

論 文

[2059] 1200キロ級のコンクリートを用いたRC柱部材のせん断破壊性状

正会員○中江晃彦（大阪工業大学 大学院）

正会員 倉本 洋（鶴鴻池組 技術研究所）

正会員 南 宏一（大阪工業大学 工学部）

1. はじめに

近年、高強度コンクリートを用いた高層鉄筋コンクリート造建築物の研究開発が行われ、高強度コンクリートの普及と更なる高強度化が要望されている[1]。しかしながら、鉄筋コンクリート（以下、RCという）についての力学的性状に関する基礎資料は、高強度コンクリートを用いたRC部材では少なからず蓄積されているものの、超高強度コンクリートを用いたRC部材としては殆どない。

本研究は、建設省総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」の一環として、コンクリート強度； $\sigma_B = 1200 \text{ kgf/cm}^2$ のコンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱部材の実験を行い、せん断破壊性状について従来の $\sigma_B = 210 \sim 360 \text{ kgf/cm}^2$ 程度のものとの差異を実験的および理論的に検討するものである。特に、本論では以下の2点に注目して検討を行った。

- 1) 日本建築学会・終局強度型耐震設計指針(案)[2]の中に示されている実用せん断設計式は、 $\sigma_B = 1200 \text{ kgf/cm}^2$ の柱材に対して、どのように対比されるか。
- 2) せん断補強筋係数； $p_w \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$ というせん断補強に対する指標が高強度せん断補強筋および高強度コンクリートの組合せに対しても適用することができるか。

2. 実験

2. 1 実験計画

本実験ではコンクリート強度を $\sigma_B = 1200 \text{ kgf/cm}^2$ とし、実験変数として、軸力比、せん断補強筋比およびせん断補強筋強度を選択した。軸力比； $n (=N/(b \cdot D \cdot \sigma_B))$ は $1/6$ と $1/3$ の2種類、せん断補強筋比； p_w は 1.19% と 0.53% の2種類、およびせん断補強筋強度； σ_{wy} は 3500 kgf/cm^2 と 8000 kgf/cm^2 の2種類として、それぞれの組合せにより計6体の試験体を計画した。

表-1に計画した試験体の一覧を示す。試験体はすべて柱断面； $b \times D = 30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$ 、柱長さ； $L = 90 \text{ cm}$ とし、主筋は12-D19 (SD70)とした。図-1にせん断補強筋として D10 を

表-1 実験変数

試験体名	n	$p_w (\%)$	$\sigma_{wy} (\text{kgf/cm}^2)$	$p_w \cdot \sigma_{wy} (\text{kgf/cm}^2)$
CA12-6-1	1/6	1.19	3500	41.7
CA12-6-2		0.53	8000	42.4
CA12-6-3		1.19	8000	95.2
CA12-3-1	1/3	1.19	3500	41.7
CA12-3-2		0.53	8000	42.4
CA12-3-3		1.19	8000	95.2

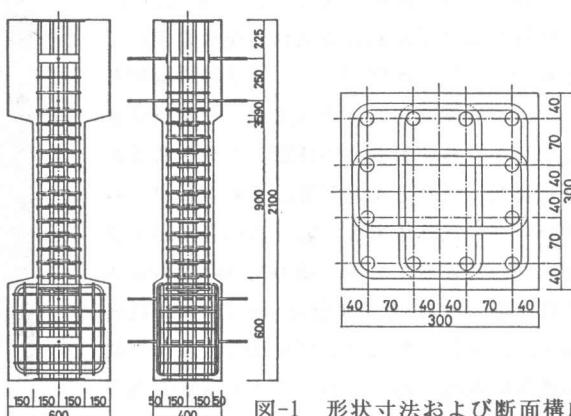


図-1 形状寸法および断面構成

表-2 コンクリートの配合表

水セメント比 $\frac{W}{C+AE}$	細骨材率 $\frac{S1+S2}{S1+S2+G}$	単位量 (kg/m ³)					
		水(W)	セメント(C)	混和剤(AE)	海砂(S1)	碎砂(S2)	碎石(G)
20.0	38.0	160	680	120	376	163	902

