

# 論文 150MPa 級のコンクリートを用いた RC 柱部材の構造性能に関する実験的研究

奥田 将人<sup>\*1</sup>・鹿野 仁史<sup>\*1</sup>・中野 克彦<sup>\*2</sup>・松崎 育弘<sup>\*3</sup>

要旨：本論文は、昨年度に引き続き高軸方向圧縮力下において、高せん断応力度を負担し、かつ高靱性を有する RC 柱部材の実現を目的に実施した、150N/mm<sup>2</sup> 級の超高強度コンクリートを用いた柱部材の耐震構造実験結果を報告するものである。試験体は、 $F_c=150\text{N/mm}^2$  級のコンクリートと  $w_y=785$  , 1275N/mm<sup>2</sup> 級の高強度せん断補強筋を用いた。試験体形状は、断面 350mm×350mm , せん断スパン 525mm(せん断スパン比  $a/D=1.5$ )とした。結果として、せん断補強筋を適切に配筋することで高靱性を有する RC 柱部材の実現が可能であり、曲げ耐力、初期剛性、降伏時剛性がこれまで用いられている評価式で評価可能であることを示した。

キーワード：超高強度コンクリート、曲げ耐力、初期剛性、降伏時剛性、靱性能

## 1. はじめに

近年都市部では、土地の有効活用、職住接近の観点から RC 造高層住宅が多数建設され、50 階を超えるような超高層住宅も建設されている。高層化や長スパン化に伴い下層階の柱には非常に大きな軸力が作用するので、普通強度のコンクリートでは柱断面が過大になり、建築計画上不都合が生じる。そのため、RC 造建物における高強度材料の使用は必要不可欠であり、現在では 100N/mm<sup>2</sup> 程度の高強度コンクリートを用いた超高層住宅が建設されている。また、今後更なる材料の高強度化が進むと考えられる。そこで本報では、昨年度に引き続き高軸力下において高せん断応力度 ( $Q/bD$ )=10N/mm<sup>2</sup> を負担し、かつ高靱性を有する RC 柱部材の開発を目的として、圧縮強度 150N/mm<sup>2</sup> 級のコンクリートと  $w_y=785, 1275\text{N/mm}^2$  級の高強度せん断補強筋を用いた RC 柱部材の一定軸力下での耐震構造実験を行うことで、構造性能の把握とこれまでに用いられている評価式との適合性について考察を行い、これを報告するものである。

## 2. 実験概要

### 2.1.1 試験体

表 - 1 に試験体一覧、図 - 1 に試験体配筋図および断面図を示す。試験体は、実大の 1/2 ~ 1/3 スケールを想定し、 $b \times D=350\text{mm} \times 350\text{mm}$  の矩形断面、せん断スパン  $a=525\text{mm}$ (せん断スパン比  $a/D=1.5$ )、主筋 12 - D16(SD390、主筋比  $p_g=1.95\%$ )、

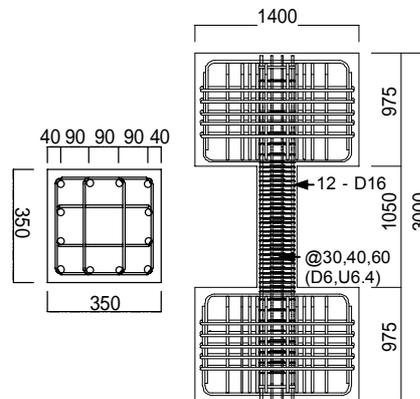


図 - 1 試験体配筋図及び断面図

表 - 1 試験体一覧

No.	$F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	軸力比	主筋		せん断補強筋		pw (%)
			材質	配筋	材質	配筋	
21	150	0.23	SD390	12-D16 ( $P_g=1.95\%$ )	UB785 SBPD1275 /1420	4-D6@30	1.14
22		0.15				4-D6@40	0.91
23		0.23				4-U6.4@60	0.61
24						4-U6.4@40	0.91
11	150	0.15	SD390	12-D16 ( $P_g=1.95\%$ )	UB785 SBPD1275 /1420	4-D6@60	0.61
12		0.23				4-D6@60	
13		0.15				4-U6.4@60	

