[114]　主筋を中央集中配筋したＲＣ短柱のせん断破壊防止に関する実験的研究

正会員　○山本泰稔（芝浦工業大学）
横浜茂之（芝浦工業大学）

1.　まえがき

前回報告の短柱のせん断破壊遅延に関する予備実験[1)]で，シアスパン比ａ／Ｄ＝１.０，軸力$\sigma_n \fallingdotseq$ Fc／４の柱に主筋量Pt＝０.６１％を中央集中配筋すれば，慣用配筋法の短柱に比べて，ⅰ）曲げ破壊優先型の破壊モードとすることが容易である。ⅱ）靱性が増し，部材角Ｒ≒１／５０付近まで耐力低下が生じない，ⅲ）主筋のかぶり厚さを増すことができるので，付着割裂や主筋座屈の可能性を最大限抑制できる，ⅳ）主筋量を標準配筋柱の半分に減らしても曲げ耐力の減少は僅かである，ことなどを実験的に明らかにしてきた。そしてこれらの曲げ及びせん断強度を求めるためには，新らしい計算方法の導入が必要であることも指摘した。

引き続きａ／Ｄ＝１.０の場合について実験を行ったが，ここではそのうち，せん断補強法をかえた中央集中配筋柱４体と，標準配筋柱１体との比較を行い，破壊性状の相違を検討する。その結果，主筋を柱の両端でクロスさせた中央集中配筋の実験体は，せん断ひびわれ発生を起さない完全な曲げ破壊優先型の破壊モードとなったこと，また，フープ及び溶接金網の横拘束効果によるコアコンクリートの強度上昇を考慮すれば，短柱の曲げ及びせん断終局強度の推定が可能となることを示したい。

2.　実験体の概要

各実験体の配筋方法の概要を表１と図１に示す。中央集中配筋柱の主筋は，基本的には標準配筋柱の半分となるように配筋してある。また，横拘束筋としては角スパイラルフープを用いた。ただし，中央集中配筋柱には，コアコンクリートの横拘束効果を高め靱性を改良する目的で溶接金網も使用しているが，曲げ耐力の上昇を防ぐために剛域部への定着は行っていない。

以下各実験体に共通な項目を要約して示す。

ⅰ）コンクリート断面：Ｂ×Ｄ＝２５㎝×２５㎝

ⅱ）コンクリート強度：Fc＝２１０㎏／㎠目標

ⅲ）鉄筋：ＳＤ３０（主筋），ＳＲ２４（帯筋）

ⅳ）軸方向荷重：Ｎ／ＢＤ＝Fc／４＝５２.５㎏／㎠

Ⅴ）帯筋：９ø角スパイラル

中央集中配筋のうち，Ｘ－２実験体は，主筋を柱の両端部でクロスさせることによりせん断耐力を高めて，曲げ破壊優先型の破壊モードとなるように設計したものである。

3.　使用材料の性質

ａ）鋼材：構造用鋼材の力学的性質を表２に示す。

ｂ）コンクリート：最大寸法１０㎜の豆砂利を粗骨材として用いた設計基準強度２１０㎏／㎠のレミコンを打設した。シリンダー１００ø×２００ℎの試験結果を表３に示す。実験は，材令２６～４４日の間で行ったが，コンクリート圧縮強度は水中養生及び空中養生のものとも，材令による強度上昇がなかっ

表１　　実験体の種類と配筋方法

実験体記号	主筋		せん断補強法	
	種類	配筋量	種類	配筋量
Ｓ－３	慣用配筋	2-D13(0.41)%	角スパイラル筋	2-9ϕ 45.5@
Ｃ－４	中央集中配筋	1-D19(0.46)	角スパイラル筋 端部ワイヤメッシュ	2-9ϕ 45.5@ 3ϕ 50@
Ｇ－５	中央集中配筋	1-D19(0.46)	角スパイラル筋 中央部ワイヤメッシュ	2-9ϕ 45.5@ 3ϕ 50@
Ｃ－６	中央集中配筋	1-D19(0.46)	角スパイラル筋 端部ワイヤメッシュ	2-9ϕ 90@ 3ϕ 50@
Ｘ－２	両端クロス配筋	2-D13(0.41)	角スパイラル筋 端部ワイヤメッシュ	2-9ϕ 45.5@ 3ϕ 50@

