値となる。実験状況からは、かぶりコンクリートが全て剥離した後も

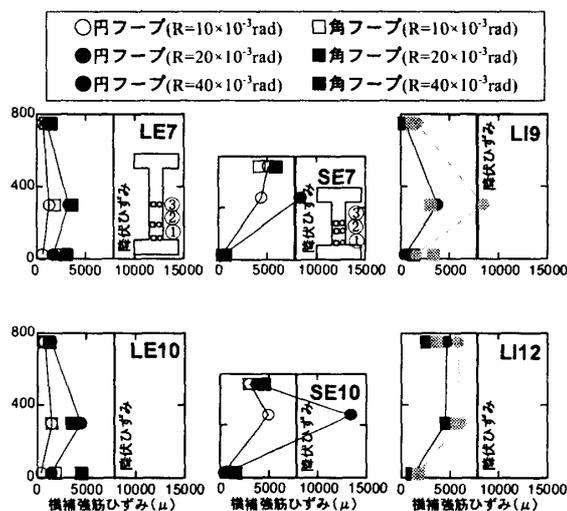


図-6 横補強筋ひずみ分布

耐力は上昇しており、軸力によりコンクリートが膨張し横補強筋に拘束効果が発生することにより、拘束筋内の鉄筋とコンクリート間の付着が健全に保たれるため、せん断力を伝達できたと考えられる。高強度材料を用いた部材における高軸力下の付着強度に関しては今後の課題である。

せん断耐力は降伏ヒンジの発生する部材の保証変形角を最下層(LE,SE シリーズ)では  $R_p^5=0.02$ 、一般階(SE シリーズ)では  $R_p=0.01$  として計算した。P- $\Delta$ 効果を考慮した実験耐力は計算値を全ての試験体で上回った結果となった。せん断算定式で軸力の効果を考慮できる NewRC 式<sup>4)</sup>を参考として示したが非ヒンジ部材とした時の値であり AIJ 式<sup>5)</sup>に比べてかなり大きい値となった。

4.2 拘束コンクリートを考慮した曲げ耐力

変形成分に占める曲げ変形成分の割合が大きかったため、曲げ耐力の検討を行う。まず、横補強筋の拘束効果がコンクリートの材料特性に与える影響を調べ、次に拘束コンクリートを用いた曲げ詳細解析を行う。既往の拘束コンクリートを扱った一軸圧縮性状の文献<sup>6)~8)</sup>から、横補強筋量による各試験体のコンクリートの一軸圧縮強度上昇をまとめ表-4 に示す。各式の比較から、六車式は若干小さめの評価を与える結果となったが、他は同程度の値となっている。表-5 に実験結果、ACI のストレスブロック法の

結果、拘束コンクリートを考慮しないファイバー解析結果および鈴木らの提案式で求めたコンクリートの特性を用いたファイバー解析結果を示す。ACI 法では、そのストレスブロック形状の仮定や最外縁ひずみを 0.3%と設定することが高強度コンクリートでは適切ではないことが分かる。平面保持を仮定したファイバー解析の結果は ACI 法よりも実験結果に近い値となり、拘束コンクリートの効果を考慮すると更に、良好な対応を示すことが分かった。

4.3 スケルトンカーブの検討

図-7 に LE10,SE10,LI12 3 試験体の P- $\Delta$ 効果を考慮した実験荷重変形関係とスケルトンカーブ計算値を比較し示す。ここでスケルトンカーブはトリリニアとし、弾性剛性、曲げひび割れ点、菅野の剛性低下率と鈴木式で拘束効果を

表-4 拘束効果を考慮したコンクリート圧縮強度計算値

試験体名	$\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	六車 <sup>7)</sup>	崎野 <sup>7)</sup>	修正 K-P <sup>7)</sup>	中塚 <sup>8)</sup>	鈴木 <sup>9)</sup>
LE7	112	117 (1.05)	120 (1.07)	122 (1.09)	116 (1.03)	124 (1.10)
LE10	114	122 (1.07)	126 (1.11)	129 (1.13)	122 (1.07)	129 (1.13)
LE10-45	113	121 (1.04)	125 (1.07)	128 (1.09)	121 (1.08)	128 (1.10)
SE7	116	121 (1.04)	124 (1.07)	126 (1.09)	118 (1.02)	128 (1.10)
SE10	119	127 (1.07)	131 (1.10)	134 (1.13)	122 (1.03)	135 (1.13)
LI9	106	113 (1.06)	116 (1.10)	119 (1.12)	116 (1.09)	120 (1.13)
LI12	115	124 (1.08)	129 (1.12)	132 (1.15)	124 (1.07)	132 (1.14)

表-3 最大耐力の実験値と拘束効果を考慮しない計算値との比較

試験体名	計算値				実験値 M <sub>BMAX</sub> (kN·m)
	ACI 曲げ <sup>2)</sup> M <sub>ACI</sub> (kN·m)	AIJ せん断 <sup>6)</sup> M <sub>S</sub> (kN·m)	New RC せん断 <sup>4)</sup> M <sub>NRC</sub> (kN·m)	AIJ 付着 <sup>5)</sup> M <sub>BOND</sub> (kN·m)	
LE7	345	297	563	301	377 【433】*3
	(1.09)*1 [1.26]*2	(1.27) [1.46]	(0.67) [0.77]	(1.26) [1.44]	
LE10	356	424	709	334	392 【458】
	(1.10) [1.29]	(0.93) [1.08]	(0.55) [0.65]	(1.18) [1.37]	
LE10-45	350	424	709	332	415 【461】
	(1.19) [1.32]	(0.98) [1.09]	(0.59) [0.65]	(1.25) [1.39]	
SE7	366	288	459	184	361 【395】
	(0.98) [1.08]	(1.25) [1.37]	(0.79) [0.86]	(1.97) [2.15]	
SE10	381	381	541	205	419 【562】
	(1.10) [1.48]	(0.95) [1.47]	(0.77) [1.04]	(1.77) [2.75]	
LI9	456	381	491	309	456 【534】
	(1.00) [1.17]	(1.20) [1.40]	(0.93) [1.09]	(1.48) [1.73]	
LI12	432	508	745	345	445 【541】
	(1.05) [1.25]	(0.90) [1.06]	(0.60) [0.73]	(1.32) [1.57]	

