

論文

[2079] 曲げ降伏する円形 RC 柱の多方向 X 形主筋の有効性に関する研究

村上利憲^{*1}

1. はじめに

X形主筋の有効性に関する研究は、そのほとんどがせん断破壊領域のせん断耐力を評価する事に主眼が置かれ、それらの研究からX形配筋部材のせん断耐力は、RC部分のせん断耐力にX形主筋の降伏せん断耐力を累加して評価できることが明かとなった。[1, 2, 3, 4]

一方、曲げ降伏部材のX形主筋の有効性に関する研究は、ほとんど行われていない。その理由としては、X形主筋を用いた部材の耐力が従来のRC部材の耐力と同じと考えられ、せん断破壊領域の部材のように耐力的な利点が見いだせなかった事によるものと考えられる。しかしながら、曲げ降伏後に主筋の付着破壊が生じる部材では、X形主筋を用いると付着破壊が防止でき、最大耐力以降の耐力劣化を改善できるとともに靱性の向上が図られる。著者は、このことに着目し、曲げ降伏部材のX形主筋の有効性に関する実験的研究を行った。その結果、X形主筋量に応じて部材の靱性が大幅に向上することが明かとなった。[5] このことを踏まえて、本研究では、曲げ降伏部材のX形主筋の有効性を評価するために、X形主筋の負担せん断力をそのせん断力と等価なせん断補強筋に仮定し、平面保持の仮定に基づく曲げ逐次解析からX形主筋の有効性を明らかにするものである。なお、試験体の実験計画および実験結果もあわせて報告するものである。

2. 実験計画の概要

曲げ降伏部材にX形主筋を用いる場合の有効性を評価するための前段階としては、RC部材のせん断補強筋の役割を明確にする必要がある。著者は、せん断補強筋の役割を大別して、①せん断耐力の伝達機構と②コアコンクリートの拘束機構の2つの機構を仮定し、それぞれの機構に用いるせん断補強筋量を塑性理論に基づくせん断伝達機構を用いて物理的に評価した。[6]

そこで、前述の研究成果に基づき、X形主筋の有効性を評価するための実験計画としては、主筋量とせん断補強筋量をそれぞれ一定にし、X形主筋量のみを変化させた。

2.1 試験体

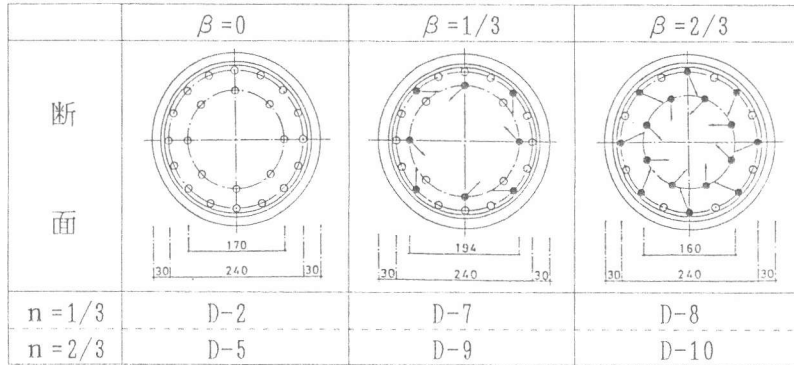
試験体の配筋詳細の断面および立面を図-1, 2にそれぞれ示す。試験体の断面は円形で、その直径は30cmで、柱長さは120cmにそれぞれ固定した。柱主筋は24本-D13の二段配筋とし、外側主筋に16本-D13を、内側主筋に8本-D13を配した。せん断補強筋はD6を30mm間隔で配筋した。実験変数はX形主筋比 β （柱主筋に対するX形主筋の比）と軸力比 n の2つを抽出した。X形主筋比は $\beta=0$ (RC)、 $\beta=1/3$ (X形主筋:8-D13)、 $\beta=2/3$ (X形主筋:16-D13)の3種類を、軸力比は $n=1/3$ (軸力=65.5tf)、 $n=2/3$ (軸力=131.0tf)の2種類を、計6体の試験体を計画した。試験体に用いた鉄筋、コンクリートの力学特性を表-1にそれぞれ示す。

なお、実験は建研式の加力装置を用い、加力方法は試験体の上下の固定部を載荷装置に固定し、柱の中心に一定軸力を、柱高さの中間位置に水平力を作用させた。また、制御変位は試験体の上下の固定部の相対水平変位量 δ によって行った。

