

## 論文 鉄筋コンクリート柱梁部材のせん断特性算定法

鈴木紀雄\*1

**要旨:** 既存の鉄筋コンクリート造建物に見られる, せん断破壊型の柱梁部材のせん断力-せん断変形関係を算定する手法を提案する。設定する復元力特性は, 原点とひび割れ発生点, および最大強度点をつなぐ二折れ線で表現し, 初期剛性は弾性論で, ひび割れ点強度は既往の提案式で算定する。最大強度点の変形と強度を算定する式は, トラス機構とアーチ機構を仮定した終局強度モデルに, 材料の応力-歪関係を考慮して導いた。既往の実験試験体の復元力特性を計算したところ, 実験結果と比較的良好な一致が見られた。

**キーワード:** 柱梁部材, せん断, 復元力特性, トラス機構, アーチ機構

## 1. はじめに

現在の鉄筋コンクリート造建物の柱梁部材は, シアスパン比が小さくなることを避けるとともに, せん断補強を十分に行うことにより, 曲げ破壊型の部材となるように設計されている。このような部材で構成される建物の非線形解析を行う際は, 曲げに対して弾塑性の復元力特性を設定し, せん断に関しては弾性と仮定するのが一般的である。しかし近年では, 新たな建物の設計時のみならず, 既存建物の耐震補強に際して, 補強前後の耐震性能を調べるために非線形解析が行われるようになってきている。既存建物では, 柱梁部材のせん断強度が不足している場合があるので, 非線形解析を行うには, 柱梁部材のせん断に関する弾塑性特性を考慮することが必要となる。

実際には曲げ特性とせん断特性は互いに影響し合い, これを評価する解析的な研究も行われている<sup>1)</sup>。しかし, 建物を解析する際には多数の部材の復元力特性を算定することが必要なため, 簡略的に曲げ特性とせん断特性は独立として扱う例が少なくない<sup>2),3)</sup>。また, 曲げ特性を表わす要素と, これに独立なせん断変形を表わす要素を直列させて部材モデルを構成する考え方も示されている<sup>4)</sup>。本論でも, 建物全体の解

析に用いる部材モデルへの適用を目的とするので, せん断特性と曲げ特性は独立したものととして扱うことにする。

せん断破壊する鉄筋コンクリート柱梁部材に関する研究は膨大な数に上るが, せん断強度を対象としたものが大部分であり, 変形を含めて復元力特性を対象としたものは数少ない。また, これらの研究で示された手法は, シアスパン比が小さいためにせん断変形を無視できない曲げ破壊型部材を対象としている<sup>5)</sup>, あるいは増分解析を必要とする<sup>4),6)</sup>ため, せん断破壊する部材の復元力特性を簡略に算定するには不向きである。

本報告は, せん断破壊する鉄筋コンクリート柱梁部材のせん断力-せん断変形関係(以下, 「せん断特性」)を, 簡単な計算で設定する方法を提案するものである。

## 2. モデルと算定法

## 2.1 仮定

(a) せん断特性は, 図-1 に示すように, 原点とひび割れ発生点, および最大強度点の三つの点を結ぶ二折れ線とする。最大強度以降は負勾配になるが, 現状では, この勾配を算定することは難しいので, 本提案では特に言及しない。

\*1 鹿島・小堀研究室 工博(正会員)

- (b) 弾性剛性は、弾性理論によって算定する。
- (c) ひび割れ点の強度は、既往の提案式によって算定する。
- (d) 最大強度時には、トラス機構とアーチ機構が並列すると仮定する。ストラット角度や両機構のせん断力負担分は、建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針」<sup>7)</sup>に示された「A法」に軸力の効果を取り入れた「New RCせん断強度提案式」<sup>8)</sup>によって算定する。この式では、曲げ補強筋は無限に強いと仮定されているが、本報告では、さらに剛棒と仮定する。この仮定により、曲げモーメントと鉛直方向の力の釣り合いは自動的に満足され、曲げ変形と鉛直方向の変形もないことになる。
- (e) コンクリートの応力が圧縮強度に達したとき、あるいは、せん断補強筋の歪が限界値に達したときを最大強度点とする。