\*1 東京理科大学 工学研究科建築学専攻 (正会員)  
 \*2 新潟工科大学 工学部建築学科助教授 博士(工学) (正会員)  
 \*3 東京理科大学 工学部建築学科教授 工博 (正会員)

コンクリート強度  $F_c=150\text{N/mm}^2$  とし,せん断補強筋は溶接閉鎖型とした。

### 2.1.2 試験体設定

図 - 2 に試験体設定マップを示す。昨年度実施した No.11, No.12<sup>3)</sup>は,曲げ降伏後せん断破壊に至った。そこで今年度の試験体設定は, No.11, No.12 を基準とし,せん断補強筋比,せん断補強筋降伏強度を上げることで,靱性能の確保を目的とした。また, No.23 は No.11 とせん断余裕度を同程度に設定した。具体的に変動要因は,軸力比 ( $=N/bDF_c$ ) 2 水準,せん断補強筋比  $pw$  3 水準,せん断補強筋降伏強度  $w_y$  2 水準とし, No.21,22,23,24 の総計 4 体を計画した。

## 2.2 使用材料特性

### 2.2.1 コンクリート材料特性

表 - 2 に  $F_c=150\text{N/mm}^2$  のコンクリート調合,表 - 3 にフレッシュコンクリート試験結果,表 - 4 にコンクリート材料試験結果,図 - 3 に圧縮応力度( ) - 歪み度( ) 曲線を示す。セメントは普通ポルトランドセメントと,シリカフェーム,高炉スラグ微粉末をプレミックスしたものをを用いており,水セメント比(W/C)を 17%とした。硬化コンクリートの性質は,全試験体の実験時の材料試験結果による 4 体の平均とし,圧縮強度  $f_c=165\text{N/mm}^2$ ,引張割裂強度  $f_t=6.79\text{N/mm}^2$ ,  $1/3 f_c$  割線剛性とした弾性係数は  $E_c=4.67 \times 10^4\text{N/mm}^2$ ,ポアソン比  $\nu=0.25$  であった。

### 2.2.2 鉄筋材料試験結果

表 - 5 に鉄筋材料試験結果を示す。主筋は SD390(D16)  $f_y=415\text{N/mm}^2$  を使用し,せん断補強筋には異形鉄筋 UB785(D6)  $w_y=977\text{N/mm}^2$  および, SBPD1275/1420(U6.4)  $w_y=1451\text{N/mm}^2$  の高強度せん断補強筋を使用した。

### 2.3 加力方法

図 - 4 に加力装置図,図 - 5 に加力履歴を示す。载荷は一定軸力下の建研式加力による正負交番繰り返し漸増载荷とし,図 - 5 に示す加力履歴による変位制御で,最終変形角  $+1/15(\text{rad})$  に至るか,所定軸力の保持が不可能になった時点で载荷を終了とした。

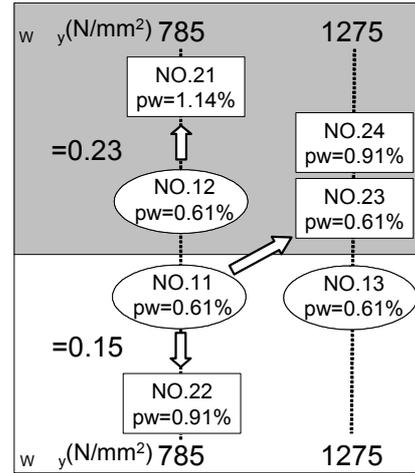


図 - 2 試験体設定マップ

表 - 2 コンクリート調合

W/C (%)	細骨材率 (%)	<sup>1)</sup> セメント (kg/m <sup>3</sup> )	水 (kg/m <sup>3</sup> )	細骨材 <sup>2)</sup> (kg/m <sup>3</sup> )	粗骨材 (kg/m <sup>3</sup> )	混和剤 (%)
17	39.6	882	150	568	871	22.1

