

[83] 鉄筋コンクリート短柱のせん断破壊防止とじん性向上に関する実験的研究

正会員 ○山 本 泰 稔 (芝浦工業大学建築学科)

横 浜 茂 之 (芝浦工業大学大学院)

1. 序

R C 短柱に関する前回までの一連の研究で、曲げ降伏時強度に対するせん断破壊時強度の比を大きくとって、じん性を増大させることを工夫し、主筋を断面の中央に配置する、いわゆる中央集中配筋柱を提案してきた。¹⁾ R C 造 5 . 6 階建ての 1 階内柱のように、かなり大きい鉛直荷重をうける短柱の実験から、中央集中配筋柱は同一の引張鉄筋比をもつ慣用配筋柱よりもじん性が勝れ、また、終局強度もそれ程差のないことを示してきた。さらに、中央集中配筋柱と慣用配筋柱の両者に適用できる終局時曲げ強度と終局せん断強度の算出方法を提案し、曲げ破壊がせん断破壊に先行して、じん性のある部材となりうる限界シアスパン比は $(a/D)_{cr} \approx 0.75$ であろうと推定し、0.75 を下まわる短柱がある建物の設計は、じん性を期待しない強度設計が必要となることを強調してきた。²⁾

今回は、上記 $(a/D) = 0.75$ の短柱を慣用配筋柱 1 体、配筋方法の異なる中央集中配筋柱 3 体の合計 4 体製作してせん断実験を行い、最大荷重に近い状態の性状を比較検討したので、その結果を報告する。

2. 実験体の概要

各実験体の配筋方法の概要を図 1 に示す。すべての実験体の引張鉄筋は 2-D13 ($P_t = 0.41\%$) となっている。S-5 は慣用配筋、D-2 は主筋を中央に集めて相互の間隔が 6 cm となるようにした配筋、X-3 および X-4 は柱頭・柱脚の両端部で主筋を断面中央に 35° 折り曲げてクロスさせた配筋となっている。

横拘束筋としては 9φ@45.5 のスパイラルを用いた。

S-5、D-2 および X-3 は正方形、X-4 は円形である。

各実験体に共通な項目は、

コンクリート断面：B×D = 25 cm×25 cm

試験部分のせん断スパン： $h_0 = 37.5$ cm

目標コンクリート圧縮強度： $F_c = 21.0 \text{ Kg/cm}^2$

鉄筋：SD30 (主筋)，SR24 (横拘束筋)

軸方向荷重： $N/BD = F_c/4 = 5.25 \text{ Kg/cm}^2$

である。

3. 使用材料の性質

a) 鉄筋：本実験に使用した鉄筋の力学的性質を表 1 に示す。

b) コンクリート：実験実施期間中の材令 63～73 日におけるシリンダー 100φ×200^h の試験結果は、 $\sigma_{max} = 28.8 \text{ Kg/cm}^2$ 、 $\sigma_{sp} = 21.2 \text{ Kg/cm}^2$ 、 $E_{1/3} = 2.28 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$ である。粗骨材は最大寸法 10 mm の豆砂利である。

4. 実験方法

32.8 ton の定軸力下で大野式逆対称加力実験を行った。加力装置、測定器具は前回と同じものを使用した。¹⁾

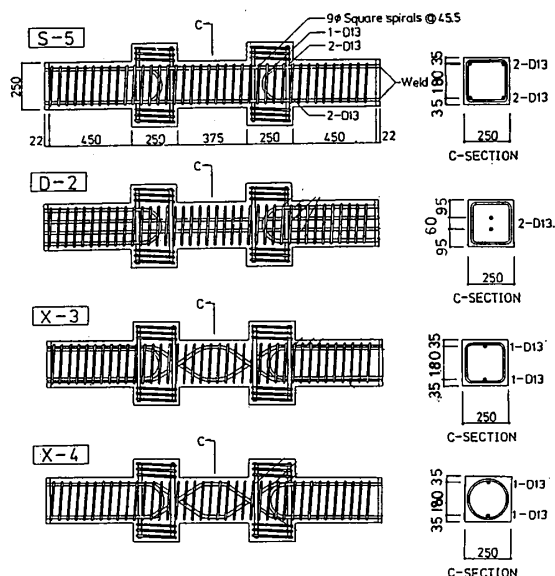


図 1 実験体の配筋図

表 1 鉄筋の性質

	A_s (cm^2)	E_s (10^4 Kg/cm^2)	σ_y (Kg/cm^2)	σ_{max} (Kg/cm^2)	のび率 (%)
9φ	0.62	2.04	3.23	4.31	20.1
D13	1.27	2.10	3.78	5.10	(11.3)