## 2.2 弾性剛性

弾性剛性  $K_1$  は次式で算定する。

$$K_1 = \frac{GA}{kh} \quad (1)$$

$G$  : コンクリートのせん断弾性係数

$A$  : 部材の断面積

$h$  : クリアスパン

$\kappa$  : 形状係数

## 2.3 ひび割れ発生点

ひび割れ発生時の強度と変形は次式で求める。

$$Q_1 = \min\{Q_a, Q_b\} \quad (2)$$

$$\delta_1 = \frac{Q_1}{K_1} \quad (3)$$

$$Q_a = \frac{2}{3} \sqrt{f_t(f_t + \sigma_0)} \cdot b \cdot D \quad (4)$$

$$Q_b = \left(1 + \frac{\sigma_0}{1531}\right) \frac{0.085k_c(49 + \sigma_B)}{M/QD + 0.17} b \cdot j \quad (5)$$

$\sigma_B$  : コンクリート圧縮強度 ( $N/mm^2$ )

$f_t$  : コンクリートの引張り強度で、 $0.31\sqrt{\sigma_B}$  ( $N/mm^2$ ) とする。

$\sigma_0$  : 軸方向応力度 (圧縮を正)

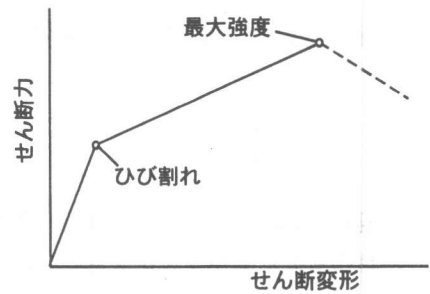


図-1 算定するせん断特性

$k_c$  : 断面寸法による補正係数。有効せいが35cm以上ならば0.75

$M/QD$  : シアスパン比

$b$  : 部材幅

$D$  : 部材せい

$j$  : 曲げ材の応力中心間距離

式(4)は、軸力とせん断力を受ける部材の引張り主応力度が、コンクリートの引張り強度に達したときにひび割れが発生するとして導かれる式である。係数(2/3)は、せん断応力度が断面中で一様ではなく、矩形のときには最大値が平均値の1.5倍となっていることによる。この式は、曲げモーメントの影響が少ない、シアスパン比の小さい部材に適した式と言われている。式(5)は、荒川らによって、梁の実験結果を基に導かれた経験式を、軸力の効果を取り入れられるように修正したものである。

せん断補強筋の少ない部材では、せん断最大強度が小さくても、せん断ひび割れ強度が作用するせん断力よりも大きければ、せん断特性は弾性としておいても良いであろう。従って、せん断ひび割れ強度を過大評価することは、実際にはせん断破壊する部材をせん断破壊しない部材と誤って評価することになり危険なので、両式の小さい方の値を使用することにした。

## 2.4 最大強度点

### 2.4.1 せん断抵抗機構

New RC せん断強度式に従い、トラス機構とアーチ機構 (図-2) のストラット角度を計算する。

$$\tan \theta = \sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 + 1} - \left(\frac{L}{D}\right) \quad (6)$$

$$\nu = 1.70 \cdot (1 + 2n) \sigma_B^{-0.333} \quad (7)$$

$$\cot \phi = \min \left[ 2 - 3n, \sqrt{\frac{\nu \sigma_B}{\rho_w \sigma_{wy}} - 1} \right] \quad (8)$$

ただし、 $\cot \phi \geq 1$  である。

$\theta$  : アーチ機構のストラット角度

$L$  : スパン長

$\nu$  : 有効圧縮強度係数

$\rho_w$  : せん断補強筋比

$\sigma_{wy}$  : せん断補強筋の降伏強度

$j_t$  : 主筋重心間距離

$\phi$  : トラス機構のストラット角度

$n$  : 軸力比 ( $N/bD\sigma_B$ )

New RC せん断強度式では、 $\cot \phi$  の値の候補として  $j_t/D \tan \theta$  という値が現れる。しかし、この値になるのは  $L/D$  が非常に小さい場合に限られるので、本法では考慮しない。