*1 (株)長谷工コーポレーション技術研究所研究三部主幹、工博(正会員)

表-1 使用材料の力学特性

試験体番号	平行主筋の降伏応力度 kgf/cm ²	X形主筋の降伏応力度 kgf/cm ²	せん断補強筋比 ρ_w %	補強筋降伏応力度 kgf/cm ²	コンクリート強度 F_c kgf/cm ²	軸力 N tf
D-2	24-D13 4423	0-D13 4423	0.71	5090	278	65.5
D-7	16-D13 4423	8-D13 4423	0.71	5090	282	65.5
D-8	8-D13 4423	16-D13 4423	0.71	5090	269	65.5
D-5	24-D13 4423	0-D13 4423	0.71	5090	279	131.0
D-9	16-D13 4423	8-D13 4423	0.71	5090	283	131.0
D-10	8-D13 4423	16-D13 4423	0.71	5090	271	131.0



●→: X形主筋

図-1 試験体の断面および実験変数

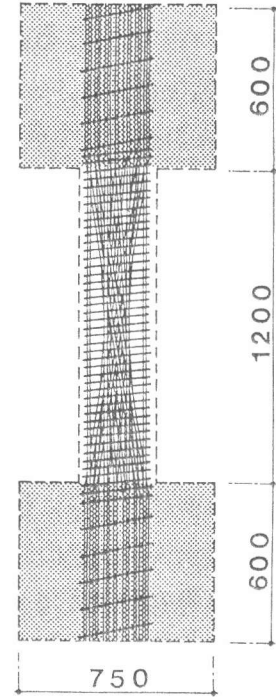


図-2 $\beta=2/3$ の試験体立面

2.2 実験結果

軸力比が $n=2/3$ の $\beta=0$ と $\beta=2/3$ の試験体 [D-5, D-10] の荷重-変形曲線を図-3に、また、各試験体の荷重-変形曲線の正荷重時の第一包絡線を図-4にそれぞれ示す。

各試験体とも漸増繰返載荷にともない最大耐力以前に材端部の圧縮域のコンクリートが剥落し、主筋の引張降伏後に最大耐力に至る。最大耐力以降では柱中央部のかぶりコンクリートの剥落が生じるが、X形主筋比の増加にともないその剥落が減少あるいは生じなかった。せん断補強筋の引張降伏は主筋の引張降伏以降に生じ、最大耐力時近傍で発生している。また、最終破壊状況から $\beta=0$ を含み全試験体の柱頭および柱脚部に明確な塑性ヒンジが形成された。これらのことより全ての試験体は典型的な曲げ降伏先行の曲げ破壊を呈したものと考えられる。

一方、X形主筋比の違いにより最大耐力以降の耐力劣化に影響が表れ、X形主筋比が増加するのにもない耐力劣化が改善されていることが明かとなり、特に、D-10 ($\beta=2/3, n=2/3$) では繰返載荷による耐力劣化およびスリップ性状がなく、安定した紡錘型の荷重履歴を呈した。これらのことよりX形主筋は最大耐力以降の靱性に大きく影響を及ぼしていることが明かとなった。最大耐力においては若干の相違がある。これは内側主筋の配筋の違いによるものと考えられる。