1)セメントは普通ポルトランドセメントとシリカフェーム,高炉スラグ微粉末および無水石膏微粉末をプレミックスしたもの

2)粗骨材の最大骨材径は 20mm

表 - 3 フレッシュコンクリート試験結果

スランブフロー値 (cm x cm)	Air (%)	コンクリート温度 ( )	外気温 ( )
73.0 x 74.0	1.0	33.0	30.0

表 - 4 硬化コンクリート材料試験結果

No	圧縮強度 $f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張割裂強度 $f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	弾性係数 $\times 10^4$ (N/mm <sup>2</sup> )
1	166	4.81	0.25	4.63
2	163	7.43	-	-
3	168	7.36	0.24	4.71
4	164	7.58	-	-
ave.	165	6.79	0.25	4.67

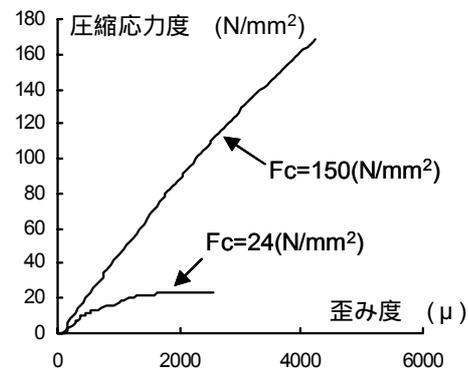


図 - 3 圧縮応力度( ) - 歪み度( ) 曲線

表 - 5 鉄筋材料試験結果

鉄筋種別	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏歪み (μ)	ヤング係数 $\times 10^5$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	破断伸び (%)
D16	415	2629	1.85	641	17.5
D6	977	4888	2.03	1022	10.5
U6.4	1451	7830	1.89	1480	8.2