#### 2.4.2 材料の応力-歪関係

コンクリートの応力-歪関係は、適切なものを用いればよいが、本報告では Fafits-Shah の式で表す。

$$\sigma = \nu \sigma_B \left\{ 1 - \left( \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^\alpha \right\} \quad (9)$$

$$\alpha = \frac{E_c}{\nu \sigma_B / \varepsilon_0} \quad (10)$$

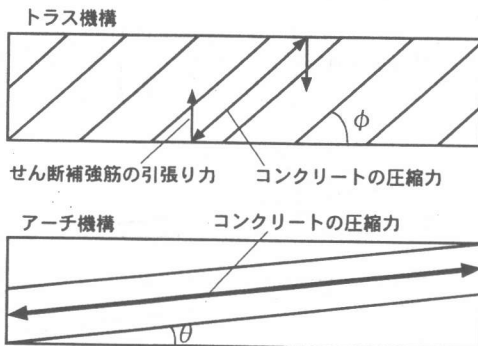


図-2 トラス機構とアーチ機構

有効圧縮強度係数は、ひび割れによってコンクリートの圧縮強度が低下する現象の他に、塑性論を用いるために、実際には一様でない部材内の応力度を一様と仮定することに対する補正を含んでいる。本解析でも一様応力分布を仮定するので、有効圧縮強度係数をそのまま用いる。

圧縮強度時の歪  $\varepsilon_0$  とヤング係数  $E_{ws}$  も適切に仮定する。圧縮強度から推定する式には、次式がある。

$$\varepsilon_0 = 0.9371 \sigma_B^{0.25} \times 10^{-3} \quad (11)$$

$$E_c = 4.1 (\sigma_B / 100)^{0.333} \times 10^4 \quad (12)$$

鉄筋の応力-歪関係は完全弾塑性型とし、ヤング係数を  $E_{ws}$ 、降伏強度を  $\sigma_y$  とする。降伏後、歪が限界値  $\varepsilon_{wu}$  に達すると、部材はせん断破壊すると仮定する。限界歪の値は特定しがたいので、実験結果との対応を参考に仮定する。後述する計算例では 1% と仮定している。

#### 2.4.3 変形角とせん断応力度の計算

最大強度点の荷重と変形は、次式で算定する。

$$Q_2 = \tau_{truss} \cdot b \cdot j_t + \tau_{arch} \cdot b \cdot D \quad (13)$$

$$\delta_2 = L \cdot \gamma \quad (14)$$

$\tau_{truss}$ 、 $\tau_{arch}$ 、 $\gamma$  は、以下に示すように、 $\cot \phi$  の値に応じた式で計算する。

##### a. $\cot \phi = 1$ のとき

このときは、せん断補強筋量が多いため、トラス機構においてコンクリートが先に圧壊して最大強度にいたる。アーチ機構の負担分はない。コンクリートの応力度は、圧縮強度に等しいので次式となる。

$$\sigma_{1,truss} = \nu \sigma_B \quad (15)$$

トラス機構における変形を、図-3のように、モードAとモードBの二つに分離する。モードAではコンクリートストラットのみが変形し、モードBでは、せん断補強筋のみが変形する。コンクリートの歪が圧縮強度時の歪に等しいので、モードAの変形角は次式となる。

$$\gamma_A = \frac{2\varepsilon_0}{\sin 2\phi} = 2\varepsilon_0 \quad (16)$$

一方、せん断補強筋は弾性状態にあり、応力

の釣り合い条件より次式が成り立つ。

$$\gamma_B = \frac{\sigma_{1, truss} \sin^2 \phi}{p_w E_{ws} \cot \phi} = \frac{v \sigma_B}{2 p_w E_{ws}} \quad (17)$$

