

論文

[2063] 円形多方向X形配筋柱におけるX形主筋比が耐力および靱性におよぼす影響

正会員○若山 毅 (大阪工業大学 大学院)

正会員 村上利憲 (長谷工 コーポレーション)

正会員 益尾 潔 (日本建築総合試験所)

正会員 南 宏一 (大阪工業大学 工学部)

1. はじめに

一方向X形配筋を用いた矩形断面の既往の研究では、柱材において全主筋量に対するX形主筋量の比率が増加するに従い、破壊モードはせん断破壊系から曲げ破壊系に移行し、かつせん断耐力およびエネルギー消費能力が増加することが報告されている[1]。一方、高圧縮力に対して優れた性能を持つ円形スパイラル筋を施した円形断面柱に多方向X形主筋を配した円形多方向X形配筋柱において、多方向X形主筋のせん断力に対する効果を検討した実験が既に行われているが、全主筋比および外スパイラル補強筋比が少なくX形配筋柱の大変形時の特徴を示す以前にRC部分が耐力低下を生じ、X形配筋を用いた効果が明確に示されていない[2]。そこで本論は、これらのことを踏まえ全主筋比およびスパイラル補強筋比を比較的多めに配し、実験変数であるX形主筋量が円形断面柱の耐力および靱性に対しておよぼす影響を定量的に把握し検討を行うものである。

2. 実験計画

実験変数は、X形主筋比 $\beta$  [=X形主筋量と全主筋量の比率]のみを選択し $\beta=0, 1/3, 2/3, 1$ の4種類とする。試験体は実際の柱断面を1/3に縮小したものを想定しており、試験体断面は直径 $D=30\text{cm}$ の円形断面で柱長さ $L=60\text{cm}$ である。各試験体とも主筋にはD13の異形鉄筋を24本配筋し、全主筋比は4.31%となる。図-1に一例として $\beta=2/3$ の配筋詳細および試験体寸法を、図-2にX形主筋比 $\beta$ を実験変数とする試験体断面構成を示す。主筋の配筋方法は主筋間隔を確保するために内・外二段配筋とし、外側は直径240mmの円周上に16本の主筋を、内側は8本の

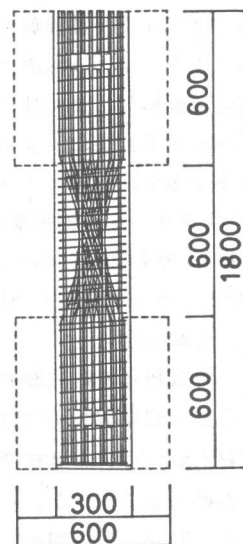


図-1  $\beta=2/3$ の配筋詳細および試験体寸法

$\beta$	0	1/3	2/3	1
正 ↑ 加力方向 ↓ 負				
平行主筋	24-D13	16-D13	8-D13	0
X形主筋	0	8-D13	16-D13	24-D13

図-2 X形主筋比を実験変数とする試験体断面構成

表-1 最大耐力および各ひび割れ発生荷重

試験体		最大耐力		曲げひび割れ		斜めひび割れ		主筋に沿った縦方向ひび割れ		端部コンクリートの圧壊	
		Q(tf)	R(x10 <sup>-3</sup> )	Q(tf)	R(x10 <sup>-3</sup> )	Q(tf)	R(x10 <sup>-3</sup> )	Q(tf)	R(x10 <sup>-3</sup> )	Q(tf)	R(x10 <sup>-3</sup> )
No. 12	正	32.60	(15.05)	18.25	(2.02)	23.90	(4.95)	23.90	(4.95)	24.85	(14.15)
	負	-31.55	(-9.77)	-20.40	(-2.17)	-27.00	(-4.88)	-20.75	(-4.03)	-25.10	(-14.17)
No. 13	正	36.25	(29.23)	20.10	(2.15)	25.95	(3.87)	25.95	(3.87)	35.25	(15.18)
	負	-35.25	(-15.45)	-21.00	(-2.25)	-25.85	(-3.92)	-24.50	(-3.22)	-33.30	(-13.18)
No. 14	正	47.50	(30.67)	17.80	(1.60)	25.60	(3.20)	27.30	(5.12)	40.90	(10.00)
	負	-45.90	(-20.87)	-14.90	(-1.00)	-25.90	(-3.60)	-30.60	(-5.15)	-41.00	(-10.40)
No. 15	正	48.05	(38.78)	24.35	(3.25)	29.40	(5.15)	-	-	38.20	(10.05)
	負	-49.50	(-25.20)	-20.55	(-2.37)	-29.10	(-5.05)	-	-	-40.35	(-10.22)

