

論文

[2136] 鉄筋コンクリート柱の終局耐荷力に関する基礎研究

正会員○河南 正幸 (名古屋大学大学院)

正会員 中村 光 (名古屋大学大学院)

正会員 二羽淳一郎 (名古屋大学工学部)

正会員 田辺 忠顕 (名古屋大学工学部)

1. はじめに

鉄筋コンクリート (RC) 構造物が地震荷重を受け最終的な破壊にいたる場合、曲げ、せん断によるクラックの発生等により剛性低下が生じ、鉄筋とコンクリートの相互補強作用を失って耐荷力を失ったり、あるいは、さらに柱の一部のコンクリートが崩落することにより鉄筋が露出され、座屈が生じ、耐荷力を失うという現象がみられる。これらは動的に大きな水平変位を生じている最中に生じる現象であり、最終的な振動破壊現象を明らかにするためには、上記の現象を解明する必要がある。

本研究は、地震荷重を受け剛性低下を生じた段階での軸方向鉄筋の座屈に注目し、この現象を解析的に解明しようとするものである。特に、内部鉄筋の座屈性状についての考察を行った。

本解析においては、異自由度を有する鉄筋とコンクリートの有限要素間の結合¹⁾を用いて、鉄筋に関しては、柴田²⁾の行った断面力表示構成則を用いて鉄筋の弾塑性状態に対する定式化を行い、またコンクリートに対しても塑性化を考慮にいたれた応力-ひずみ曲線を用いることにより、より現実に近い有限要素解析を行った。

2. 解析理論

2.1 コンクリートと鉄筋の結合

コンクリートを1節点3自由度 (X, Y, Z方向変位) を有するアイソパラメトリック立体要素、鉄筋を1節点3自由度 (X, Y方向変位、Z軸回り回転角) を有するはり要素で表し、この異自由度を有する両要素を図2.1に示すような体積のない仮想的な結合要素 (X, Y, Z方向変位、Z軸回り回転角の4自由度) を用いて結合した。

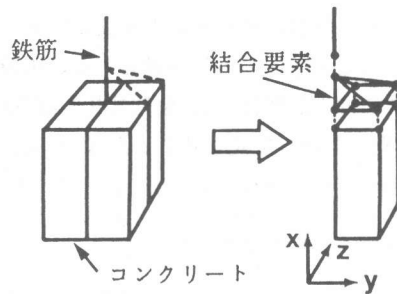


図2.1 コンクリートと鉄筋要素の結合

この両要素について、変位差が零になる条件をラグランジュの未定乗数法³⁾を用いて表すと、変分式から導かれる平衡方程式は増分形で次のようになる。

$$\begin{bmatrix} [K^{(1)}] & [0] & [\hat{K}^{(1)}] \\ [0] & [K^{(2)}] & [\hat{K}^{(2)}] \\ sym. & [0] & [0] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{\Delta q^{(1)}\} \\ \{\Delta q^{(2)}\} \\ \{\Delta \gamma\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \{\Delta F^{(1)}\} & + & \{F_r^{(1)}\} \\ & \{\Delta F^{(2)}\} & \\ & & \{0\} \end{bmatrix} \quad (2.1)$$

$$\text{ここに、} [\hat{K}^{(1)}] = - \int_{S^{(12)}} [\Psi^{(1)}]^T [\Omega] dS, \quad [\hat{K}^{(2)}] = \int_{S^{(12)}} [\Psi^{(2)}]^T [\Omega] dS \quad (2.2)$$

ただし、上付き()内の添え字1,2はそれぞれ鉄筋要素、コンクリート要素を表し、 $[K^{(1)}]$ 、 $[K^{(2)}]$ は、それぞれ鉄筋領域 $V^{(1)}$ 、コンクリート領域 $V^{(2)}$ の剛性マトリクス、 $[\hat{K}^{(1)}]$ 、 $[\hat{K}^{(2)}]$ は、領域 $V^{(1)}$ 、 $V^{(2)}$ と仮想結合要素との結合マトリクス、 $\{\Delta F^{(1)}\}$ 、 $\{\Delta F^{(2)}\}$ は、領域 $V^{(1)}$ 、 $V^{(2)}$ にかかる外力ベクトル、 $\{F_r^{(1)}\}$ は釣合方程式が満足されないために生じる不平衡力、 $\{\Delta q^{(1)}\}$ 、 $\{\Delta q^{(2)}\}$ は各要素の節点変位、 $\{\Delta \gamma\}$ は結合要素に関する一般化変位ベクトルである。