せん断変形角は二つのモードの和である。

$$\gamma = \gamma_A + \gamma_B \quad (18)$$

また、このときのトラス機構の負担せん断応力度  $\tau_{truss}$  とアーチ機構の負担せん断応力度  $\tau_{arch}$  は次式となる。

$$\tau_{truss} = \frac{v \sigma_B}{2} \quad (19)$$

$$\tau_{arch} = 0 \quad (20)$$

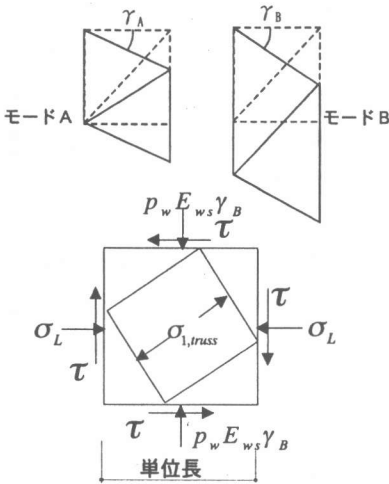


図-3 トラス機構における変形モードと応力の釣り合い

b.  $\cot \phi = 2 - 3n$  のとき

このときはせん断補強筋が少ないため、トラス機構においては、せん断補強筋が先に降伏する。アーチ機構の応力負担があるので、せん断強度に達するのは、アーチ機構においてコンクリートの応力度が圧縮強度に達するときの変形角  $\gamma_1$  (図-4) と、トラス機構においてせん断補強筋が限界歪に達するときの変形角  $\gamma_2$  の小さい方となる。

$$\gamma = \min \{ \gamma_1, \gamma_2 \} \quad (21)$$

(b-1)  $\gamma_1$  の算定

アーチ機構のコンクリート歪が圧縮強度時の歪であることより、

$$\gamma_1 = \frac{2\varepsilon_0}{\sin 2\theta} \quad (22)$$

トラス機構の負担せん断応力度は、

$$\tau_{truss} = p_w \sigma_{wy} \cot \phi = 2 p_w \sigma_{wy} \quad (23)$$

アーチ機構の負担せん断応力度は、

$$\tau_{arch} = \frac{\tan \theta (1 - \beta) v \sigma_B}{2} \quad (24)$$

$$\beta = \frac{(1 + \cot^2 \phi) p_w \sigma_{wy}}{v \sigma_B} \quad (25)$$

(b-2)  $\gamma_2$  の算定

(i) トラス機構に関して

せん断補強筋の歪が限界歪であることより、

$$\gamma_B = \frac{\varepsilon_{wu}}{\cot \phi} \quad (26)$$

$\gamma_A$  は、式(27)の応力の釣り合いより式(28)となる。

$$v \sigma_B \left\{ 1 - \left( 1 - \frac{\sin 2\phi \cdot \gamma_A}{2\varepsilon_0} \right)^\alpha \right\} \sin^2 \phi = p_w \sigma_{wy} \quad (27)$$

$$\gamma_A = \frac{2\varepsilon_0}{\sin 2\phi} \left\{ 1 - \left( 1 - \frac{p_w \sigma_{wy}}{v \sigma_B \sin^2 \phi} \right)^{\frac{1}{\alpha}} \right\} \quad (28)$$

せん断歪とせん断応力度は、

$$\gamma_2 = \gamma_A + \gamma_B \quad (29)$$

$$\tau_{truss} = p_w \sigma_{wy} \cot \phi = 2 p_w \sigma_{wy} \quad (30)$$

(ii) アーチ機構に関して

コンクリートの主圧縮歪と、それに対応する応力度は次式となる。

$$\varepsilon_{1, arch} = \gamma_2 \sin \theta \cdot \cos \theta \quad (31)$$

$$\sigma_{1, arch} = v \sigma_B \left\{ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_{1, arch}}{\varepsilon_0} \right)^\alpha \right\} \quad (32)$$

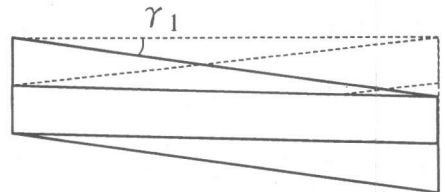


図-4 アーチ機構の変形

従って、アーチ機構の負担せん断応力度は、

$$\tau_{arch} = \frac{\tan \theta (1 - \beta) \sigma_{1,arch}}{2} \quad (33)$$

c.  $1 < \cot \phi < 2 - 3n$  のとき

トラス機構において、コンクリートが圧縮強度に達し、せん断補強筋も降伏する。アーチ機構の応力負担分はない。

コンクリートの歪が圧縮強度時の歪であることより、モードAの変形角は次式となる。

$$\gamma_A = \frac{2\varepsilon_0}{\sin 2\phi} \quad (34)$$

また、せん断補強筋の歪を  $\varepsilon_w$  とすると、モードBの変形は次式となる。

$$\gamma_B = \frac{\varepsilon_w}{\cot \phi} \quad (35)$$

$\varepsilon_w$  は、降伏歪  $\varepsilon_{wy}$  と限界歪  $\varepsilon_{wu}$  の間である。その値は決めがたいが、 $\cot \phi$  の値が 1、および  $2 - 3n$  の場合との連続性を考え、 $\cot \phi = 1$  のときに  $\varepsilon_{wy}$ 、 $2 - 3n$  のときに  $\varepsilon_{wu}$  とし、その間は線形補間する。すなわち、