主筋を配筋する。内側にX形主筋を配筋する際には曲げ耐力をできるだけ大きくするために、外側X形主筋と接触しない範囲において最大の円直径となるように配筋する。スパイラル補強筋は、内側に配したX形主筋を取り巻くようにつづみ状の内スパイラル補強筋を4φ-φ50の間隔で配筋し、更に外スパイラル補強筋をD6-φ30の間隔で配筋する。なお、β=0の試験体は外スパイラル補強筋のみである。軸力比  $[\text{N}/\{(D/2)^2 \cdot \pi \cdot F_c\}]$  N:軸力 Fc:コンクリート圧縮強度] は1/3である。鉄筋の降伏応力度は4φは4060kgf/cm<sup>2</sup>、D6は5090kgf/cm<sup>2</sup>、D13は4150kgf/cm<sup>2</sup>、コンクリートの圧縮強度Fcは329kgf/cm<sup>2</sup>である。

### 3. 実験方法

実験装置は建研式載荷装置を用いて行ない、試験体の上下スタップを載荷装置に固定し、柱の中心に一定圧縮軸力(N=75.5tf:載荷装置の重量を含む)を作用させ、相対水平変位量δより求まる部材角R(=δ/l)を制御変位振幅値とし、同一振幅で3回繰り返すを行う正負漸増繰り返し法によりせん断力を載荷した。載荷プログラムは、部材角R=0~0.02rad.の間は、0.005rad.ずつ、部材角R=0.02~0.04rad.の間は0.01rad.ずつ漸増させ、部材角R=0.04~0.1rad.は正荷重半サイクルのみの単調載荷とする。

### 4. 破壊性状

表-1に各ひび割れ発生時と最大強度時の荷重および部材角を、図-3に各ひび割れ発生の模式図を示す。各試験体ともに最初に柱材端引張部に曲げひび割れが、続いて柱中央部に斜張力ひび割れが、またβ=0、1/3、2/3の試験体は柱側面に平行主筋に沿った縦方向ひび割れが生じるが、それ以降はX形主筋比βの変化によって異なる。β=0の試験体では、早期から柱中央部の斜張力ひび割れが進行するが、主筋に沿った縦方向ひび割れも同時に認められ、部材角R=0.015rad.においてはせん断付着割裂破壊の様相を呈し最大耐力に至っている。なお、本論で付着割裂破壊とは平行主筋に沿う顕著な縦方向ひび割れによる破壊と定義する。R=0.02rad.では被りコンクリートが外側に膨らみ始め、R=0.03rad.以降被りコンクリートの剥落が顕著となり、大変形時には外スパイラル補強筋が拘束されたコア・コンクリートのみとなる。β=1/3の試験体は柱材端部の圧壊が見られ、斜張力ひび割れが生じている柱中央部分より柱材端部圧壊部分の被りコンクリートが先行して剥離するが、最大耐力を得たR=+0.03rad.においては、β=0と同様に全体的な被りコンクリート