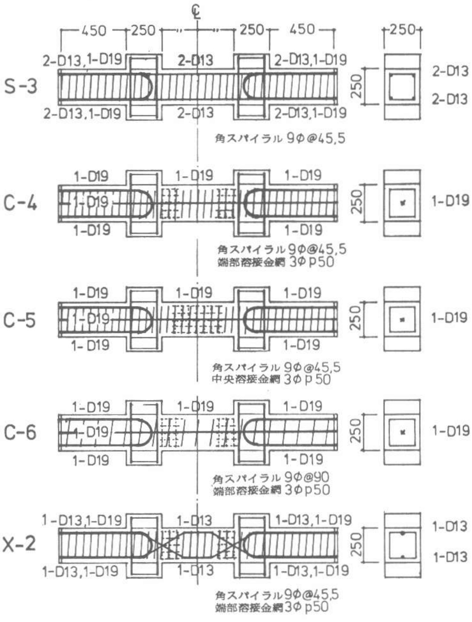


図１　実験体の配筋図

た。以下の解析では全て空中養生した試験結果の平均値，F_c＝２９５Kg／cm²，$_cE$＝2.6×10⁵ Kg／cm²を採用する。

4. 実験方法

大野式逆対称加力による正負繰り返し加力を行った。なお，加力装置，測定方法，および加力段階は前回と同様である。[1)]

5. 実験結果

各実験体のP〜δ特性を図２に，実験終了時におけるひびわれ発生状況を写真１に示す。S－３は鉄筋比をPt＝0.４１％と前回のS－１より少なくしたので曲げ降伏が先行したが，最終的にはせん断破壊した。最大荷重時の変形も部材角がR＝１／５０で前回のS－１におけるR＝１／100よりも大巾に靱性の向上が認められる。C－４はPt＝0.４６％とS－３に比べて，Ptが１２％高く，その上，鉄筋の降伏点も２％高いため，曲げ耐力が上昇し，曲げ圧壊はするが，靱性がS－３よりも優れているとは断定できない結果となった。しかし，C－４の全主筋量がS－３の約半分である割には最大荷重は高く，原点指向性の強い履歴特性を示した。C－５は溶接金網をスパン中央部に配筋した実験体であるが，Pw＝0.１１４％程度の金網では，配筋位置の変化による影響は認められず，C－４とほぼ同じ性状を示した。C－６は角スパイラルフープの間隔を粗く配筋したもので，他の中央集中配筋柱と比較して強度及び靱性の顕著な差違は認められないが，せん断ひびわれの多数発生したのが特徴的である。X－２は柱の両端部で主筋をクロス集中配筋した実験体であるが，終局状態に至ってもせん断ひびわれは発生せず，曲げ圧壊した。特に，靱性が著るしく良好で，R＝１／２０となるまで強度低下もほとんどなく，原点指向性の強い理想的な履歴特性を示した。このようなせん断ひびわれの発生しない実験体の製作は，過去１６体のうちで初めてのことである。

6. 実験結果の検討

６．１　理論値と実験値との比較（表５参照）

a）曲げひびわれ発生時せん断力Q_{BC}：Q_{BC}の理論値は次式から求めた。

$$Q_{BC}=2M_{BC}/\ell$$

ここに，$M_{BC}=(N/A_e+1.8\sqrt{F_c})Z_e$

表２　鋼材の引張試験結果

	A_t(cm²)	σ_y(kg/cm²)	σ_{max}(kg/cm²)	のび率(%)
9φ	0.622	3360	4460	22.3
D13	1.27	3690	4810	18.5
D19	2.87	3770	5690	19.1
溶接金網	0.071	3690*1	4100	—

注)　*1：$\sigma_y=0.90\sigma_{max}$ と仮定して求めた。

表３　コンクリートの試験結果

材令（日）		26	37	44
水中	Fc(kg/cm²)	336	329	343
	σ_{sp}(kg/cm²)	25.5	26.1	30.1
空中	Fc(kg/cm²)	292	304	290
	σ_{sp}(kg/cm²)	22.2	23.7	24.4