なお、 $[\Psi^{(1)}]$ 、 $[\Psi^{(2)}]$ は結合要素と領域 $V^{(1)}$ 、 $V^{(2)}$ を結合する体積のない仮想結合要素の補間マトリクスで、以下のように仮定できる。

$$[\Psi^{(1)}] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.3)$$

$$[\Psi^{(2)}] = [[\Psi_1][\Psi_2][\Psi_3][\Psi_4]] \quad (2.4)$$

$$[\Psi_i] = \begin{bmatrix} \hat{\Psi}_i & 0 & 0 \\ 0 & \hat{\Psi}_i & 0 \\ 0 & 0 & \hat{\Psi}_i \\ -a_i/2 & b_i/2 & 0 \end{bmatrix} \quad (i = 1, 2, 3, 4) \quad (2.5)$$

$$a_i = \hat{J}_{21} \frac{\partial \hat{\Psi}_i}{\partial \xi} + \hat{J}_{22} \frac{\partial \hat{\Psi}_i}{\partial \eta}, \quad b_i = \hat{J}_{11} \frac{\partial \hat{\Psi}_i}{\partial \xi} + \hat{J}_{12} \frac{\partial \hat{\Psi}_i}{\partial \eta} \quad (2.6)$$

\hat{J}_{ij} : ヤコビの逆マトリクスの成分

$\hat{\Psi}_i$: 2次元4節点のアイソパラメトリック要素の補間関数であり、図2.2より以下の式で表される。

$$\hat{\Psi}_i = \frac{1}{4}(1 + \xi_i \xi)(1 + \eta_i \eta) \quad (i = 1, 2, 3, 4) \quad (2.7)$$

2.2 鉄筋の構成則

軸力と1軸曲げモーメントを受ける完全弾塑性性体からなる断面の挙動を考えると、円断面における初期降伏関数 F_1 、全塑性状態降伏関数 F_2 は次式によって定めることができる。

$$F_1 = f \times m + n - 1, \quad F_2 = m + n^2 - 1$$

$$\text{ここに、} \quad m = \frac{M}{M_p}, \quad n = \frac{N}{N_y} \quad (2.8)$$

つづいて、 F_1 から F_2 の間をうめるべき降伏関数 F を定めると、

$$F = \frac{m}{\alpha} + n - 1 + (1 - \alpha) \frac{n - n^2}{1 - 1/f} \quad (2.9)$$

$$\alpha = 1 - \left(1 - \frac{1}{f}\right) \exp(-\beta \bar{\phi}_p) \quad (2.10)$$

ここに、 β = 弾性係数、 $\bar{\phi}_p = \frac{\phi_p}{M_p/EI}$ 、 ϕ_p = 塑性曲率

ただし、構成則中に用いる降伏関数中の弾塑性係数および形状係数は、円断面においては、そ

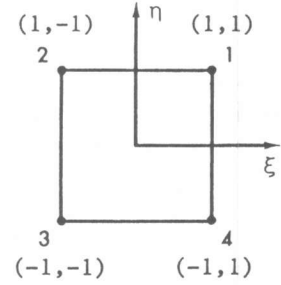


図2.2 アイソパラメトリック要素

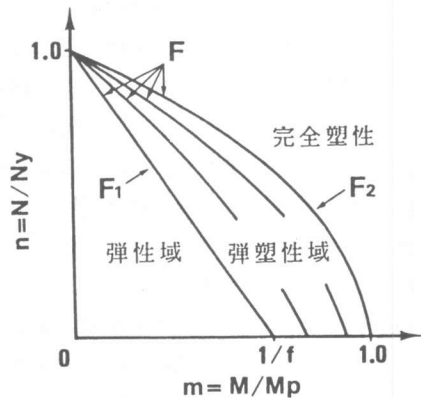


図2.3 降伏概念図

れぞれ $\beta = 2.47$, $f = 1.70$ となる。

この降伏関数の概念図は、図2.3のようになる。このFを使って弾塑性状態における構成則を求めることができる。

2. 3 コンクリート要素

コンクリートは3次元的な挙動を示すので、3次元8節点6面体アイソパラメトリック要素を用いた。また、中間部分に低強度のコンクリートを挿入し座屈解析を行うので、その変形が必ずしも微小とは言えないため、単に弾性体として扱うのではなく、ソフトニングを考慮した応力-ひずみ曲線を考え、それを応力-ひずみマトリクス [D] に反映させることにした。そこで、今回用いた応力-ひずみ曲線は、図2.4に示す Park et al の表示式に鈴木ら⁴⁾の提案を考慮したものとした。ここに、縦軸及び横軸は、それぞれ応力、ひずみを降伏応力及びその発生ひずみで無次元化したものである。以下にこの曲線の表示式を示す。