加力は $0.7P_y$ 時の荷重で 1 回、それ以降は P_y 時の変形を基準にとってその整数倍の変形で各 3 回づつくり返した。

5. 実験結果

各実験体の荷重-変形特性を図 2 に、また実験終了時におけるひび割れ発生状況を写真 1 に示す。実際のコンクリート圧縮強度は当初の予想より大巾に高くなったので P_y の値が推定できず、はじめに実験した S-5 の降伏に至るまでの繰り返し回数が多くなった。

全ての実験体は材端部の引張側に曲げひび割れが円弧を描きながら発生し、せん断ひび割れはスパン中央部から対角線上に発生した。曲げひび割れの発生荷重 P_{Bc} がどの実験体も 20t 付近であったのに対し、せん断ひび割れ荷重 P_{Sc} は慣用配筋柱が最も低く、クロス配筋した中央集中配筋柱は高くなった(表 2 参照)。一般に主筋量がせん断ひび割れ荷重に影響を与える場合は少ないが、クロス配筋の X-3, X-4 の P_{Sc} の平均値は慣用配筋柱 S-5 に比べ 20~28% 高くなった。また、 P_{Sc} 時のたわみも S-5 に比べて 2.8~3.8 倍大きくなった。

S-5 は徐々に開いた斜ひび割れ巾が広がった時点(+22 回, $P=44.2t$)で新たに曲げせん断ひび割れが発生した後、圧縮側のカバーコンクリートが剥

落して急激な耐力低下がおこってせん断圧壊した。D-2 は(-) P_{max} 時にせん断ひび割れ面に迂りが生じてカバーコンクリートが剥落し、耐力低下がおこった。全主筋量が S-5 の半分であるにも拘わらず P_{max} はかえって高くなったのが特徴である。X-3 は荷重が高くなってでもせん断ひび割れは拡がらず、代りに、材端から約 5cm 離れたところに発生した曲げひび割れが(-)荷重で拡がり、圧縮側カバーコンクリートが剥落した。この試験体は曲げ圧壊したために、 P_{max} 時の変形が他の試験体に比べて非常に大きかった。X-4 はスパン中央部から対角線状にひび割れが発生

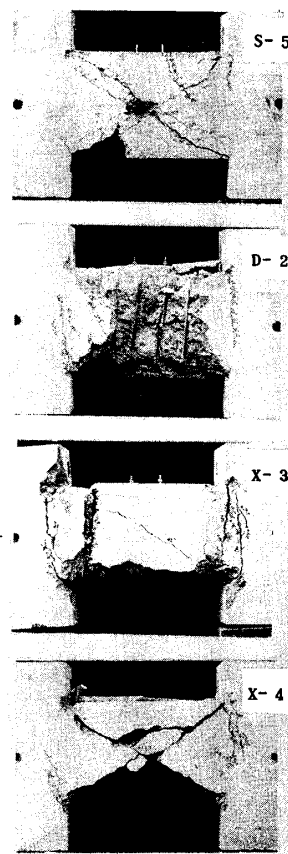
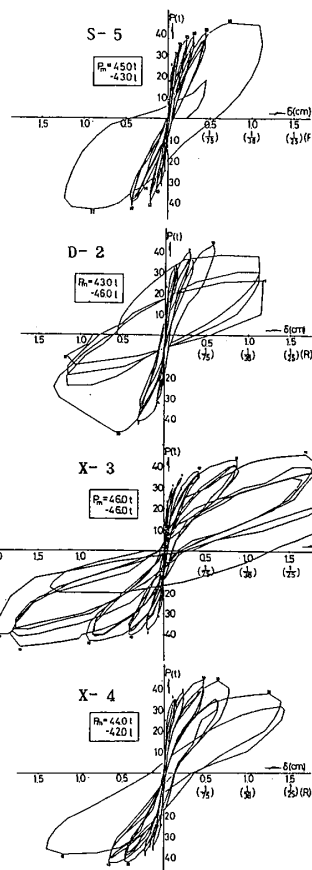