《備考》 セメント：普通ポルトランドセメント
混和剤：高強度用混和剤
細骨材<海砂>：兵庫県室木沖海砂
<碎砂>：兵庫県西島産碎砂
粗骨材<碎石>：兵庫県西島産碎石

用いた試験体の形状寸法および断面構成を

一例として示す。また、コンクリートの配合設計は表-2に示される調合によった。なお、使用材料の力学的特性を表-3に示す。

2. 2 実験方法

実験は、建研式加力装置を改良した載荷装置を用いて正負漸増繰り返し逆対称曲げせん断載荷によって行った。なお、実験装置の載荷能力は軸力が圧縮400tf、引張150tfで、せん断力は正載荷200tf、負100tfである。載荷プログラムは、第1ループが正負両載荷において斜張力ひび割れの発生により制御し、第2ループは変位部材角； $R=\pm 0.010\text{rad}$ において変位制御を行った。最終ループは、 $R=0.050\text{rad}$ まで載荷を行うものとし、コンクリートの圧縮破壊とともに急激な耐力低下を生じた場合、または軸力を維持できなくなった場合、せん断力の載荷を止め除荷を行った。

3. 実験結果

3. 1 破壊性状

最終破壊状況を写真-1に示す。また、表-4には初期斜張力ひび割れ荷重、変位部材角； $R=\pm 0.010\text{rad}$ における耐力、および最大耐力を示している。なお、初期斜張力ひび割れおよび最大耐力についてはその変位部材角をあわせて示している。

各試験体ともに、軸力比にかかわらず、曲げひび割れを生じたのち、柱頭および柱脚部の隅角部に斜張力ひび割れが発生し、斜張力ひび割れの伸展およびせん断ひび割れの発生を伴って最大耐力に至る、典型的なせん断破壊の様相を呈した。同一軸力比の試験体では、せん断補強筋量にかかわらず斜張力ひび割れの発生荷重および部材角にはほとんど差異は認められず、軸力比； $n=1/6$ の試験体では、 $Q_D=50\text{tf}$ 程度および $R_D=0.006\text{rad}$ 程度であり、軸力比； $n=1/3$ の試験体では、 $Q_D=80\text{tf}$ 程度および $R_D=0.007\text{rad}$ 程度であった。また、斜張力ひび割れ発生以後の破壊の進展状況は、軸力比およびせん断補強筋量の相違によってかなり異なる。せん断補強筋量

表-3 使用材料の機械的性質

(単位：kgf/cm²)

主筋	: SD70 (D19)	$\sigma_y=7509$	$\sigma_u=8876$
せん断補強筋	: SD35 (D10)	$\sigma_y=4147$	$\sigma_u=5690$
	: SD80 (D6)	$\sigma_y=7492$	$\sigma_u=8896$
	: SD80 (D10)	$\sigma_y=7810$	$\sigma_u=9934$
コンクリート	: $\rho=2.42$ (kg/l)	$\sigma_B=1160$	$\sigma_t=49$

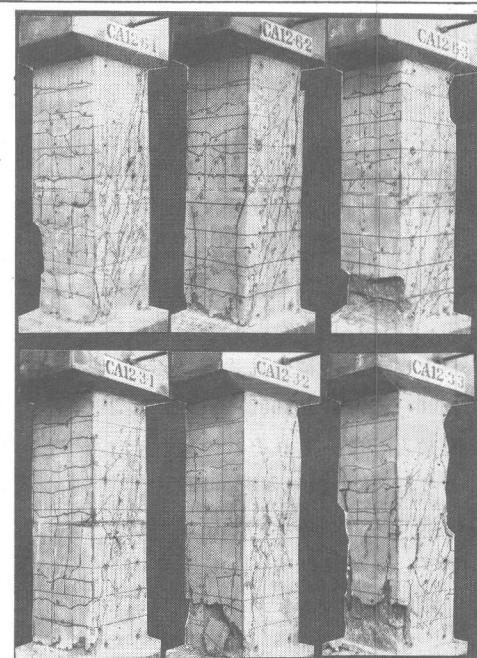


写真-1 最終破壊状況

表-4 実験値 (単位 : Q ; tf R ; $\times 10^{-2}$ rad.)