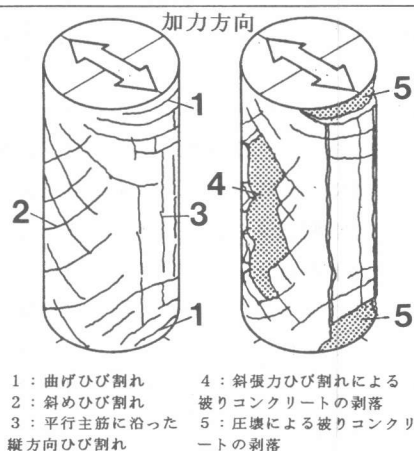


図-3 各ひび割れ発生の模式図

トの剥落が激しくなり、せん断付着割裂破壊の様相を呈している。これらに対し、 $\beta=2/3$ と1の試験体は、 $\beta=1/3$ よりも早期に柱材端圧縮部の圧壊が生じ、斜張力ひび割れより柱材端部の圧壊の方が卓越し、X形主筋を多く配することにより柱中央部は健全で柱材端部の破壊が先に進行する形となる。 $R=0.03\text{rad}$ .時には柱材端部の圧壊による被りコンクリートの剥落が顕著となり、 $R=0.04\text{rad}$ .以降柱材端引張部では材軸に垂直な曲げひび割れが観察され、そのひび割れ幅は3mm程度までに進展し、破壊機構は曲げ圧縮破壊の様相を呈する。よって、従来の円形断面平行配筋柱においてはせん断付着割裂破壊などのせん断破壊系を示す柱材であっても、主筋を2/3程度X形配筋にすることによって斜張力ひび割れの成長を防止し、曲げ破壊系に移行することが出来る。

### 5. 履歴曲線

図-4に各試験体の履歴曲線を示す。縦軸は作用せん断力 $Q(\text{tf})$ を、横軸は部材角 $R(\times 10^{-3}\text{rad.})$ を表わす。一点鎖線は転倒モーメントの影響を、実線は7節で後述する円形断面として解析した終局曲げ耐力 $Q_{fu}(\text{tf})$ 、点線は円形断面を等価な正方形断面に置換して解析した終局せん断耐力 $Q_{su}(\text{tf})$ を示す。図中の記号は、 $Q_{\text{max}}$ :最大耐力 FC:曲げひび割れ SC:斜めひび割れ ESC:柱材端部の圧壊 BC:平行主筋に沿う縦方向ひび割れ RTY:柱主筋の引張降伏 RCY:柱主筋の圧縮降伏 OY:外スパイラル補強筋の降伏 IY:内スパイラル補強筋の降伏 を、また6. 2節で述べる $R_{\text{max}}$ 、 $R_{u1}$ 、 $R_{u2}$ も同時に示す。 $\beta=0$ においては、最大耐力以降変位振幅の漸増に伴って徐々に耐力の低下を生じ、エネルギー消費能力が少なくスリップ性状の著しい履歴曲線を示している。それに対し、 $\beta$ の値が大きくなるに伴い、履歴曲線の形状はせん断破壊系から紡錘形のエネルギー消費能力の大きい曲げ破壊系に移行し、 $\beta=1$ においては完全なる紡錘形の履歴曲線を示す。各試験体の包絡線の相互比較を