図 2 荷重-変形曲線 写真 1 最終ひび割れ状況

表 2 実験結果一覧

		強 度									た わ み					
		曲げひびわれ時			せん断ひびわれ時			終 局 強 度 時			曲げひびわれ時		せん断ひびわれ時		終局強度時	
記 号		P_{Bc} (t)	Q_{Bc} (t)	Q_{Bc}/BD (kg/cm ²)	P_{Sc} (t)	Q_{Sc} (t)	Q_{Sc}/BD (kg/cm ²)	P_m (t)	Q_m (t)	Q_m/BD (kg/cm ²)	δ_{Bc} (cm)	R	δ_{Sc} (cm)	R	δ_m (cm)	R
S-5	+	20.0	10.9	17.4	35.0	19.1	30.6	45.0	24.5	39.2	0.035	9.3	0.183	48.8	0.724	193.1
	-	23.0	12.5	20.0	31.5	17.2	27.5	43.0	23.4	37.4	0.038	10.1	0.129	34.4	0.906	241.6
	Ave	21.5	11.7	18.7	33.3	18.2	29.1	44.0	24.0	38.3	0.037	9.7	0.156	41.6	0.185	217.4
D-2	+	20.0	10.9	17.4	36.0	19.6	31.4	43.0	23.4	37.4	0.039	10.4	0.081	21.6	0.565	150.7
	-	20.0	10.9	17.4	32.0	17.4	27.8	46.0	25.1	40.2	0.012	3.2	0.215	57.3	0.590	157.3
	Ave	20.0	10.9	17.4	34.0	18.5	29.6	44.5	24.3	38.8	0.026	6.8	0.148	39.5	0.578	154.0
X-3	+	22.0	12.0	19.2	42.0	22.9	36.6	46.0	25.1	40.2	0.046	12.3	0.725	193.3	1.700	453.3
	-	22.0	12.0	19.2	38.0	20.7	33.1	46.0	25.1	40.2	0.016	4.3	0.135	36.0	1.715	457.3
	Ave	22.0	12.0	19.2	40.0	21.8	34.9	46.0	25.1	40.2	0.031	8.3	0.430	114.7	1.708	455.3
X-4	+	20.0	10.9	17.4	43.5	23.7	37.9	44.0	24.0	38.4	0.025	6.7	0.640	170.7	0.467	124.5
	-	20.0	10.9	17.4	42.0	22.9	36.6	42.0	22.9	36.6	0.024	6.4	0.560	149.3	0.659	175.7
	Ave	20.0	10.9	17.4	42.8	23.3	37.3	43.0	23.5	37.5	0.025	6.6	0.600	160.0	0.563	150.1

した後、最大荷重に達し変形がすすむとカバーコンクリートが剝落した。主筋はX-3と同じ配筋であるが、横補強筋が円形スパイラルであるためカバーコンクリートの断面積が大きく、カバーコンクリートが剝落すると耐力低下が著しくなった。ただし、コアコンクリートの損傷程度は軽微であった。

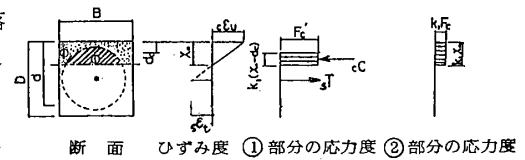


図3 X-4柱の仮定応力ブロック

6 理論値の計算

6.1 終局曲げ強度時せん断力 Q_{BU} の決定

ここで用いる終局時曲げモーメント M_{BU} の計算方法については既に述べてきたから²⁾、円形スパイラル配筋のX-4についてのみ補足を行う。図3に示すように、平面保持の仮定に基づき材軸方向の釣合式をたてて中立軸位置 x_n を決定し、塑性図心のまわりの抵抗モーメント M_{BU} を求めるのであるが、コアコンクリートとカバーコンクリートの両方が有効に働くものと考えている。コアコンクリートの圧縮強度 F'_c は BLUME らが提案した次式による。

$$F'_c = 0.85 F_c + 8.2 a_w f_y / a_s \cdot R' \quad (1) \quad \text{ここに、} R' : \text{コアコンクリート円形部分の直径}$$

Q_{BU} は材端モーメント M_{BU} から、 $Q_{BU} = 2 M_{BU} / h_o$ (ここに、 h_o : 短柱のクリアースパン) とおいて求めた。

6.2 終局せん断強度 Q_{SU} の決定

先づ、終局せん断応力度 τ_{SU} は式(2)とおいて求めた。

$$\tau_{SU} = f \{ (F'_c, \rho f_y + \sigma_N), a/D, \phi \} = \tau_o k_{av} \phi = 0.381 \tau_o \quad (2) \quad \text{ここに、} \rho : \text{主筋全断面積の}$$

コンクリート有効断面積に対する比、 f_y : 主筋の降伏応力度、 ϕ : 繰返し回数による強度低下率 (= 0.80)、 k_{av} : a/D に対する補正係数 (0.477)