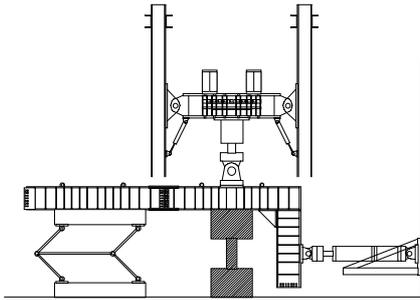


図 - 4 加力装置図

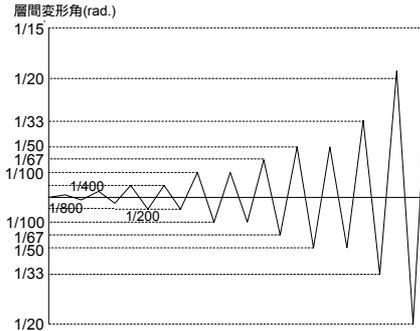


図 - 5 加力履歴

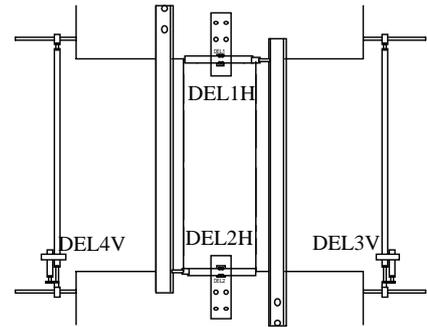


図 - 6 変位計位置図

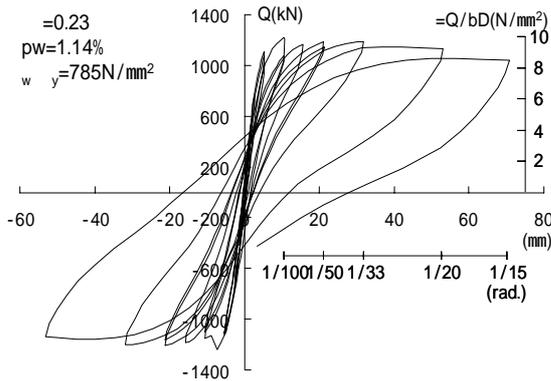


図 - 7.1 No.21 せん断力(Q) - 相対変位( )曲線

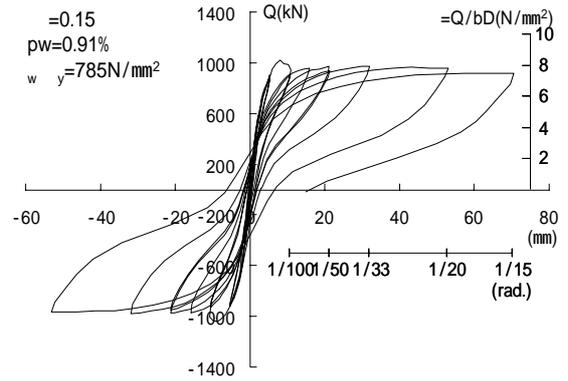


図 - 7.2 No.22 せん断力(Q) - 相対変位( )曲線

## 2.4 測定方法

図 - 6 に変位計位置図を示す。測定項目として荷重，変位，軸方向歪，主筋およびせん断補強筋の歪とし，それぞれロードセル，高感度変位計および歪ゲージにより測定した。ここで相対変位は，図 - 6 に示す DEL1H および DEL2H の平均，軸方向変位を DEL3V および DEL4V の平均とし，軸方向歪は軸方向変位を柱内法スパンで除した値とした。

## 3. 実験結果および検討

### 3.1 破壊性状および変形状

表 - 6 に実験結果一覧を示す。尚，せん断力(Q)は全て軸力による付加モーメントを考慮してあ

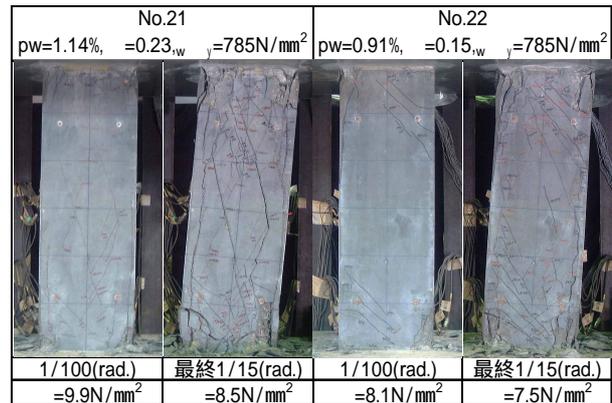


写真 - 1.1 No.21, No.22 破壊状況

る。写真 - 1.1，写真 - 1.2 に 1/100(rad.)および最終変形角における破壊状況，図 - 7.1 ~ 図 - 7.4 にせん断力(Q) - 相対変位( )曲線を示す。No.21( ρ=0.23), No.22( ρ=0.15), No.24( ρ=0.23)は，R=1/200(rad.)で柱頭柱脚部の曲げ圧縮領域にお

表 - 6 実験結果一覧

No.	曲げひび割れ発生		せん断ひび割れ発生		圧縮破壊		最大耐力		限界変形角 (rad.)	破壊モード
	Q(kN)	(mm)	Q(kN)	(mm)	Q(kN)	(mm)	Q(kN)	(mm)		
21	727	2.47	1194	9.44	591	1.85	1221	10.58	1/15以上	曲げ圧縮降伏先行型
22	545	1.98	991	9.11	903	5.29	1019	8.01	1/15以上	曲げ引張降伏先行型
23	706	2.64	1045	10.80	711	2.42	1219	9.42	1/72	曲げ圧縮破壊
24	766	2.63	1206	6.13	877	3.14	1206	6.13	1/15以上	曲げ圧縮降伏先行型
11	484	1.40	1013	8.81	884	5.29	1022	9.52	1/30	曲げ引張降伏後せん断破壊
12	655	2.04	1248	7.44	955	3.74	1262	8.07	1/67	曲げ圧縮降伏後せん断破壊
13	444	1.20	901	22.90	901	5.11	1032	10.56	1/15	曲げ引張降伏先行型