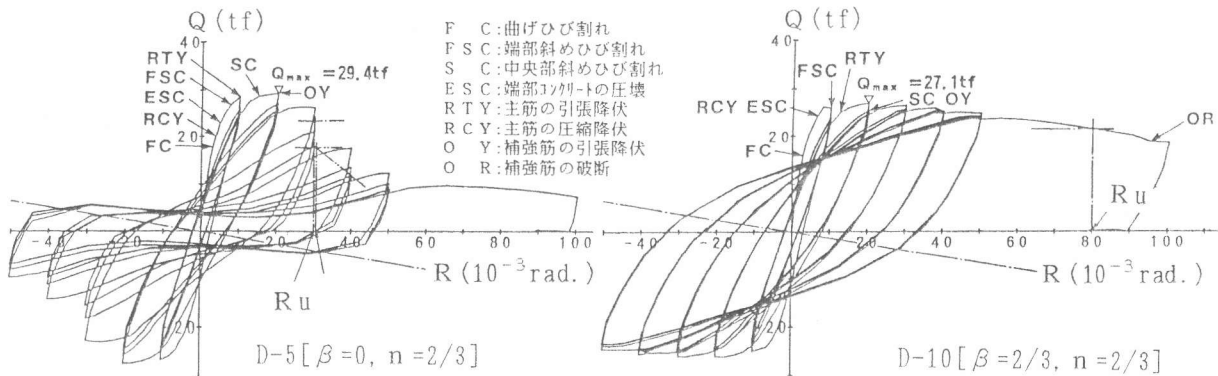


図-3 荷重-変形曲線

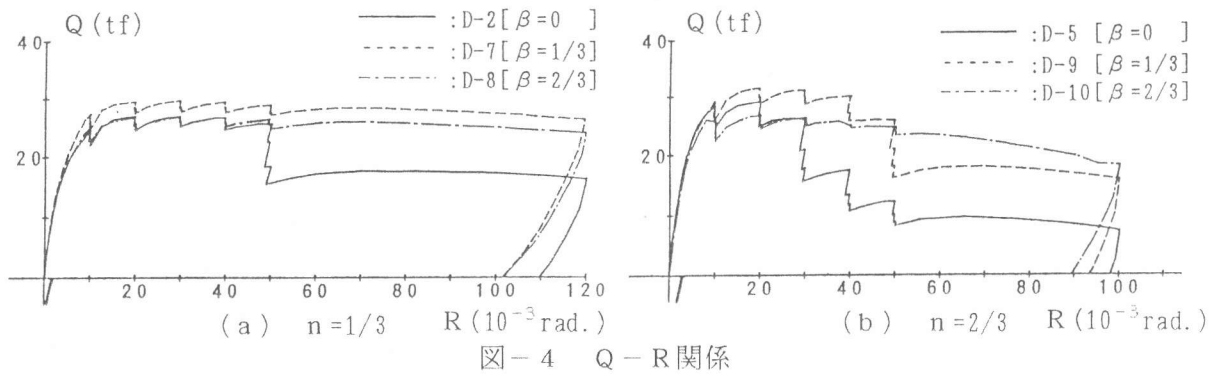


図-4 Q-R関係

3. 解析概要

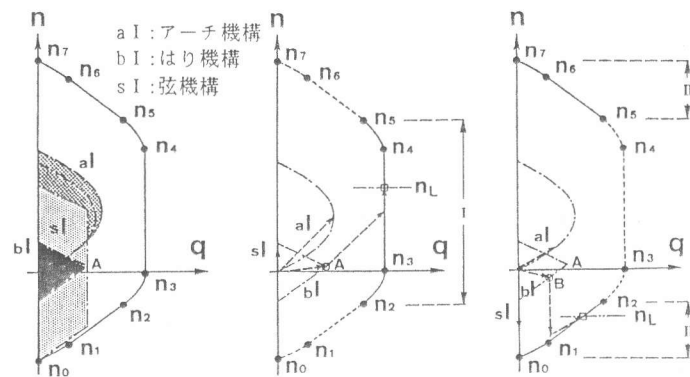
3.1 せん断補強筋の考え方

曲げモーメント、せん断力および軸力を受ける部材が曲げ破壊する場合でも、せん断補強筋の存在によりせん断力、曲げモーメントおよび軸力を伝達する機構が形成され、曲げ降伏するものと仮定する。応力の伝達機構に用いられるせん断補強筋は部材の曲げ降伏を保証するせん断補強筋と考え、このせん断補強筋量は下界定理に基づく塑性理論から下式のように求められる。〔3〕

$$p_{w0} = 2 \cdot \phi \cdot F_c / \eta \cdot \tau_w \sigma_v = 2 \cdot p_s \cdot \sigma_v / \eta \cdot \tau_w \sigma_v \quad \dots\dots(1)$$

この式が成立するためには、はり機構における圧縮および引張主筋が同時に降伏することであり、図-5(a)の耐力曲線において、同図(b)のはり機構の耐力点がA点を示すベクトルで、各機構のベクトルが累加される領域Iである。