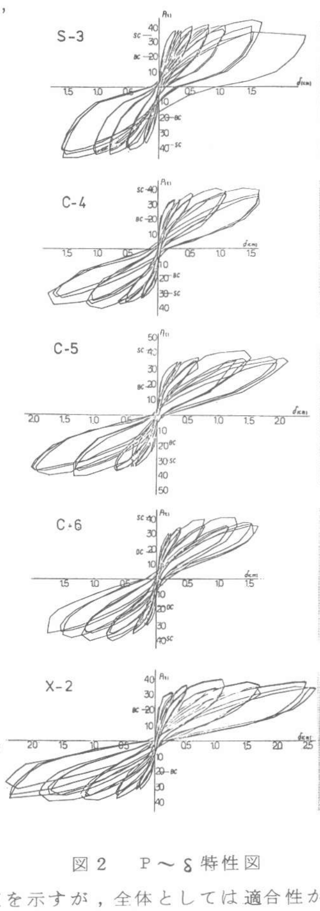


図２　P〜δ特性図

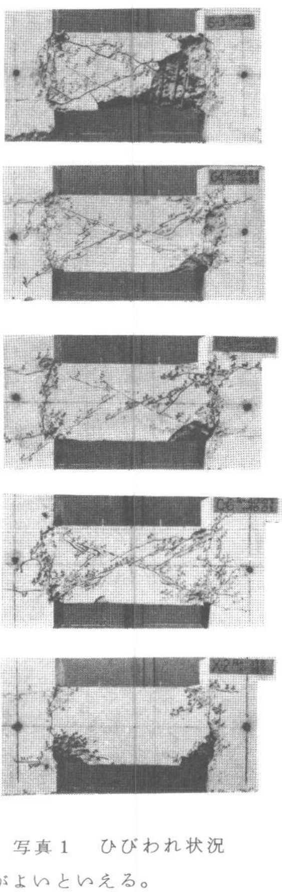


写真１　ひびわれ状況

その結果，実験値は理論値よりも３〜１５％高い値を示すが，全体としては適合性がよいといえる。

b）曲げ降伏時せん断力Q_{Bu}：横補強筋を有するRC部材の応力度〜ひずみ度曲線については，Blume[2)]らやPark[3)]らの提案があるが，ここでは前回の実験結果から妥当性が確認されているBlumeらの提案に基づき，横拘束をうけるコアコンクリートの強度及び限界ひずみいずれとも増加するものと考えて図３に示すような応力度

表３　実験結果一覧

		耐力									変形					
		曲げひびわれ荷重			せん断ひびわれ荷重			終局強度時			曲げひびわれ		せん断ひびわれ		終局強度	
SIG		P_{BC} (t)	Q_{BC} (t)	Q_{BC}/bD (kg/cm²)	P_{SC} (t)	Q_{SC} (t)	Q_{SC}/bD (kg/cm²)	P_m (t)	Q_m (t)	Q_m/bD (kg/cm²)	δ_{BC} (cm)	R (10^{-4} rad)	δ_{SC} (cm)	R (10^{-4} rad)	δ_m (cm)	R (10^{-4} rad)
S-3	+	20.0	10.0	16.0	34.0	17.0	27.2	44.0	22.0	35.2	0.052	10.4	0.416	83.2	1.518	303.6
	−	〃	〃	〃	38.0	19.0	30.4	46.0	23.0	36.8	0.041	8.2	0.293	58.6	1.574	314.8
	Ave	20.0	10.0	16.0	36.0	18.0	28.8	45.0	22.5	36.0	0.047	9.3	0.355	70.9	1.546	309.2
C-4	+	20.0	10.0	16.0	39.2	19.6	31.4	40.0	20.0	32.0	0.036	7.2	1.635	327.0	1.356	271.2
	−	18.0	9.0	14.4	30.0	15.0	24.0	40.0	20.0	32.0	0.017	3.4	0.315	63.0	0.920	184.0
	Ave	19.0	9.5	15.2	34.6	17.3	27.7	40.0	20.0	32.0	0.027	5.3	0.975	195.0	1.138	227.6
C-5	+	18.0	9.0	14.4	41.5	20.8	41.2	41.5	20.8	33.2	0.040	8.3	1.406	281.2	1.406	281.2
	−	〃	〃	〃	30.0	15.0	24.0	40.5	20.3	32.5	0.034	6.8	0.409	81.8	1.340	268.0
	Ave	18.0	9.0	14.4	35.8	17.9	32.6	41.0	20.6	32.9	0.037	7.6	0.908	181.5	1.373	274.6
C-6	+	18.0	9.0	14.4	40.0	20.0	32.0	40.0	20.0	32.0	0.052	10.4	1.255	251.0	1.255	251.0
	−	〃	〃	〃	38.5	19.3	30.8	〃	〃	〃	0.013	2.6	0.768	153.6	1.063	212.6
	Ave	18.0	9.0	14.4	39.3	19.7	31.4	40.0	20.0	32.0	0.033	6.5	1.012	202.3	1.159	231.8
X-2	+	20.0	10.0	16.0	—	→	—	39.8	19.9	31.8	0.047	9.4	—	—	1.103	220.6
	−	〃	〃	〃				38.9	19.5	31.2	0.042	8.4			1.712	342.4
	Ave	20.0	10.0	16.0				39.4	19.7	31.5	0.045	8.9			1.408	281.5