試験体名	N(tf)	斜張力ひび割れ荷重		$R = \pm 0.010$ rad.		最大耐力 Q_{max} (R)
		$+Q_D (+R_D)$	$-Q_D (-R_D)$	正載荷	負載荷	
CA12-6-1	175	50.8 (0.64)	-50.9 (-0.50)	67.1	-68.8	95.3 (2.49)
CA12-6-2		54.2 (0.61)	-46.9 (-0.45)	65.7	-63.9	81.4 (2.56)
CA12-6-3		50.0 (0.50)	-55.6 (-0.67)	66.7	-68.3	93.1 (2.56)
CA12-3-1	350	82.0 (0.73)	-83.9 (-0.81)	90.2	-90.1	96.2 (1.31)
CA12-3-2		75.3 (0.73)	-73.1 (-0.65)	85.3	-74.5	89.3 (1.00)
CA12-3-3		79.0 (0.70)	-74.1 (-0.61)	91.3	-89.9	103.2 (2.71)

にかかわらず、軸力比; $n=1/6$ の試験体では $R=0.020 \sim 0.025$ rad. で最大耐力に至り、軸力比; $n=1/3$ では、せん断補強量; $P_w \cdot \sigma_{wy} = 42 \text{ kgf/cm}^2$ の試験体は $R=0.015$ rad. で、 $P_w \cdot \sigma_{wy} = 95 \text{ kgf/cm}^2$ の試験体は $R=0.027$ rad. でそれぞれ最大耐力に至った。それ以後、各試験体とともにせん断補強量 ($P_w \cdot \sigma_{wy}$) が小さいほど、また、同一補強量でもせん断補強筋強度が大きいほど、柱中央部に生じた斜張力ひび割れの伸展をともない、早期に脆性的な破壊を生じる傾向が認められた。せん断補強量; $P_w \cdot \sigma_{wy} = 42 \text{ kgf/cm}^2$ の試験体は、軸力比およびせん断補強筋強度にかかわらず、柱材端部のコンクリートの圧縮破壊をともなうせん断圧縮破壊性状を示した。また、 $P_w \cdot \sigma_{wy} = 95 \text{ kgf/cm}^2$ に対して、軸力比; $n=1/6$ の試験体は主筋の引張降伏をともなう曲げせん断破壊性状を示し、軸力比; $n=1/3$ の試験体では主筋の圧縮降伏後にせん断補強筋が降伏し、曲げ圧縮破壊およびせん断破壊の混在した性状を示した。

3.2 履歴曲線

図-2に履歴曲線を示す。図中の点線は $P - \delta$ 効果を、実線は曲げ耐力、一点鎖線および二点鎖線は終局強度型指針(案)におけるA法およびB法の理論耐力線をそれぞれ示す。また、図中の▽印は斜張力ひび割れ発生時を示す。