\*1 ( ): 最大耐力 (P- $\Delta$ 効果無) / 計算値 \*2 [ ] : 最大耐力 (P- $\Delta$ 効果有) / 計算値

\*3 【 】 : P- $\Delta$ 効果を考慮した最大耐力

評価したファイバー解析曲げ耐力計算値を用いて示した。ひび割れ点もファイバー解析で求めた。せん断の影響も考慮するため AIJ 終局指針の  $R_p$  を変化させたせん断強度- $V_u$  も図中に示す。本評価法によるスケルトンカーブで実験結果を良好に表せることが分かった。

6. まとめ

高強度鉄筋コンクリート柱の曲げせん断実験を行い以下の結果を得た。

表-5 拘束効果を考慮した曲げ耐力の比較

試験体名	$M_{BMAX}$	$M_{BMAX} / M$		
		$M_{ACI}$	$M_{FIB}$	$cM_B$
LE7	433	286(1.51)	350(1.24)	408(1.06)
LE10	458	292(1.57)	359(1.28)	427(1.07)
LE10-45	461	243(1.90)	314(1.47)	407(1.13)
SE7	395	298(1.33)	369(1.07)	423(0.93)
SE10	562	308(1.82)	384(1.46)	447(1.26)
LI9	541	380(1.42)	412(1.31)	473(1.14)
LI12	455	348(1.31)	407(0.97)	421(1.08)

記号は表-4 を参照

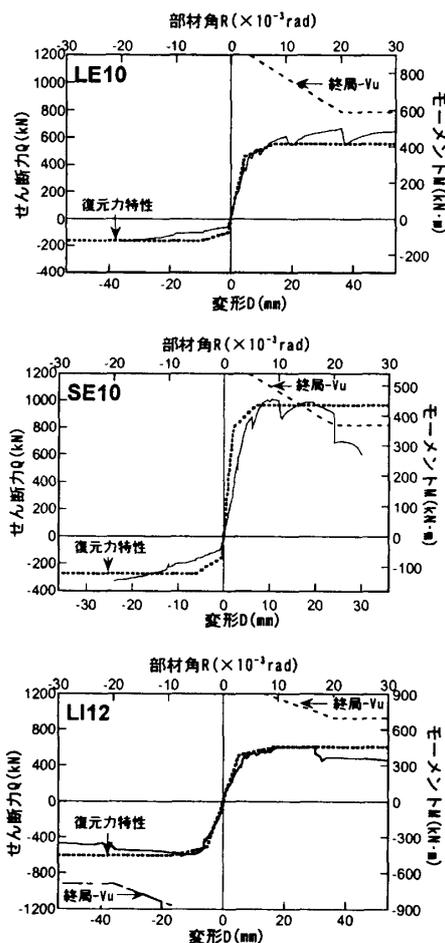


図-7 復元力特性比較

- (1) いずれの試験体も、最終的には高軸力下で軸力を保持できなくなり軸圧壊が生じた。
- (2) 軸力比が小さな試験体、横補強筋の多い試験体ほど靱性能に優れていた。また、0.6cNu 程度の高軸力下でも高強度せん断補強筋で十分拘束すれば  $R=20 \times 10^{-3}$  rad 程度までは安定した挙動を示した。
- (3) 45 度加力の試験体は平行加力の試験体と同様の荷重-変形関係を示した。
- (4) 最大耐力はすべての試験体で ACI のストレスブロック法で算出した値を上回った。横補強筋比  $P_w$  が少なく、曲げ降伏後のせん断破壊を想定した LE7, SE7 試験体でも最大耐力は AIJ 終局指針のせん断耐力以上となり、この式では安全側の評価となる。また、すべての試験体の最大耐力は AIJ 終局指針の付着耐力を大きく上回った。
- (5) 横補強筋の拘束効果を既往の鈴木らの提案式で算出したコンクリートの材料特性を用いたファイバーモデル曲げ解析で求めた耐力は実験耐力を精度よく評価できた。
- (6) 変動軸力を考慮したスケルトンカーブで、実験結果とよく一致した。

参考文献

- 1) 丸田, 別所; 高強度材料を用いた RC 柱の弾塑性挙動, コンクリート工学年次論文報告集 14-2, pp.81~86, 1992.
- 2) American Concrete Institute; Building Code and Commentary ACI 318-95/318R-95, 1995.
- 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) (財)国土開発技術研究センター; New RC 研究開発概要報告書, 1993.5.
- 5) 日本建築学会; 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990.
- 6) 日本建築学会鉄筋コンクリート構造運営委員会靱性設計小委員会, 靱性設計小委員会報告書 (終局強度型耐震設計法に関連する最新の研究成果), 1992.8.
- 7) 中塚, 阪井他; コンファインドコンクリートの強度・変形推定式, 日本建築学会構造系論文集, No.505, pp.93-99, 1998.3.
- 8) 丸田, 鈴木; 円フープと角フープ組み合わせ RC 柱の軸圧縮性状の検討, コンクリート工学年次論文報告集 17-2, pp.381~386, 1995.
- 9) 鈴木, 井上他; フィバーモデルによる RC 短柱十字形部分骨組の解析, コンクリート工学年次論文報告集 15-2, pp.577~582, 1993.