一方、同図(c)のはり機構の耐力点がB点を示すベクトルで、各機構の耐力が累加される領域IIでは、はり機構を構成する主筋が同時に圧縮



(a)耐力曲線 (b) (1)式の成立 (c) (1)式の不成立

図-5 n-q 相関曲線

および引張降伏しない場合で、はり機構を構成するのに必要なせん断補強筋比が(1)式の p_{w0} よりも少なくなる。なお、本試験体ではこの(1)式の成立が確認されている。一方、コンファイン効果に寄与するせん断補強筋量は、応力の伝達機構に用いられたせん断補強筋量(p_{w0})の残りの補強筋量と考え、RC部材の曲げ降伏を保証するせん断補強筋比(p_{w0})を基準にし、このせん断補強筋比以上に配筋された部材では、残りのせん断補強筋比($p_{wc} = p_w - p_{w0}$)がコアコンクリートのコンファイン効果に寄与するものとする。

3.2 X形主筋の取扱い方

曲げ解析におけるX形主筋の取り扱い方は、算定断面に対してX形主筋の有効断面積を考慮する。この方法では、曲げ耐力にX形主筋の効果を導入できても、X形主筋の負担するせん断力がRC部分の靱性に寄与する効果を考慮できない。つまり、耐力の評価には累加できても、靱性の評価には累加できない。一方、実験結果からX形主筋量に応じた靱性の向上が確認されていることから、X形主筋の負担するせん断力を等価なせん断補強筋量に置き直して、RC部分のせん断

補強筋量を見かけ上増加させ、コアコンクリート部分の拘束効果を増加させることで、X形主筋が靱性に寄与するものと仮定する。この等価なせん断補強筋量をせん断補強筋比(p_{we})で表現すると、下式のように求められる。[7]

$$p_{we} = \frac{M_X Q_U}{A_c \cdot r_w \sigma_v \cdot d_1} \dots\dots(2)$$

このことより、コンファイン効果に寄与するせん断補強筋比 p_{we} は、下式のように求められる。なお、各試験体のそれぞれのせん断補強筋比を表-2にそれぞれ示す。

$$p_{we} = p_w - p_{wo} + p_{we} \dots\dots(3)$$

表-2 各せん断補強筋比の一覧

試験体 番号	実験変数		せん断補強筋比			
	X形 主筋比	軸力比	p_w (%)	p_{wo} (%)	p_{we} (%)	p_{we} (%)
D-2	$\beta=0$	$n=1/3$	0.71	0.26		0.45
D-7	$\beta=1/3$	$n=1/3$	0.71	0.20	0.09	0.60
D-8	$\beta=2/3$	$n=1/3$	0.71	0.13	0.22	0.80
D-5	$\beta=0$	$n=2/3$	0.71	0.26		0.45
D-9	$\beta=1/3$	$n=2/3$	0.71	0.20	0.09	0.60
D-10	$\beta=2/3$	$n=2/3$	0.71	0.13	0.22	0.80

3.3 コンファインドコンクリートの $\sigma - \epsilon$ 関係

コンファインドコンクリートの $\sigma - \epsilon$ 関係に関する研究は、多くの研究者によって行われている。その中から、六車、Manderおよび中塚らの提案式を抽出し、[8, 9, 10] それらの曲線形状を図-6に示す。共通因子としては、補強筋の間隔、降伏強度を $S=3\text{cm}$ 、 $r_w \sigma_v=4000\text{kgf/cm}^2$ 、柱直径を $D_r=30\text{cm}$ 、せん断補強筋比を $p_w=0.8\%$ 、プレーンコンクリートの圧縮強度を $F_c=300\text{kgf/cm}^2$ とする。なお、コンファインドコンクリート部分は円形スパイラル筋の重心位置で囲まれた領域とする。Mander式は最大応力以降の応力劣化が他の提案式よりも一番緩やかである。中塚式はMander式に比較して、最大応力以降の応力低下の勾配が若干大きい。六車式が最大応力以降の応力低下の勾配が急激であることが解る。また、最大応力時までの $\sigma - \epsilon$ 関係はMander式、中塚式が連続的な上昇傾向を示すのに対して、六車式は不連続な上昇を呈している。 $\epsilon=15 \times 10^{-3}$ まで、中塚式とMander式の $\sigma - \epsilon$ 曲線の間に六車式の曲線が位置していることが解る。本解析に用いるコンファインドコンクリートの $\sigma - \epsilon$ 関係は、六車らの提案式を用いるものとする。