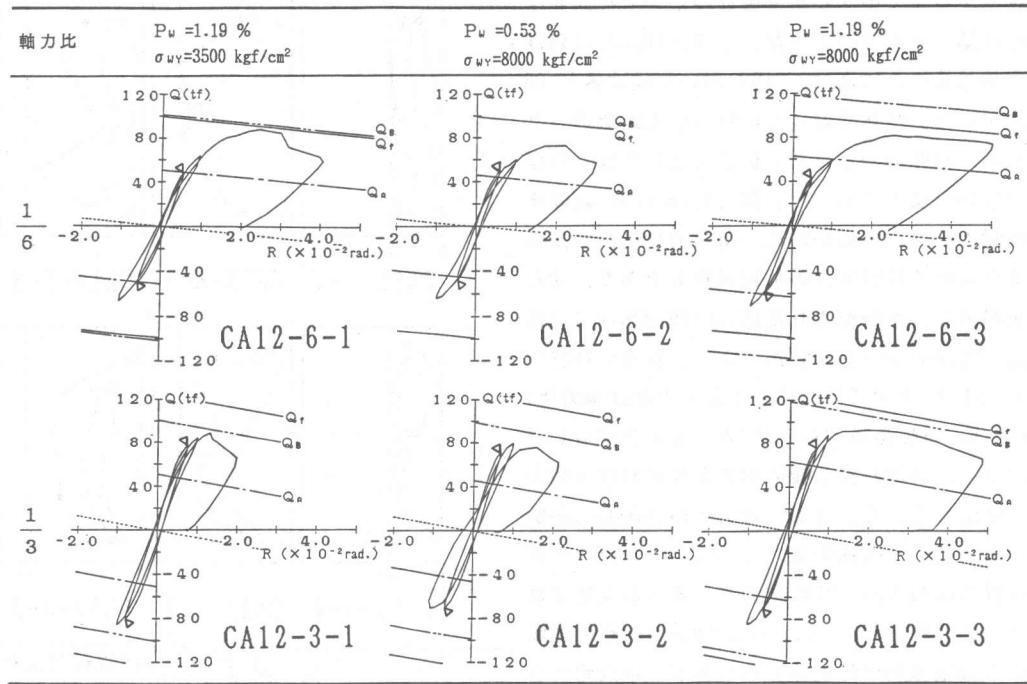


図-2 履歴曲線

Q_f ; 曲げ耐力
 Q_A ; 指針案A法
 Q_B ; 指針案B法

同一軸力比の試験体では、斜張力ひび割れが発生するまでの初期剛性は、せん断補強筋量および強度にかかわらず軸力比が大きい試験体ほど高い剛性を示す。一方、斜張力ひび割れ発生後の剛性は、軸力比およびせん断補強量の相違によってかなり異なる。せん断補強量にかかわらず、軸力比の小さい試験体が高い剛性を示し、同一軸力比の試験体ではせん断補強量が小さいほど、また、同一補強量でもせん断補強筋強度が大きいほど剛性の低下率が大きい傾向を示した。なお、軸力比; $n=1/6$ の試験体において、斜張力ひび割れ発生後および $R=\pm 0.010\text{rad}$ のループにおける除荷時の履歴は S 字形で弾性的な挙動を示した。これに対して、軸力比; $n=1/3$ の試験体では、 $R=\pm 0.010\text{rad}$ のループにおける損傷度合が $n=1/6$ に比して大きく、除荷時の履歴は直線的になり、塑性的な挙動に移行していることが認められる。

また、各試験体の最大耐力はせん断補強筋比の相違により大きく異なる。せん断補強筋比; $p_w = 0.53\%$ の試験体では $81 \sim 84\text{tf}$ であるのに対し、 $p_w = 1.19\%$ の試験体は 95tf 程度であった。なお、試験体 CA12-3-3 のみ 103tf と高い最大耐力を示した。変形能力に関しては、せん断補強量にかかわらず軸力比の低い試験体の方が大きい傾向を示した。なお、同一軸力比の試験体では、せん断補強量の多いほど、また、同一せん断補強量でもせん断補強筋強度の小さいほど変形能力は大きくなる傾向にある。

3. 3 せん断補強筋の応力度分布

図-3にせん断補強筋の応力度分布を示す。図中の○、□および●印は、斜張力ひび割れ発生時、変位部材角; $R=0.010\text{rad}$ および最大耐力時におけるせん断補強筋の応力度を示し、破線は降伏応力度を表す。