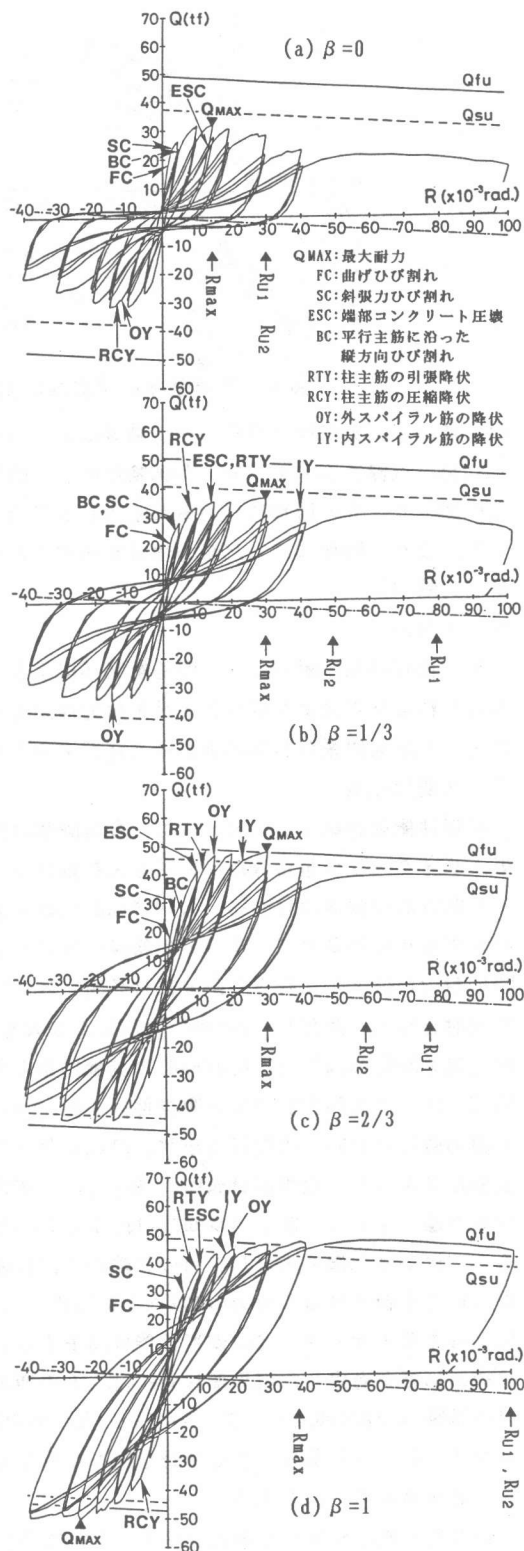


図-4 履歴曲線

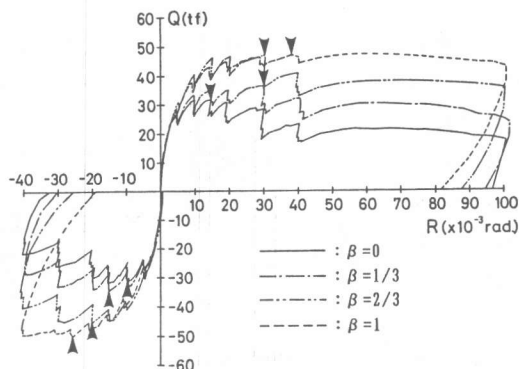


図-5 各試験体の包絡線の相互比較

図-5に示す。実線は  $\beta=0$  を、一点鎖線は  $\beta=1/3$  を、二点鎖線は  $\beta=2/3$  を、点線は  $\beta=1$  を、 $\blacktriangledown$  は各試験体の正・負最大耐力時を示す。この図より、 $\beta$  の増加に伴い最大耐力および最大耐力時部材角も大きくなり、靱性に富んだ耐力性状を示すことが分かる。

## 6. 実験結果

### 6. 1 耐力

正荷重時の最大耐力と  $\beta$  の関係を図-6に示す。 $\beta$  の値が増加することにより実験より得られた最大耐力は大きくなり、破壊モードがせん断破壊系から曲げ破壊系に移行することが認められる。

### 6. 2 変形性能

変形性能を評価するに当たって、各試験体の限界部材角として、第1サイクル目の包絡線において最大荷重  $Q_{max}$  の80%に耐力が低下した時点を限界部材角  $R_{U1}$  ( $\times 10^{-3}$  rad.)、繰り返し载荷の影響を考慮するため第3サイクル目の包絡線において最大荷重  $Q_{max}$  の60%に耐力が低下した時点を限界部材角  $R_{U2}$  ( $\times 10^{-3}$  rad.) と定義して検討を行う。ただし、 $R_{U2}$  が  $0.04$  rad. より大きい場合は、3回目包絡線を  $R=0.03$  rad. と  $R=0.04$  rad. の実験結果より補間して求める。図-7・図-8にX形主筋比  $\beta$  と限界部材角  $R_{U1}$ ・ $R_{U2}$  および正荷重最大耐力時部材角  $R_{max}$  の関係を示す。縦軸は部材角  $R$  を、横軸はX形主筋比  $\beta$  を示し、限界部材角  $R_{U1}$ ・ $R_{U2}$  を○、正荷重最大耐力時部材角を●で表わす。限界部材角  $R_{U1}$  は、主筋の一部をX形配筋にすることにより急激に上昇し  $\beta=1$  の試験体では大変形時  $R=0.1$  rad. においても耐力は最大耐力の80%以上を保持し、 $\beta$  が増加することによって第1サイクル時の変形性能は向上する。次に、繰り返し载荷の影響を考慮した限界部材角  $R_{U2}$  は、 $\beta$  の増加に伴い上昇し  $\beta=1$  の試験体では  $R=0.1$  rad. においても最大耐力の60%まで耐力が低下せず、繰り返し载荷による影響を受けても変形性能は  $\beta$  の増加によって大きくなる。