$$\varepsilon_w = \frac{\varepsilon_{wu} - \varepsilon_{wy}}{1 - 3n} (\cot \phi - 1) + \varepsilon_{wy} \quad (36)$$

変形角は次式となる。

$$\gamma = \gamma_A + \gamma_B \quad (37)$$

せん断応力度は次式となる。

$$\tau_{truss} = \frac{V\sigma_B}{2} \sin 2\phi \quad (38)$$

$$\tau_{arch} = 0 \quad (39)$$

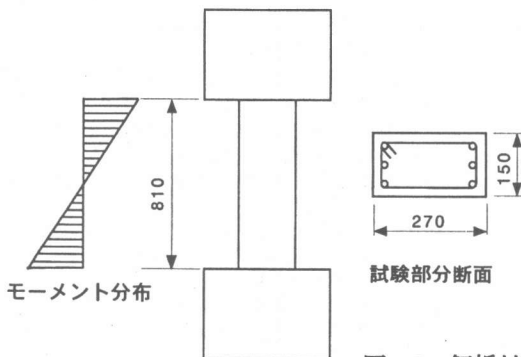


図-6 解析対称<sup>9)</sup>

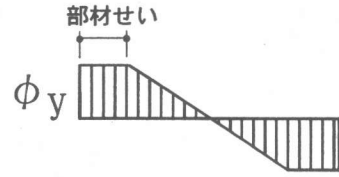


図-5 曲げ降伏時の曲率分布の仮定

### 3. 適用例

既往のせん断破壊した鉄筋コンクリート柱梁試験体の復元力特性を本報告で示した方法で算定し、実験結果と比較する。実験結果には曲げ変形も含まれているので、計算でも曲げ変形分を足し合わせなくてはならない。

曲げ変形の計算法には、いくつか提案があるが<sup>2)3)</sup>、ここでは著者らが提案した解析法<sup>5)</sup>を簡略化して、以下のような方法でモーメント一回転角関係を計算した。

弾性剛性と第1折れ点強度は(40)、(41)式で算定する。

$$K_{f1} = 6EI_e/L \quad (40)$$

$$M_{f1} = (1.8\sqrt{\sigma_B} + \sigma_0) \cdot Z_e \quad (41)$$

第2折れ点強度は、平面保持を仮定した断面解析で、最外縁主筋が引張り降伏するときのモーメントとする。このときの変形は、図-5のような曲率分布を仮定して計算する。

例として、城らによる柱の試験体<sup>9)</sup>(図-6)を計算したものを実験結果と比較して図-7に示す。3体の形状は同一であり、軸力のみが異なっている。C15-4-04は軸力比が0.4と大きい

主筋	D16, $\sigma_y = 626 \text{ MPa}$
せん断補強筋	4φ@74, $\sigma_y = 466 \text{ MPa}$
コンクリート圧縮強度	$\sigma_B = 25.5 \text{ MPa}$