同一軸力比の試験体では、斜張力ひび割れが発生するまでのせん断補強筋の応力度に大きな差は認められない。また、 $R=0.010\text{rad}$ における補強筋の応力度は、D10を用いた試験体と D6 を用いた試験体において倍程度の差が認められるが、補強筋一本当たりの伝達力としては、ほぼ等しい引張力を示した。軸力比; $n=1/3$ の試験体は軸力レベルが高いため、斜張力ひび割れ発生時におけるひび割れの拡幅が顕著であり、せん断補強筋に再分配された応力は軸力比; $n=1/6$ に比して高い傾向を示した。また、斜張力ひび割れ発生後、 $R=0.010\text{rad}$ までの応力度は軸力比; $n=1/6$ の試験体の方が $n=1/3$ のものより進展しており、ひび割れ発生後の耐力上昇における傾向と対応している。なお、軸力比のいかんにかかわらず、せん断補強量; $p_w \cdot \sigma_{wy} = 42\text{kgf/cm}^2$ の試験体は最大耐力時に補強筋の降伏が確認された。これに対して、 $p_w \cdot \sigma_{wy} = 95\text{kgf/cm}^2$ の試験体では補強筋の降伏が認められず、最大耐力以降も脆性的な破壊を生ずることなく、大きな変形性能を示した。

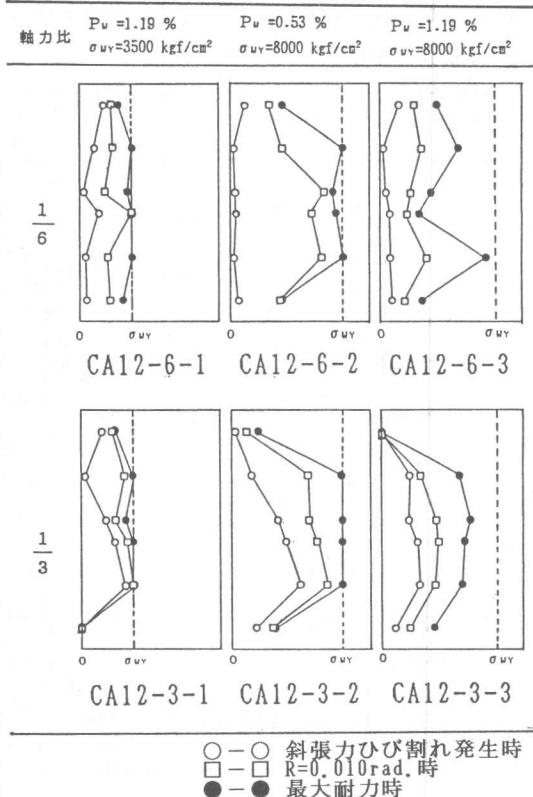


図-3 せん断補強筋の応力度分布

3. 4 パネルの変形成分

図-4に試験体前面の三つのパネルにおける変形の推移状況を示す。図中の点線は変形前を、一点鎖線はR=0.010rad.時、実線はR=0.020rad.時における変形状態をそれぞれ示す。

実験変数のいかんにかかわらず、R=0.010rad.時における変形状態は、各試験体ともほぼ等しく、せん断変形成分の卓越した推移状況を示した。これに対して、R=0.020rad.時の変形状態はせん断補強量により異なり、 $P_w \cdot \sigma_{wy} = 95 \text{ kgf/cm}^2$ の試験体は、上下のパネルにおいて曲げ変形の進展がみられ、せん断変形だけでなく曲げ変形の混在した性状を示した。また、軸力比;n=1/3、かつ、せん断補強量; $P_w \cdot \sigma_{wy} = 42 \text{ kgf/cm}^2$ の試験体は、中央パネルにおける水平成分が顕著に推移し、試験体中央部における斜張力ひび割れの伸展が激しく脆性的な破壊であったことを示している。前節に示されるように、R=0.01~0.015rad.で補強筋の降伏が認められた試験体でも、軸力比の違いにより補強筋降伏後の韌性が異なり、軸力比;n=1/3の試験体は R=0.020 rad.以前に脆性的な破壊を起こしたが、n=1/6の試験体はR=0.020rad.以降に最大耐力に至った。補強筋降伏後の変形性能は作用軸力に大きく影響することが示された。