### 6. 3 エネルギー消費能力

繰り返し载荷実験の履歴曲線から得られた各試験体の1サイクル毎のエネルギー消費能力を図-9に示す。縦軸は1サイクル毎のエネルギー消費能力  $U_k$  を、横軸は各変位振幅における繰り返し回

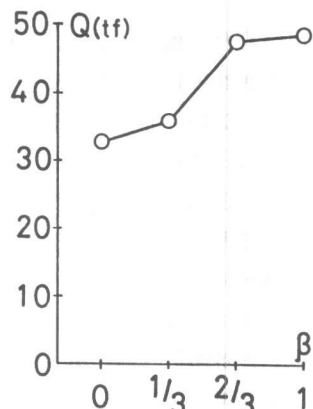


図-6 正荷重時最大耐力と  $\beta$  の関係

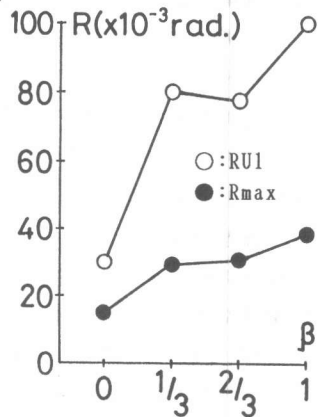


図-7 限界部材角  $R_{U1}$  と  $\beta$  の関係

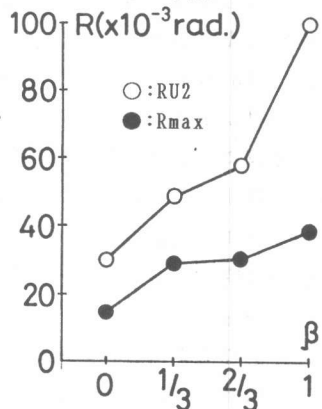


図-8 限界部材角  $R_{U2}$  と  $\beta$  の関係

数Kを示す。ただし、Kは1サイクルを1としている。 $\beta = 0$ の試験体では、同一振幅における繰り返しによるエネルギー消費能力の低下率が大きく、 $R=0.03\text{rad}$ 以降変位振幅が増加しても各サイクル毎のエネルギー消費量はあまり増加しない傾向にある。すなわち、変位振幅の増加に伴って耐力が減少する逆S字形の履歴曲線であることを示している。これに対して、 $\beta$ の値の増加に伴い繰り返し载荷によるエネルギー消費能力の低下率は小さくなり全過程において変位振幅の漸増に伴ってエネルギーの消費能力は増加し、履歴曲線が紡錘形に移行していることを示している。また、 $\beta=2/3$ と1の試験体においては $R=0.015\text{rad}$ の変位振幅以降エネルギー消費能力が急激に増加していることが認められる。図-9は 図-9から求められた累積エネルギー消費能力 $\Sigma U_k$ を示したものである。縦軸は累積エネルギー消費能力 $\Sigma U_k$ を、横軸は繰り返し回数の総和Kを示す。部材角 $R=0.015\text{rad}$ までは、 $\beta$ の値による累積エネルギー消費能力にあまり差は見られないが、それ以後の履歴曲線において $\beta$ の値が大きくなる程累積エネルギー消費能力は増加し、繰り返し回数 $K=18$ ( $R=0.04\text{rad}$ )における $\beta=0$ の累積エネルギー消費能力に対して $\beta=1/3$ は1.3倍、 $\beta=2/3$ と1では約2倍の値を示す。図-11に各試験体における1サイクル毎の等価粘性減衰定数 $h_{eq}$ およびその概念を示す[3]。縦軸は等価粘性減衰定数 $h_{eq}$ を、横軸は部材角 $R(\times 10^{-3}\text{rad})$ を表わす。部材角 $R=0\sim 0.015\text{rad}$ の範囲において、 $\beta$ の値が小さい試験体ほど等価粘性減衰定数は他の試験体に比して大きい、 $R=0.03\text{rad}$ 以降では $\beta$ の大きな試験体が逆に大きくなり、 $\beta=1$ よりむしろ $\beta=2/3$ の試験体の方がより大きな等価粘性減衰定数を示す。すなわち、 $\beta$ の値の小さい試験体では、早期から柱材の塑性変形によってエネルギー消費能力の大きい性状を示すが、最大耐力以降においてはスリップ性状による逆S時形の履歴曲線により4試験体中において等価粘性減衰定数は最小となる。これらに対して、 $\beta=2/3, 1$ の試験体では変位部材角の小さい範囲において柱材は塑性化があまり進行せずエネルギー消費能力は小さいが、変位漸増にしたがい塑性変形が進行するとともにエネルギー消費能力は増加し、等価粘性減衰定数が大きく耐震的に優れた性能を示す。