τ_o の値は MATTOCK の近以崩壊包絡線を用いると、 F'_c と $\rho f_y + \sigma_N$ によって図4a) から、また、 k_{av} の値は a/D の変化に対し同図b) から求めることができる。 Q_{SU} の値は式(2)の τ_{SU} を用いて表わす。

$$Q_{SU} = \tau_{SU} \cdot A_e \quad (3) \quad \text{ここに、} A_e : \text{横補強筋の拘束効果を考慮したコンクリートの有効断面積}$$

7 実験結果とその検討

7.1 降伏強度に関する検討

表3は $P \sim \delta$ 関係の包絡線における曲率が最大の点を降伏点と定めてえた降伏荷重 P_y 、せん断力 Q_y 、たわみ δ_y および材端部の曲率 ϕ_y の値である。中央集中配筋柱の主筋量は慣用配筋柱の半分であるが、 P_y は慣用配筋柱の90%以上の値となっている。また、表2の Q_{sc} との関係から、S-5およびD-2はせん断ひび割れの方が曲げ降伏より先に発生するのに対し、X-3およびX-4は曲げ降伏した後でせん断ひび割れが発生し、クロス配筋はせん断ひび割れ発生を遅らせる効果があることを示唆している。

表3 降伏荷重時の性状

記号		P_y (t)	Q_y (t)	δ_y (cm)	ϕ_y (10^{-2} cm)
S-5	+	37.5	20.4	0.223	0.24
	-	39.5	21.5	0.215	0.29
	Ave	38.5	21.0	0.219	0.27
D-2	+	35.0	19.1	0.194	0.24
	-	36.0	19.6	0.123	0.29
	Ave	35.5	19.4	0.159	0.27
X-3	+	34.7	18.9	0.216	0.28
	-	36.0	19.6	0.150	0.29
	Ave	35.4	19.3	0.183	0.29
X-4	+	35.0	19.1	0.114	0.18
	-	35.0	19.1	0.136	0.23
	Ave	35.0	19.1	0.125	0.21

7.2 終局強度に関する実験値と理論値との比較

実験からえた Q_{max} の値は正負荷重の平均値をとって表4に再録してある。降伏荷重時とは異なり、 Q_{max} はX-3が一番大きくなった。理論値は Q_{SU} と Q_{BU} のうち小さい方が終局時せん断力となる。表から慣用配筋柱は Q_{SU} の方が低く、中央集中配筋柱は Q_{BU} の方が低くなる。従って理論値は中央集中配筋柱が曲げ破壊先行形であることを示している。実験値は

表4 終局時における実験値と理論値

配筋状態	実験体記号	実験値		理論値			実験値 理論値
		Q_{max} (t)	破壊モード	Q_{su} (t)	Q_{bu} (t)	破壊モード	
慣用	S-5	24.0	曲げ降伏 せん断圧壊	26.0	27.0	せん断	0.92
中央集中	D-2	24.3	せん断	24.1	21.2	曲げ	1.15
	X-3	25.1	曲げ圧壊	24.1	20.6	曲げ	1.22
	X-4	23.5	曲げ圧壊	24.8	20.5	曲げ	1.15

S-5とD-2が曲げ降伏はするもののせん断破壊の時期は早く、それぞれ $\delta_{su} = 0.78 \text{ cm}$ ($R=1/48$), 0.59 ($R=1/63.6$) となったのに対し、X-3とX-4のクロス配筋の場合は破壊の時期が遅延し、それぞれ $\delta_{BU} = 1.96 \text{ cm}$ ($R=1/19$), 1.21 ($R=1/30$) となった。過去、 $a/D = 0.75$ で主筋1-D19を断面中央に配筋した例²⁾(C-3)があるが、その時は $\delta_{BU} = 1.66 \text{ cm}$ ($R=1/23$)であったから、中央集中配筋柱でもD-2のように主筋が断面の中央からはずれたもののじん性は良くないといえる。 $a/D = 0.75$ では中央集中配筋状態が悪くなると、理論値 Q_{su} と Q_{BU} の比較だけでは破壊モードの推定が困難となる場合のあることがわかった。ただし終局強度の値の推定は充分可能である。