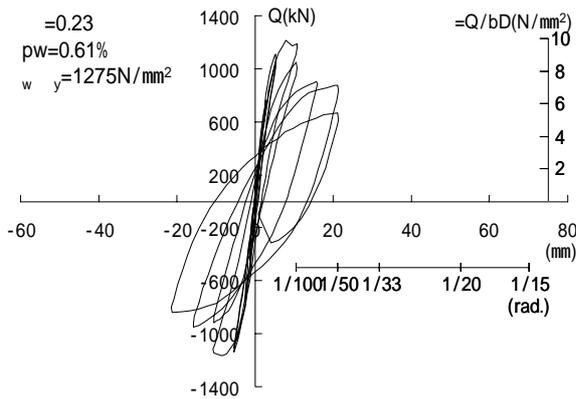


図 - 7.3 No.23 せん断力(Q) - 相対変位( $\delta$ )曲線

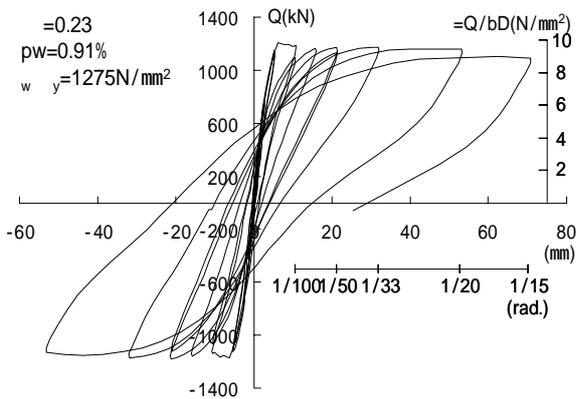


図 - 7.4 No.24 せん断力(Q) - 相対変位( $\delta$ )曲線

No.23		No.24	
pw=0.61%, $\rho=0.23, w_y=1275\text{N/mm}^2$		pw=0.91%, $\rho=0.23, w_y=1275\text{N/mm}^2$	
1/100(rad.)	最終1/50(rad.)	1/100(rad.)	最終1/15(rad.)
=9.7N/mm <sup>2</sup>	-	=9.7N/mm <sup>2</sup>	=8.9N/mm <sup>2</sup>

写真 - 1.2 No.23, No.24 破壊状況写真

いて、コンクリートの圧縮破壊が生じた。また軸力比の影響により、No.21,24 は No.22 に比べ圧縮破壊が激しく、被りコンクリートの破片が3メートル程飛散した。特に  $R=1/100(\text{rad.})$  に向かうサイクルが最も圧縮破壊が激しく、最大耐力は端部の圧縮破壊によって決定された。この時  $\sigma=10\text{N/mm}^2$  程度と高いせん断応力度レベルであるが、せん断ひび割れによる損傷は 1~2 本の 0.04mm 以下のせん断ひび割れが発生した程度であった。また普通強度のコンクリートを用いた

RC 柱部材のせん断ひび割れは、 $p_w$  が高くなるほどせん断ひび割れが分散して発生する傾向があるが、超高強度コンクリートは、 $p_w$  が高くてもせん断ひび割れが分散せずに集中して入る傾向がある。その後、変形が進むとともに端部の圧縮破壊の進行が収まり、最終サイクルまで耐力低下の見られない良好な履歴性状を示した。No.23 は、No.21,22,24 に比べ端部の圧縮破壊が激しいものの、 $R=1/100(\text{rad.})$  に向かうサイクルで最大耐力を向かえるまで、No.21,22,24 と同様な性状を示した。その後  $R= - 1/50(\text{rad.})$  に向かうサイクルで、柱頭から 1D 区間右側のせん断補強筋が主筋の座屈によって破断したが、まだ所定軸力は保持している。そして  $R= - 1/50(\text{rad.})$  の繰り返しサイクルで、柱脚部 1D 左側の主筋が座屈し軸力を保持できなくなり載荷を終了した。載荷終了後、主筋の座屈によるせん断補強筋の破断が確認された。

### 3.2 包絡線比較

図 - 8.1, 図 - 8.2 に要因別包絡線比較、図 - 9.1, 図 - 9.2 にせん断補強筋歪み分布を示す。

図 - 8.1 に、 $\rho=0.15, w_y=785\text{N/mm}^2$  を共通要因として、 $p_w$  を変動要因とした包絡線比較を示す。図 - 9.1 から、 $p_w=0.61\%$  の No.11 は、端部に比べ試験体中央部のせん断補強筋はかなり歪んでおり、 $R=1/30(\text{rad.})$  で試験体中央部のせん断補強筋が降伏すると共に中央部のせん断ひび割れが急激に口開いた。そして爆裂音と共に、せん断ひび割れを横切る全てのせん断補強筋が破断し、急激に耐力が低下しせん断破壊に至った。