～ひずみ度曲線を仮定した[4]。また，応力ブロックは図４に示すように，カバーコンクリートとコアコンクリート部分を分離して考えた。以上の仮定に基づき柱断面の軸方向の釣合から，中立軸位置及び降伏曲げモーメントを決定し，Q_{BU}の理論値を求めた。一方，Q_{BU}の実験値は主筋に貼付したＷＳＧが降伏を示した時の荷重値から求めることとした。

その結果，標準配筋のＳ－３だけは理論値よりも実験値の方が６％低くなっているのに対し，中央集中配筋柱では実験値の方が４～１０％高くなっている。

ｃ）せん断終局強度Q_{SU}：Q_{SU}の理論値は基本的に既発表の方法[5]によって算出した。この場合，コアコンクリートの強度は，角スパイラルフープ及び溶接金網の横拘束効果を考慮して図３のように定め，また，カバーコンクリート部分も有効に働くものと仮定している（図４参照）。本実験では，全ての実験体が曲げ降伏優先の破壊をしているので，Q_{SU}実験値は求まらない訳であるが，便宜上，最大せん断力をQ_{SU}実験値とみなして記入してある。

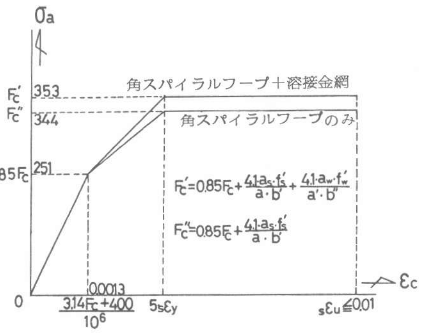


図３　解析で採用したコアコンクリートの応力度～ひずみ度曲線

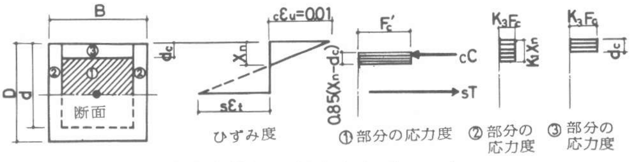


図４　中央集中配筋柱の仮定応力ブロック

表５　理論値と実験値との比較　単位：ton

	Q_{BC}			Q_{BU}			Q_{SU}		
	理論値	実験値	実／理	理論値	実験値	実／理	理論値	実験値	実／理
S-3	9.3	10.0	1.08	20.0	18.8	0.94	22.6	22.5	1.00
C-4	8.7	9.5	1.09	17.3	18.0	1.04	21.2	20.0	0.94
C-5	8.5	9.0	1.06	15.9	17.0	1.07	23.0	20.6	0.90
C-6	8.7	9.0	1.03	16.8	18.5	1.10	21.1	20.0	0.95
X-2	8.7	10.0	1.15	16.4	17.0	1.04	20.9	19.7	0.94

注）実験値は正負せん断力の平均値がとってある。

６．２　せん断破壊領域と曲げ破壊領の限界に関する検討

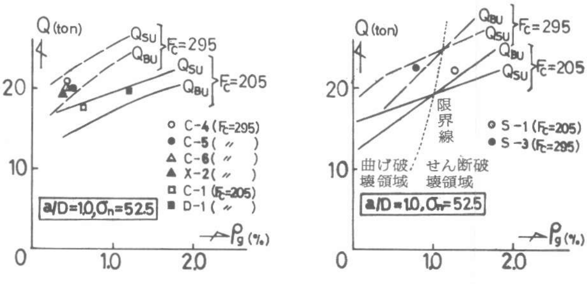
ａ／Ｄ＝1.0の場合における標記の検討を行うために，全主筋断面積の全コンクリート断面積に対する比 $P_g = A_g / BD$を横軸に，Q_{BU}及びQ_{SU}の理論値を縦軸にとって両者の関係をプロットしたのが図５である。図には前回のF_c＝２０５㎏／㎠の場合も記入してある。