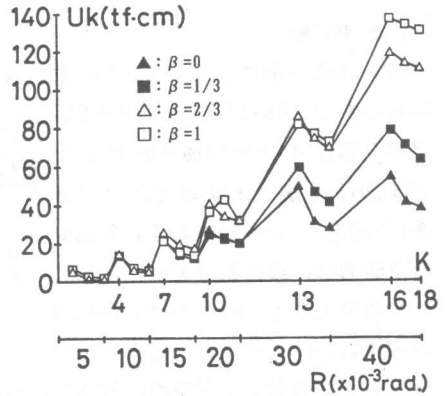


図-9 エネルギー消費能力と繰り返し回数および部材角の関係

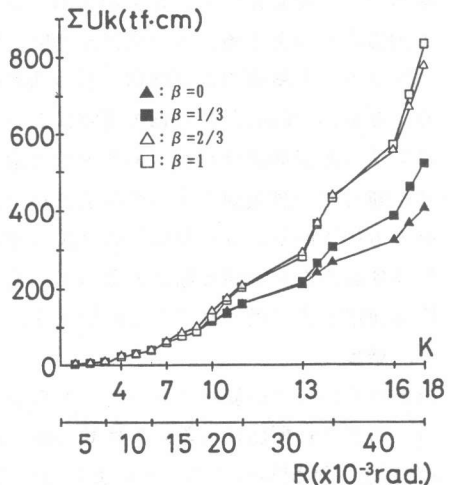


図-10 累積エネルギー消費能力と繰り返し回数および部材角の関係

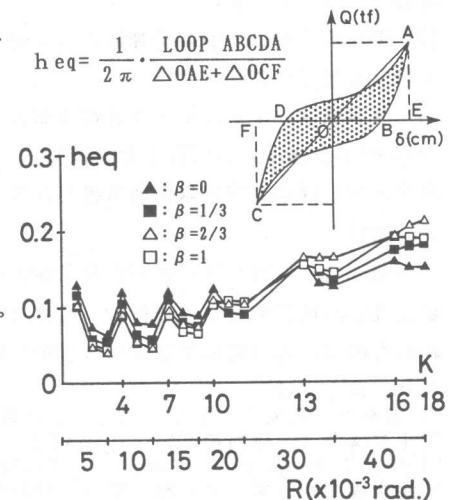


図-11 等価粘性減衰定数 $h_{eq}$ と部材角の関係

## 7. 耐力評価

耐力評価の指標として 図-12に終局せん断耐力 $Q_{su}$  (□:RC部分+▨:X形主筋部分)と終局曲げ耐力 $Q_{fu}$  (▤)の計算値と実験値 (○:正荷重 ●:負荷重)との比較を示す。終局せん断耐力 $Q_{su}$  はRC部分のせん断耐力と多方向X形主筋部分のせん断耐力の単純累加により求め、RC部分は円