それに比べ  $p_w=0.91\%$  の No.22 は、せん断補強筋が降伏することなく弾性状態を保っていたので、最終変形まで耐力低下のみられない良好な履歴性状を示した。このことから、 $p_w$  を上げることによってせん断補強筋を弾性領域に留める事が、靱性能の改善につながると言える。

図 - 8.2 に、 $\rho=0.23, p_w=0.61\%$  (せん断補強筋間隔 6cm) を共通要因として、 $w_y$  を変動要因とした包絡線比較を示す。 $w_y=785\text{N/mm}^2$  の No. 12 は、最大耐力後顕著な耐力低下を示し、 $1/50(\text{rad.})$

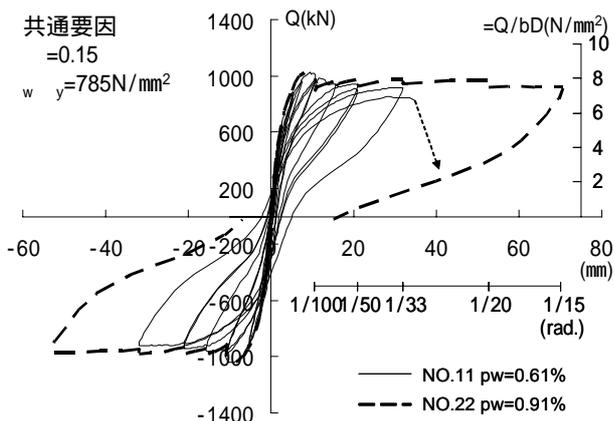


図 - 8.1 No.11 ,No.22 包絡線比較

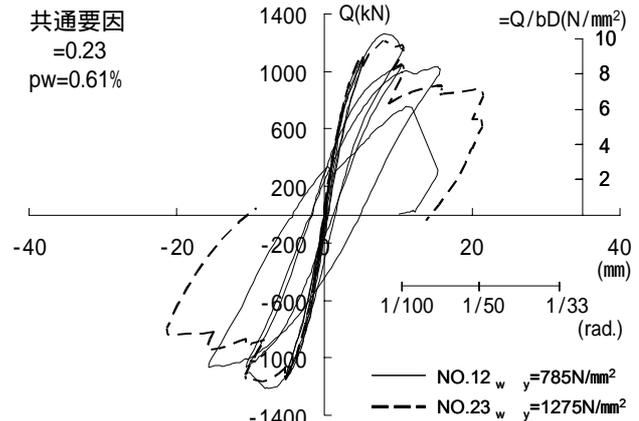


図 - 8.2 No.12 , No.23 包絡線比較

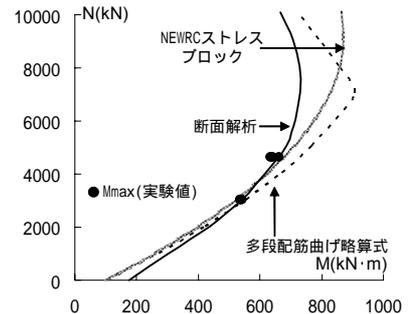
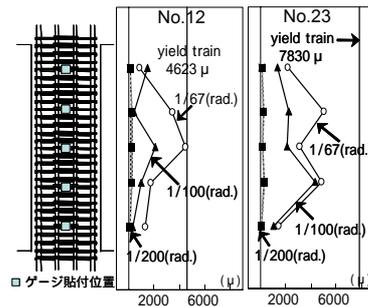
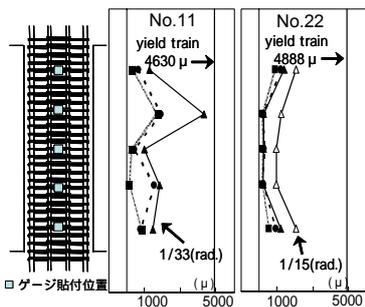