コンファイン効果に寄与するせん断補強筋量は(3)式で求められ、六車式にこのせん断補強筋比 p_{we} を用い、コアコンクリートの応力度-ひずみ度の関係が求められる。その結果を図-7に示す。図中のハッチ部分がかぶりコンクリートの $\sigma - \epsilon$ 曲線を示し、六車らのプレーンコンクリートの $\sigma - \epsilon$ 曲線とした。X形主筋比が増加するとともにコンクリートの最大応力(図中の○印)およびその時のひずみは増加し、限界圧縮ひずみ[8](図中の□印)も増加することが解る。

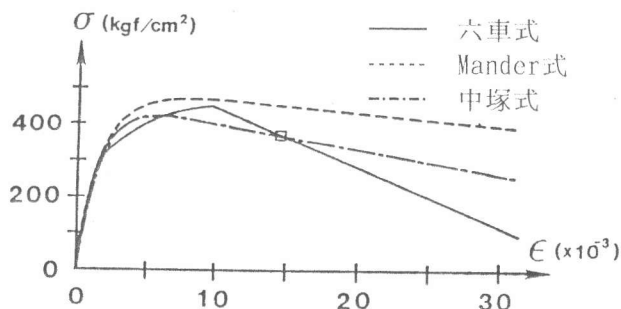


図-6 各提案者の $\sigma - \epsilon$ 曲線

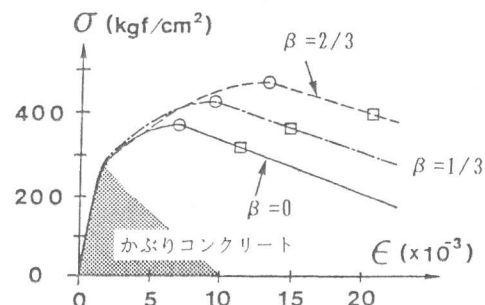


図-7 拘束効果を考慮した $\sigma - \epsilon$ 曲線

3.4 耐力と靱性の評価方法

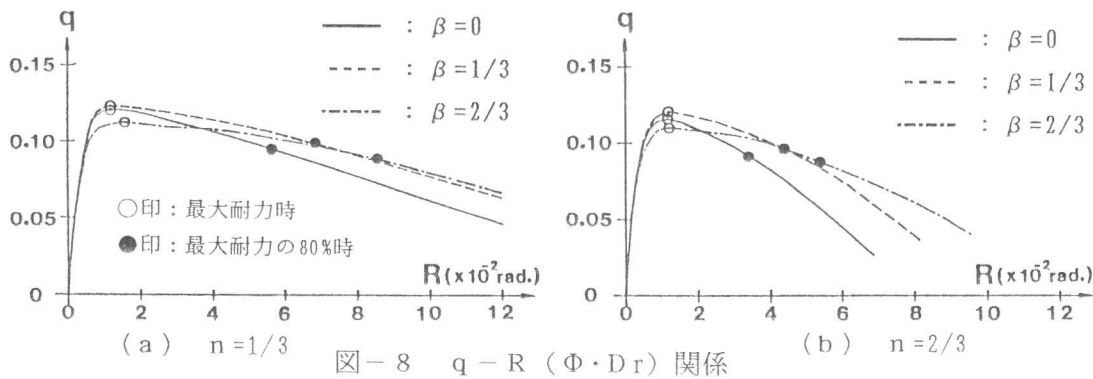
耐力および靱性評価の解析手法は、平面保持の仮定に基づく逐次曲げ解析を用いる。

①曲げ降伏を保証するせん断補強筋量は、(1)式を用いる。

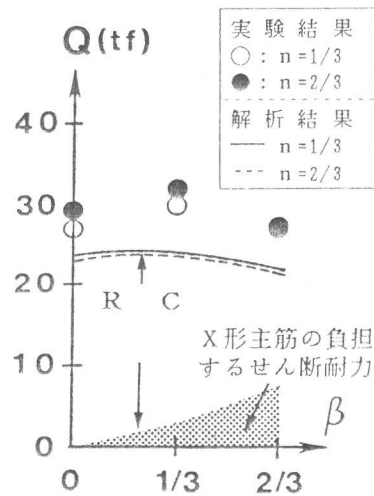
- ② X形主筋の有効性としては、(2)式のように等価なせん断補強筋に置換する。
- ③ コンファイン効果に寄与するせん断補強筋量は、(3)式を用いる。
- ④ コンファインドコンクリートの $\sigma - \epsilon$ 関係は、六車式を用いる。[8]
- ⑤ 断面は円形断面とし、断面せいを $i (=100)$ 等分する分割法(切断法)を用いる。
- ⑥ 鉄筋は配筋した鉄筋重心位置に幅がなく、同じ断面積を有する質点系に置換する。
- ⑦ 塑性ヒンジ領域 L_p は、吉岡らの提案式に基づいて、柱直径 D_r と仮定する。[11]
- ⑧ 相対部材角 R と曲率 Φ の関係は、 $R=L_p \cdot \Phi$ と仮定する。[12]
- ⑨ 曲げ逐次解析から求められる耐力は $P - \Delta$ の影響を考慮し、せん断耐力はその最大値とする。
- ⑩ 靱性の指標とする限界部材角 R_u は、実験結果および解析結果とも最大耐力の80%の耐力を維持する相対部材角を仮定する。