7.3 コンクリートの圧縮ひずみ度に対する検討

材端部コンクリート外縁上の伸縮量(標点距離 15 cm)を DG によって測定し、各荷重段階ごとの圧縮ひずみ度を求めてプロットした(図5)。図中の点線は曲げひび割れ発生時ひずみ度、 $\epsilon_c = 0.3\%$ 、 1.0% 時のせん断理論値を結んだものである。全ての実験体の圧縮ひずみ度は P_{max} 時に 1.0% をこえているのがわかる。特にじん性の勝れているX-3の場合には 2% をこえても耐力低下を生じていないことが観測される。このように本実験においては、じん性と ϵ_c とは密接な関係のあることが確認された。

7.4 中立軸位置についての検討

平面保持の仮定に基づき、材端部の中立軸位置 x_n を荷重段階ごとにプロットした(図6)。荷重が高くなるほど x_n の値は小さくなっていく様子がわかる。 Q_{max} 時の x_n の値は全て 5 cm 前後であるが、S-5やD-2の場合は Q_{max} 時の実測値が理論値ほどには上がらないのに対し、X-3やX-4の場合は Q_{max} の値が理論値を上まわっている。前述のごとくX-3、X-4の場合は圧縮ひずみ度も大きかったことと考えあわせると、X-3とX-4は曲げ圧壊といえる状態にあるのに対し、S-5とD-2は曲げ変形が大きくなって曲げ圧壊する前にせん断破壊したものと推定することができる。

8 結論

中央集中クロス配筋柱X-3は曲げ破壊が先行して勝れたじん性をもち、耐力低下がほとんどおこらない状態で部材角 $R \approx 1/20$ の変形が可能であることがわかった。今回の実験によっても、当初予想したように $0.18 F_c$ の軸力をうける短柱がじん性のある破壊をするための限界シアスパン比は $(a/D) = 0.75$ 程度であることが実証された。

参考文献 1) 山本：鉄筋コンクリート短柱のせん断破壊遅延法に関する実験的研究，第2回コンクリート工学年次講演会講演論文集，1980年6月，2) 山本・横浜・浜田・梅村：同上題名 その3およびその4，日本建築学会学術講演梗概集，昭和56年9月。

謝辞 本研究は芝浦工業大学 梅村魁教授・浜田大蔵教授指導の下に行った。ここに謝意を表する次第である。

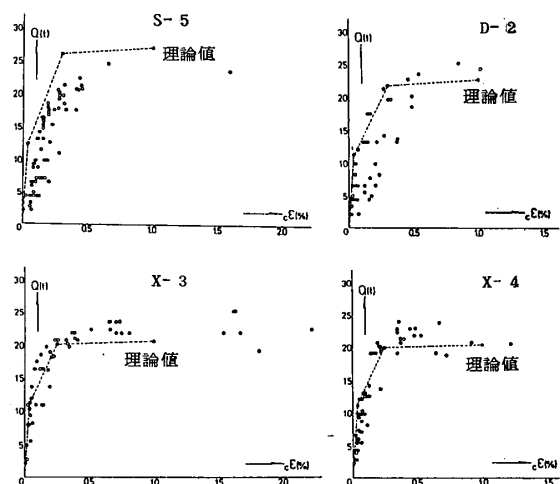


図5 各実験体の $Q \sim \epsilon_c$ 特性

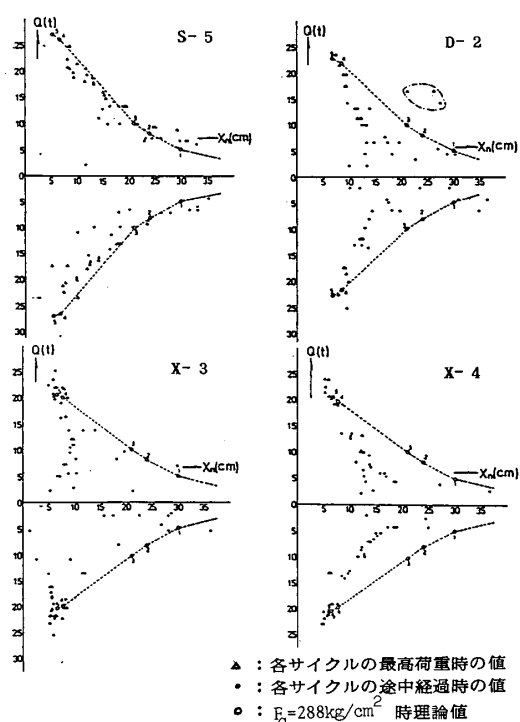


図6 各実験体の $Q \sim x_n$ 関係図

- ▲ : 各サイクルの最高荷重時の値
- : 各サイクルの途中経過時の値
- : $F_c = 288 \text{ kg/cm}^2$ 時理論値