図 - 9.1 せん断補強筋歪み分布

図 - 9.2 せん断補強筋歪み分布

図 10 軸力(N) - 曲げ耐力(M)曲線

に向かうサイクルでせん断ひび割れを横切るせん断補強筋の破断により、急激にせん断破壊に至った。また、 $f_y=1275\text{N/mm}^2$ のNo.23も、最大耐力後顕著な耐力低下を示し、 $R=1/50(\text{rad.})$ で主筋の座屈により脆性的に破壊した。

そこで、図 - 9.2 より、両試験体が包絡線上で著しく耐力低下した  $1/67(\text{rad.})$ でのせん断補強筋の歪み分布を比較する。両試験体とも試験体中央部のせん断補強筋の歪みは  $5000\mu$ 程度だが、降伏強度の違いから No.12 はせん断補強筋が降伏歪みに達しているが、No.23 はせん断補強筋が降伏歪みに達していない。つまり、その後 No.23 はせん断補強筋が降伏に達するまで耐力を維持すると考えられる。しかし実際には、せん断補強筋の能力を十分発揮出来ないまま主筋の座屈によって圧縮破壊に至った。

このことから、せん断補強筋降伏強度を上げることでせん断補強筋量( $\rho_w f_y$ )を上げ、柱部材の靱性を確保しようとすると、せん断補強筋の能力を十分発揮できず主筋の座屈により脆性的に破壊してしまう恐れがある。よって、靱性を確保するためには、軸方向応力が高い場合、

主筋が座屈しないせん断補強筋間隔の設定が重要であると言える。

## 4 検討

### 4.1 曲げ耐力

2.2 の材料試験結果に基づいた終局曲げ耐力の算定は、多段配筋柱の曲げ強度略算式、ストレスブロック法(断面圧縮縁のコンクリート歪、等価応力ブロックの置換方法は NEWRC<sup>1)</sup>に基づいて算出した)、平面保持を仮定した断面解析によって算定した。なお断面解析を行うにあたり、コンクリートの  $\sigma$ - $\epsilon$  曲線は、材料試験結果から三角形分布と仮定した。また、せん断補強筋によるコンファインド効果は考慮していない。図 - 10 に各評価方法によって算出された軸力(N) - 曲げ耐力(M)曲線を示す。実験値と多段配筋柱の曲げ強度略算式との比較値は平均 0.91、実験値とストレスブロック法の計算値との比較値は平均 0.93 となり、既往の評価式では危険側に評価された。それに比べ実験値と断面解析により求めた計算値との比較値は平均 0.99 であり、かなりの精度で評価できていることが分かる。