3.5 解析結果の検討

各試験体の $q - R (\Phi \cdot D_r)$ 関係を図-8にそれぞれ示す。なお 表-3にはせん断耐力と限界部材角の実験結果および解析結果をそれぞれ示す。X形主筋比が増加するとともに最大耐力以降の耐力劣化が緩やかになる。一方、高軸力の方が最大耐力以降の耐力劣化は急激である。



せん断耐力 Q とX形主筋比 β の関係を図-9に示す。せん断耐力はX形主筋比により若干異なるが、実験結果と解析結果は同様の傾向を示している。図中のハッチ部分のようにX形主筋比が増加すると、X形主筋の降伏せん断耐力は増加する一方、RC部分のせん断耐力は減少する。結局、X形配筋部材のせん断耐力は一定値を示す。解析結果は実験結果を安全側に評価している。この要因としては固定部の影響が考えられる。つまり、固定部付近のコンクリートは固定部の拘束とせん断補強筋の拘束の2つの拘束を受け、コンクリートの $\sigma - \epsilon$ が改善される。[13] このことにより、計算上の危険断面位置が柱の内側に入り、柱の内法高さが減少することによるものと考えられる。



限界部材角 R_u とX形主筋比 β の関係を図-10に示す。軸力比に関係なく、実験結果および解析結果ともX形主筋比が増加するのにともない限界部材角も増加することが解った。ただし、 $n=1/3$ の $\beta=1/3$ 以上の試験体の限界部材角の実験結果は解析結果よりもかなり大きな値を示している。これらのことから、X形主筋を等価なせん断補強筋に置き直し、コアコンクリートのコン

表-3 実験結果と解析結果の比較一覧

試験体番号	X形主筋比	軸力比	せん断耐力 tf		限界部材角 10^{-3} rad.	
			実験値	解析値	実験値	解析値
D-2	$\beta=0$	$n=1/3$	27.2	23.5	50.0	55.7
D-7	$\beta=1/3$	$n=1/3$	30.0	24.1	120.0 ↑	69.0
D-8	$\beta=2/3$	$n=1/3$	27.1	21.8	120.0 ↑	84.3
D-5	$\beta=0$	$n=2/3$	29.4	22.7	30.0	33.7
D-9	$\beta=1/3$	$n=2/3$	31.9	23.5	50.0	43.9
D-10	$\beta=2/3$	$n=2/3$	27.1	21.2	80.0	54.1

ファイン効果に寄与させた曲げ解析を用いても実験結果をある程度評価できることが明かとなった。

4. まとめ

曲げ降伏部材にX形配筋を用いた場合の有効性に関する研究から、以下の知見が得られた。

1. 曲げ降伏部材の場合でも、X形主筋比が増加するにつれ変形性能が改善される。このことはX形主筋の負担するせん断力が耐力低下を起こさないことと付着割裂の影響が減少することによるものである。
2. X形主筋の有効性を評価する場合、X形主筋の負担するせん断力を等価なせん断補強筋比として(2)式で評価し、この補強筋比がRC部分のコンファイン効果に寄与するとした曲げ逐次解析の耐力および限界部材角は、実験結果の耐力および限界部材角を良好に評価できる。