試験体	軸力比(N/BDσ <sub>B</sub> )
C15-4-04	0.4
C15-4-02	0.2
C15-4-00	0.0

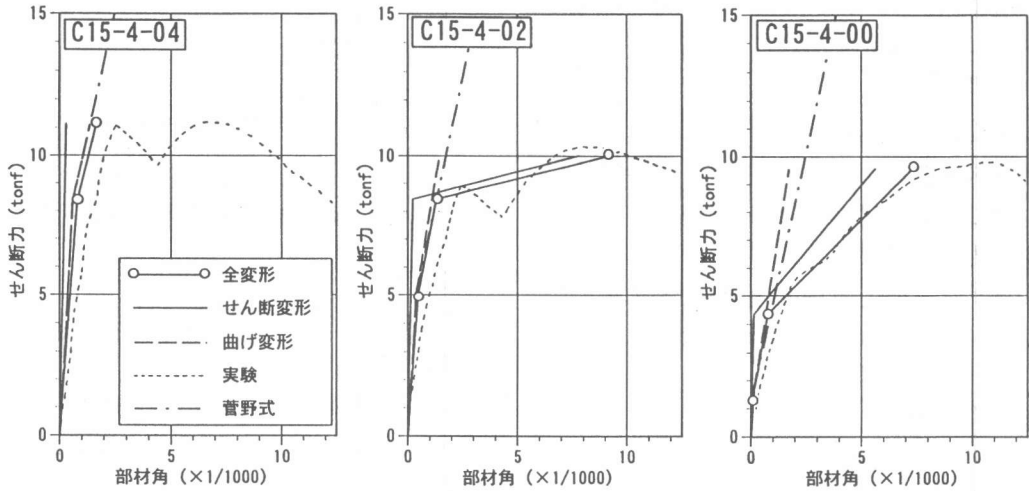


図-7 荷重-変形関係の比較

ために、実験ではせん断ひび割れ発生時が最大耐力となったが、計算でも同様になった。

他の2体では、実験、解析ともに、せん断ひび割れ発生後も荷重が上昇した。解析では、せん断補強筋が少ないために  $\cot\phi = 2-3n$  で最大強度が決まっている。従って、最大強度点の変形は、せん断補強筋の限界歪  $\epsilon_{wu}$  の大きさに依存する。この値は、実際には、補強筋の形状や材料特性などによって異なるものと思われるが、ここでは1.0%としている。これは、本試験体を含めた20体の試験体の解析を行ったところ、一律に1.0%を仮定することにより、半数程度の試験体で実験結果に近い計算結果が得られたことによっている。

図-7には、鉄筋コンクリート造柱梁部材の復元力特性の算定に広く用いられる菅野による提案式<sup>10)</sup>の結果を併記した。この式は、曲げ破壊型の部材を対象としたものであるが、せん断変形の非線形性も考慮されている。しかし、せん断破壊する部材では、本報告の提案のようなせん断の弾塑性特性を考慮しないと、復元力特性を表現できないことが分かる。

#### 4. まとめ

せん断破壊する鉄筋コンクリート柱梁部材のせん断力-せん断変形関係を算定する方法を提

案した。

#### 参考文献

- 「大会」は「日本建築学会大会学術講演梗概集」を表す。
- 1) 橋本伸一, 中村光他: 繰返し荷重を受けるRCはり断面のせん断変形挙動に関する解析的研究, 日本コンクリート工学協会年次論文集, Vol.18, No.2, pp.641-646, 1996
  - 2) 永井覚, 小谷俊介: 高強度材料を使用したRC梁部材の復元力特性に関する研究, 第9回日本地震工学シンポジウム, Vol.2, pp.1549-1554, 1994
  - 3) 長崎充, 前田匡樹: 鉄筋コンクリート梁・柱部材の降伏変形評価法, 日本コンクリート工学協会年次論文集, Vol.18, No.2, pp.797-802, 1997
  - 4) 前中敏伸, 白井伸明他: 修正エンドクロニック理論を用いた高軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の繰返しせん断強度解析, 大会, 構造Ⅱ, pp.701-704, 1993
  - 5) 鈴木紀雄, 井上範夫他: ファイバーモデルによるRC短柱と十字型部分骨組の解析, 日本コンクリート工学協会年次論文集, Vol.15, No.2, pp.577-582, 1993
  - 6) 倉本洋, 南宏一: マクロモデルによる鉄筋コンクリート梁, 柱の変形解析, 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, 日本コンクリート工学協会, pp.69-86, 1990
  - 7) 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・同解説, 1990
  - 8) 倉本洋, 渡邊史夫他: 柱部材に対するNewRCせん断強度式の耐力予測精度, 大会, 構造Ⅱ, pp.705-706, 1993
  - 9) 千洪, 林静雄他: 鉄筋コンクリート柱のせん断伝達に関する実験研究(その1), 大会, 構造Ⅱ, pp.537-538, 1989
  - 10) 菅野俊介: 鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究, コンクリート・ジャーナル, Vol.11, No.2, 1973.2