4. 理論解析の検討

図-5に式(1)および(2)から算定した弾性論に基づく斜張力ひび割れ荷重と軸力の関係および実験値との比較を示す。

$$\tau_m = \sqrt{\sigma \cdot \sigma_t + \sigma_t^2} \quad \cdots (1)$$

$$Q_D = \frac{\tau_m}{1.5} b \cdot D \quad \cdots (2)$$

また、図-6(a)および(b)に曲げ耐力計算値および終局強度型指針(案)A法およびB法によるせん断耐力計算値と実験値の比較を $Q - P_w \cdot \sigma_{wy}$ 関係を用いて示す。ここで、 $\sigma_B \geq 700 \text{ kgf/cm}^2$ より A法のコンクリート有効強度の値は、 $\nu \cdot \sigma_B = 245 \text{ kgf/cm}^2$ とし、頭打ちにしている。

斜張力ひび割れは、補強筋量に関係せず、軸力比;n=1/6の試験体では理論値の80%程度で、軸力比;n=1/6の試験体では90%程度でそれぞれ発生した。 $\sigma_B = 1200 \text{ kgf/cm}^2$ のコンクリートを用いた柱部材に対して、斜張力ひび割れ荷重は、弾性論に基づいた解析値とよい対応を示している。

最大耐力に関しては、各試験体ともに曲げ耐力計算値に達しておらず、A法とB法の間にあるが、B法に近い傾向を示した。普通強度のせん断補強筋を用いた試験体CA12-6-1およびCA12-3-1の最大耐力は、B法による理論耐力とほぼ等しいが、高強度のせん断補強筋を用いたCA12-6-2、