図は，中央集中配筋柱の場合は，理論的には必ず$Q_{SU} > Q_{BU}$となって曲げ破壊優先型の破壊モードとなるのに対し，標準配筋柱の場合は，P_gが約1.２％をこえると曲げ破壊優先型からせん断破壊優先型に変わってしまうことを示している。実験値をプロットしてみても，中央集中配筋柱の終局強度はQ_{SU}理論値以下であり，事実曲げ破壊優先型であるのに対し，標準配筋柱の場合にはP_gが1.２％をこえたＳ－１実験体ではQ_{SU}理論値＜Q_{BU}理論値の領域でせん断破壊をおこし，Ｓ－３実験体ではQ_{SU}理論値＞Q_{BU}理論値の領域にあるから曲げ破壊優先型と

なるというふうに，終局強度に関する理論はよく実験結果と一致していることがわかる。

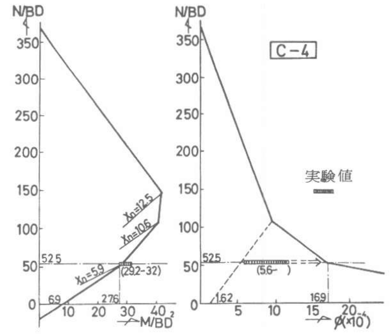
6．3　曲げ降伏時の相互作用線図及び曲率に関する検討

今回実験を行った標準配筋柱S－3と中央集中配筋柱C－4の柱頭．柱脚部における相互作用線図及び曲率を図6に示す。C－4の主筋量はS－3の約半分に近いにも拘らず，相互作用曲線によって囲まれる両者の面積はほとんど差のないことがわかる。また，本実験では一定軸圧σ_n＝52.5Kg／cm²であるが，曲げ降伏の理論値と実験値とはよくあっている。降伏開始時の曲率の実験値はS－3が6.8×10^{-4}，C－4が5.6×10^{-4}と理論値に比べて非常に小さい値となった。前回の実験では理論値と実験値とが良くあったのであるが，今回は実験値が予想よりもはるかに小さくなった。変形については更に検討する必要がある。

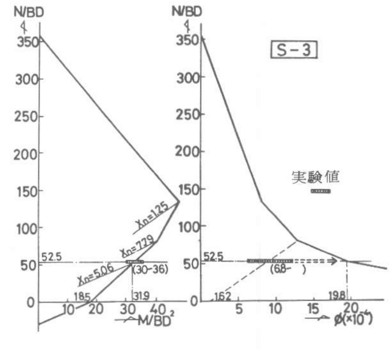


(a) 中央集中配筋柱　(b) 標準配筋柱

図5　Q_{BU}とQ_{SU}との関係図



a）中央集中配筋柱



b）標準配筋柱

図6　N／BD～M／BD²～ϕ関係図

7. 結論

中央集中配筋し，適度の角スパイラル筋と溶接金網による横補強によってコアコンクリートに拘束を与えてやれば，a／D＝1.0の短柱を曲げ破壊優先型の靱性に優れた部材とすることが可能であることを示した。一般に主筋の配筋方法は，せん断ひびわれ発生荷重に影響を与えないものと考えられているが，X－2実験体はR＝1／20に達してもせん断ひびわれを発生しなかったので，両端クロス配筋は将来有望な配筋方法の1つになるものと期待できる。

今回の実験では横補強筋の配置方法を変えてもそれ程明確な差はあらわれず，角スパイラルを9ϕ－90@と粗に配筋したとき，せん断ひびわれの入り方が増加する程度であった。横補強筋の拘束効果がせん断耐力に及ぼす影響については現在研究中である。

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論文集，昭和55年6月

2）J.A.Blume,N.M.Newmark,and L.H.Corning：Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthguake Motions,Portland Cement Association,1961

3）R.Park and J.Paulay：Reinforced Concrete Structures,John Wiley & Sons,1975

4）梅村・浜田・山本・横浜：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，芝浦工大研究報告理工系編，Vol,25－2，1980

5）　山本：シアスパンの短かいRC部材の終局強度推定法，日本建築学会大会号，1980年9月

謝辞

実験は芝浦工業大学，梅村魁教授及び浜田大蔵教授指導の下に行った。実験の実施に当っては，芝浦工業大学卒業研究生　新牧拓也，塩田実，西岡博，岡部慎君らの協力に負うところが大きい。ここに深く謝意を表する次第である。