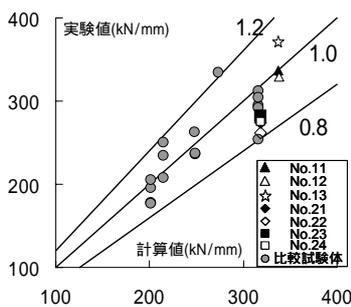


図 - 11 初期剛性比較

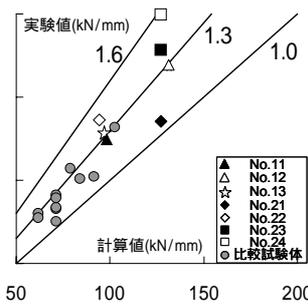


図 - 12 降伏時剛性比較

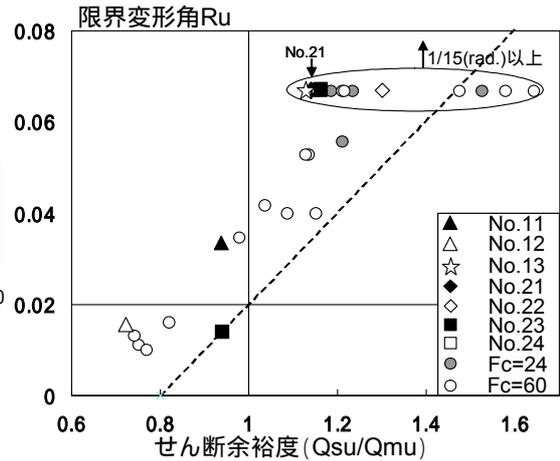


図 - 13 Ru - Qsu/Qmu 関係

## 4.2 剛性

### 4.2.1 初期剛性

図 - 11 に初期剛性の実験値と計算値の比較を表す。比較試験体として、文献 4,5)のコンクリート強度  $24\text{N/mm}^2$   $B$   $105\text{N/mm}^2$  の試験体をプロットした。比較試験体の比較値は、 $0.80 \sim 1.20$  今回の試験体の比較値は  $0.80 \sim 1.10$  となり、既往の実験と同様な分布状況であった。(柱スパンには剛域を考慮した  $L'=L+0.5D$  を用いた)

### 4.2.2 降伏時剛性

図 - 12 に降伏時剛性の実験値と計算値の比較を示す。尚、剛性低下率の算定式、比較試験体は文献 5)から引用した。

$$c \quad y/(d/D)^2 = -0.0836 + 0.159 \cdot a/D + 1.97$$

上式の適応範囲はコンクリート強度  $55\text{N/mm}^2$   $B$   $105\text{N/mm}^2$  であり、今回の実験では適応外であるが、今回コンクリート強度の範囲を拡大して評価を試みた。結果として、比較値  $1.09 \sim 1.56$ 、平均値  $1.33$  と既往の実験結果と同様な分布状況であった。

### 4.3 靱性能の評価

図 - 13 に限界変形角 ( $R_u$ ) - せん断余裕度 ( $Q_{su}/Q_{mu}$ ) の関係を示す。比較試験体は文献 4,5) から引用した。限界変形角とは、せん断力 - 相対変位曲線の包絡線上で、初めて荷重が最大耐力の  $80\%$  に低下したときの変形角とする。せん断余裕度は、終局強度型耐震設計指針 A 法非靱性式 ( $Q_{su}$ ) を多段配筋曲げ略算式から算出した曲げ耐力 ( $Q_{mu}$ ) で除した値とした。図 - 13 から、曲げ降伏後、主筋の座屈により破壊した No.23 を除くと、限界変形角とせん断余裕度には相関関係が見られる。

## 5. まとめ

$150\text{N/mm}^2$  級の超高強度コンクリートを用いた RC 柱部材の実験結果から以下の知見を得た。

- 1) せん断補強筋を弾性領域に留め、高軸方向応力下時は主筋の座屈を防止するために適切なせん断補強筋間隔を設定することで、 $f_c = 10\text{N/mm}^2$  と高レベルのせん断応力度を負担し、高靱性な部材の実現が可能であることを示した。
- 2) 部材の曲げ耐力は、コンクリートの  $\sigma - \epsilon$  関係を三角形分布にし、平面保持を仮定した断面解析により適切に評価できることを示した。
- 3) 初期剛性、降伏時剛性は、これまでに用いられている評価式を用いることで、既往の実験と同様な分布状況で評価できることを示した。
- 4) 靱性能は、限界変形角とせん断余裕度の関係により、既往の実験と同様にせん断余裕度により評価できる可能性を示した。

【謝辞】本研究実施に当たり、高周波熱錬株式会社の協力を得ました。またコンクリートの供給に大成建設株式会社、実験実施に当たっては、戸田建設(株)技術研究所の協力を得ました。ここに記して感謝の意を表します。

#### 【参考文献】

- 1) 建設省総合技術開発プロジェクト：平成 4 年度「高強度鉄筋分科会報告書」、「構造性能分科会報告書」、1993.3
- 2) 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 1990.10
- 3) 前田，松崎他：超高強度コンクリート ( $150\text{MPa}$  級) 柱部材の構造性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集 25-2, pp.325 ~ 330, 2003.7
- 4) 鹿野，松崎他：高強度せん断補強筋を用いた RC 柱部材の構造性能に関する実験的研究，日本建築学会大会梗概集 C - 2, pp.419 ~ 420 2002.8
- 5) 熊澤，松崎他：高強度材料を用いた RC 柱部材の構造性能に関する研究，日本建築学会大会梗概集 C - 2, pp.433 ~ 434, 2001.9