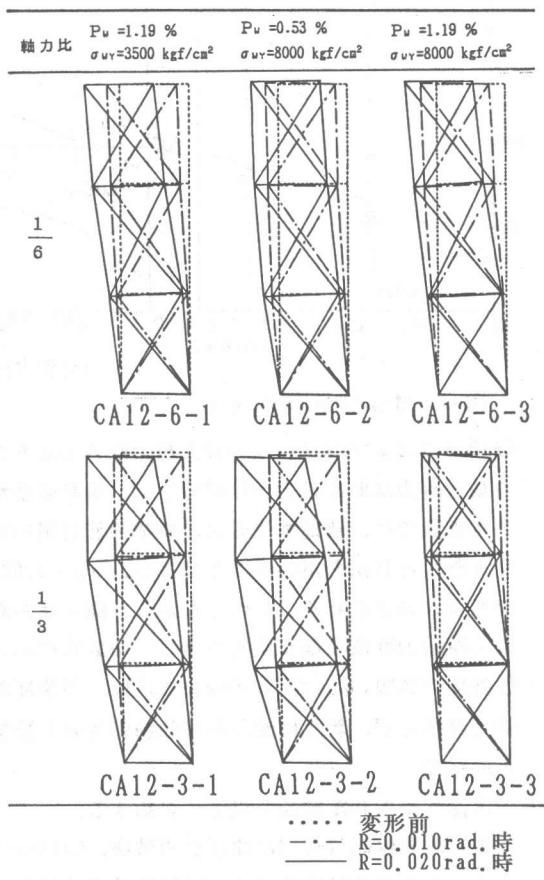


図-4 パネルの変形状態

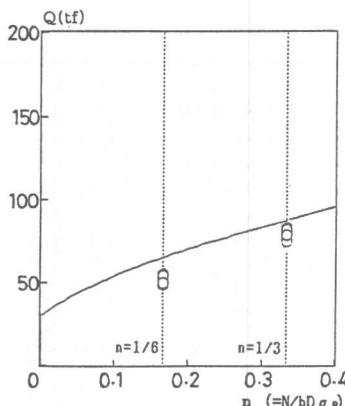
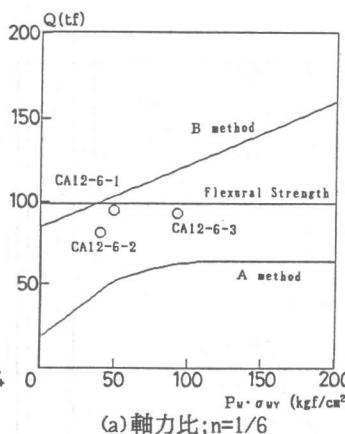
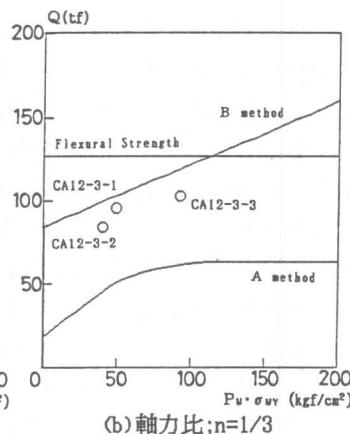


図-5 斜張力ひび割れ耐力



(a) 軸力比; n=1/6



(b) 軸力比; n=1/3

図-6 Q - $P_u \cdot \sigma_{WY}$ 関係

CA12-3-2およびCA12-3-3の最大耐力はB法より2割程度低い値を示した。なお、試験体CA12-6-3の最大耐力は曲げ耐力とほぼ等しく、最終破壊が曲げ破壊性状を呈していることと対応している。

本実験では、普通強度のせん断補強筋を用いた試験体に対しては、終局強度型指針案のA法よりもむしろB法を用いることにより、 $\sigma_B = 1200 \text{ kgf/cm}^2$ の柱部材に対しても耐力の評価が可能であると考えられる。しかしながら、同一せん断補強量では、高強度のせん断補強筋を用いることせん断耐力は低くなる傾向を示し、指針案に示されるコンクリート強度を変数としたせん断補強筋強度の制限; $\sigma_{WY} \leq 25 \cdot \sigma_B \text{ kgf/cm}^2$ は、高強度および超高強度コンクリートを用いた場合には有効とは言えず、新たにせん断補強筋強度の上限を設ける必要がある。

5. 結論

本論で得られた結論を以下に要約する。

- 1) 試験体CA12-6-3は曲げ引張破壊、CA12-3-3は曲げ圧壊とせん断破壊の混在した破壊性状を、他の試験体はせん断圧縮破壊性状を示してそれぞれ最終破壊を迎えた。
- 2) 初期剛性および斜張力ひび割れ荷重は、せん断補強筋量および強度にかかわらず軸力比の大きい試験体ほど高い。なお、斜張力ひび割れ荷重は、弾性論に基づく解析によってほぼ評価できた。
- 3) 同一軸力比の試験体では、せん断補強量が少ないほど、また、同一補強量でもせん断補強筋強度が大きいほど、最大耐力および変形能力が低く、脆性的な破壊を生じた。
- 4) 軸力比の高い試験体では、斜張力ひび割れ発生時までの剛性は高く、斜張力ひび割れ発生後の剛性低下は大きい傾向を示した。超高強度のコンクリートを用いた柱部材においても脆性的な破壊に軸力比が深く影響していることが示された。
- 5) $\sigma_B = 1200 \text{ kgf/cm}^2$ のコンクリートを用いた柱部材に対しても、普通強度のせん断補強筋を併用したものには、終局強度型指針(案)におけるB法を用いてその耐力を評価することが可能である。
- 6) 超高強度のコンクリートを用いた場合、高強度のせん断補強筋を用いた柱部材に対し、指針案によるせん断補強筋強度の制限は有効と言えず、新たにせん断補強筋強度の上限を設ける必要がある。

【参考文献】

- [1] 平石久廣:ニューR/Cへの挑戦、コンクリート工学、Vol. 26 No. 1, 1988, pp. 83-86
- [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(案)・同解説、1988, 337pp