【謝辞】 本研究は、新技術事業団から融資を受けた開発課題「多方向X形組立鉄筋およびその製造技術」であり、この鉄筋を用いたRC柱の耐震性能を評価するために計画された研究の一部である。関係各位の皆様方には、本紙面の一部をお借りし、感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) 南宏一：X形配筋柱の弾塑性性状に関する基礎的研究、京都大学学位請求論文、1984.12
- 2) 南宏一ほか：X形配筋を用いた鉄筋コンクリート構造の理論と設計、大阪工大摂南大学中研所報、第22巻 第2号、pp.127~179、1989年
- 3) 村上利憲ほか：多方向X形組立鉄筋を用いた円形RC柱の耐力と靱性、JCI-C20 コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集、pp.237-256、1990.5
- 4) 村上利憲ほか：多方向X形組立鉄筋を芯鉄筋とした円形RC柱のコンファイン効果を考慮した終局せん断耐力、日本建築学会構造系論文報告集、第428号、pp.55-67、1991.10
- 5) 富岡裕史ほか：円形多方向X形配筋柱の耐力および靱性に関する研究(その7) 曲げ靱性シリーズ、日本建築学会近畿支部研究報告集、第32号 構造系、pp.81-84、1992.6
- 6) 村上利憲：曲げ降伏先行型の円形RC柱の終局耐力および靱性に関する研究 せん断補強筋が耐力および靱性に及ぼす影響について、日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)、pp.797-798、1993.9
- 7) 村上利憲：円形RC柱の多方向X形主筋の有効性に関する研究、大阪工業大学学位請求論文、1992.3
- 8) 六車熙ほか：横拘束コンクリートの応力ひずみ曲線のモデル化、セメント技報、第34号、pp.429-432、1980
- 9) Mander, J. B., et al.: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete Columns, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.114, pp.1804-1826, Apr.1982
- 10) 中塚信ほか：円形補強筋をもつコンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係について、セメント技術年報 第36、pp.255-258、1982
- 11) 吉岡研三ほか：鉄筋コンクリート柱の変形性能向上に関する研究 第2報 破壊機構並びに変形性能向上に関する研究、日本建築学会論文報告集、第282号、pp.37-45、1979.8
- 12) 平石久廣ほか：鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏後の限界変形に関する研究 その1 柱の中心圧縮実験、純曲げ実験および曲げせん断実験とその相関、日本建築学会論文報告集、第410号、pp.27~39、1990.4
- 13) 加藤大介：鉄筋コンクリート部材の靱性評価に関する研究、JCI-C-20 コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集、pp.131~138、1990.5

【記号】

- | | | |
|--|---|---|
| A_w : せん断補強筋の断面積[cm^2] | D_c : 柱直径[cm] | A_s : 引張主筋の断面積[cm^2] |
| F_c : コンクリート圧縮強度[kgf/cm^2] | h : 柱内法高さ[cm] | d_s : 主筋重心間距離比 |
| M : 曲げモーメント[$\text{tf}\cdot\text{cm}$] | N : 軸力[tf] | L_p : 塑性ヒンジ長さ[cm] |
| ρ_w : せん断補強筋比[$=A_w/(S\cdot D_c)$] | Q : せん断力[tf] | ρ_s : 引張主筋比 |
| ρ_{we} : コンファイン効果に寄与するせん断補強筋比 | Q_v : X形主筋の降伏せん断耐力[tf] | R : 相対部材角 |
| ρ_{ws} : X形主筋の負担せん断力と等価なせん断補強筋比 | S : 補強筋間隔[cm] | S : 補強筋間隔[cm] |
| ρ_{wo} : RC部分の曲げ降伏を保證するせん断補強筋比 | η : 柱長さ比[$=h/D_c$] | ϕ : 引張主筋係数[$=\rho_s \cdot \sigma_s / F_c$] |
| σ_s : 主筋の降伏応力度[kgf/cm^2] | σ_{sv} : せん断補強筋の降伏応力度[kgf/cm^2] | |

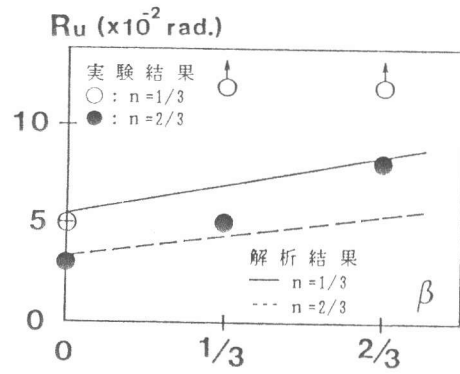


図-10 限界部材角 R_u と X形主筋比 β の関係