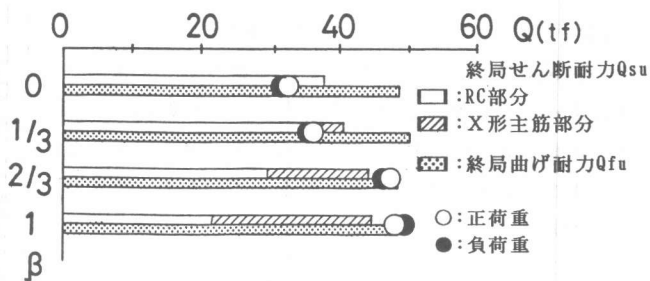


図-12 終局せん断耐力および終局曲げ耐力の計算値と実験値の比較

形断面を等価な正方形断面に置換し、引張主筋は全平行主筋断面積の $1/4$ とし、補強筋量は $\sqrt{\pi}/2$ 倍に低減し、引張主筋重心間距離は二段配筋の主筋重心間直径の $\sqrt{\pi}/2$ 倍として若林・南理論に基づき耐力を算定する。多方向X形主筋部分のせん断耐力は全X形主筋が引張・圧縮降伏しその加力方向成分とする。終局曲げ耐力 $Q_{fu}$ は円形断面のまま主筋を等価断面の薄肉鋼管に置換し、コンクリート断面および薄肉鋼管の曲げ耐力をそれぞれ累加する累加強度理論に基づいて算出する。なお、終局曲げ耐力 $Q_{fu}$ の算定においてはコンクリートの拘束効果を考慮せず、かつ曲げ破壊に対する限界断面は材端にあるとして求めた。 $\beta=0, 1/3$ とX形主筋比の少ない試験体においては、せん断付着割裂破壊によって耐力が決定されており実験値は終局曲げ耐力および終局せん断耐力をともに下回る。 $\beta=2/3$ 以上の試験体では、実験値は終局せん断耐力を上回り、更に $\beta=1$ では終局曲げ耐力をも上回る結果となっているので、X形主筋比を増加させることによって耐力は理論終局曲げ耐力に近づけることが出来る。

## 8. 結論

円形多方向X形配筋柱において、X形主筋比 $\beta$ を増加させることによって次のような結論を得た。

- (1) 円形平行配筋柱においてはせん断付着割裂破壊などのせん断破壊系を示す場合でも、主筋を $2/3$ 程度X形配筋にすることにより、曲げ破壊系に移行することが出来る。
- (2)  $\beta$ の値が大きくなるに伴い最大耐力は増加し、 $\beta$ が $2/3$ 以上であればその耐力は理論終局曲げ耐力とほぼ一致する。
- (3) 変形性能は $\beta$ の値の増加によって向上し、 $\beta=1$ では大変形時 $R=0.1rad.$ においても耐力の低下がほとんど見られない。
- (4) 各試験体のエネルギー消費能力および累積エネルギー消費能力は $\beta$ の増加に伴い上昇し、 $\beta=2/3$ と $1$ の試験体はほぼ同等な性能を示し、円形多方向X形配筋柱において主筋量の約 $2/3$ をX形配筋とすれば優れた耐震性能が得られる。

## 9. 謝辞

本研究は、(財)日本建築総合試験所におかれた[多方向X形組立鉄筋を芯体としたRC柱の耐震性能評価研究会](委員長:若林實 日本建築総合試験所所長)の研究の一環として行なわれたもので、御指導および御助言を賜りました委員各位には厚くお礼申し上げます。

## 10. 参考文献

- [1]若林實 南宏一: X形配筋を用いた鉄筋コンクリート柱の耐震性能について、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、pp433-436
- [2]中川裕史、福嶋孝之、南宏一、若林實: 円形多方向X形配筋柱の耐力と靱性、第10回コンクリート工学年次論文報告集 第10巻 第3号 1988年6月、pp239-244
- [3]若林實: 構造物の減衰とエネルギー吸収能力について、京都大学防災研究所年報第17号A別冊、1974年4月、pp27-31