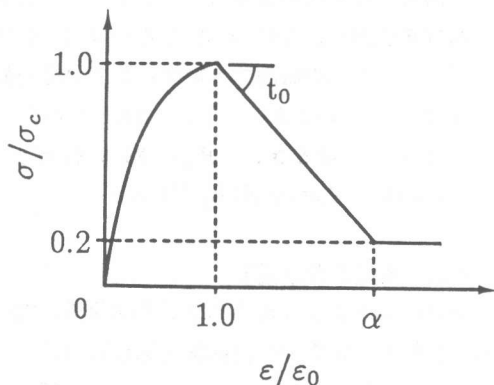


図2.4 コンクリート応力-ひずみ曲線

$$\begin{aligned}
 0 \leq \frac{\epsilon}{\epsilon_0} < 1 & \quad \frac{\sigma}{\sigma_0} = 2 \frac{\epsilon}{\epsilon_0} - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0}\right)^2 \\
 1 \leq \frac{\epsilon}{\epsilon_0} < \alpha & \quad \frac{\sigma}{\sigma_0} = 1 - t_0 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} - 1\right) \\
 \frac{\epsilon}{\epsilon_0} \geq \alpha & \quad \frac{\sigma}{\sigma_0} = 0.2
 \end{aligned} \quad (2.11)$$

ここに、 σ_c : 圧縮強度、 ϵ_0 : 圧縮強度時のひずみ

2. 4 解析手順

2. 1~2. 3で示した理論に従い、上端部の軸方向変位を制御する形で解析を進めた。したがって、各段階において生じる不平衡力に対する収束計算が必要となるが、それには、Newton-Raphson 法を用いた。また、座屈解析では荷重低下があるため、変位増分法により解析を行うことにした。

3. 鉄筋コンクリート柱の終局状態のモデル化

地震荷重を受けた鉄筋コンクリート柱が崩落する場合、コンクリートの剛性が低下するとともに、周囲の鉄筋が座屈するのであるが、解析を容易にするために図3.1のように単純化されたモデルを考えた。本モデルでは、両端部に健全なコンクリートを、中間部には圧縮強度の低いコンクリートを挿入することにより、コンクリートの弱化的影響を表すことにした。

コンクリートの応力-ひずみ曲線は、図2.4に示す曲

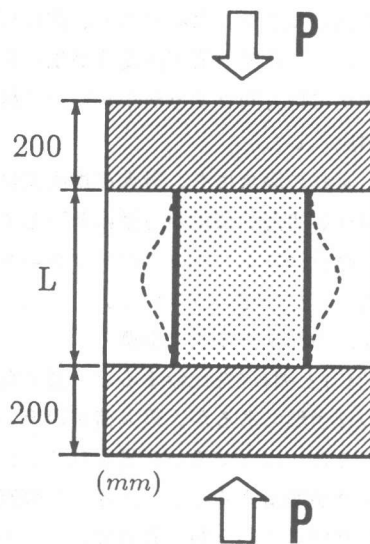


図3.1 解析モデル

線を用いた。ただし、中心部は、コンファインドコンクリートの応力-ひずみ曲線 ($t_0=0.059$, $\alpha=12.6$) を、かぶり部には、プレーンコンクリートの応力-ひずみ曲線 ($t_0=0.49$, $\alpha=2.63$)を用いた。 σ_c は、両端部については $\sigma_c = 300 \text{ kgf/cm}^2$ 、中間部では、 $\sigma_c = 100 \text{ kgf/cm}^2$ とし、中間部長さは $L = 12 \text{ cm}$ あるいは 30 cm とした。また、断面は図3.2に示す矩形断面とし、ポアソン比は $\nu = 0.2$ とした。

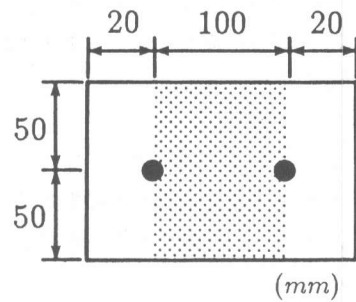


図3.2 モデル断面

柱部材の鉄筋比が通常 1 ~ 2 % 以下であることから軸方向鉄筋は、D10 × 2 あるいは D16 × 2 とした。

ここで、上記の断面での短柱としての終局耐力を求めておくと、以下ようになる。

D10 × 2 のとき、 $P_0 = 19.7 \text{ (tonf)}$

D16 × 2 のとき、 $P_0 = 29.9 \text{ (tonf)}$

ただし、 $P_0 = A_c \sigma_c + A_s f_{sy}$ とした。

4. 解析結果及び考察

上述の手法により得られた軸方向荷重、内部鉄筋負担力-軸方向変位曲線を図4.1、4.2、4.3に示す。図4.1は、D16、 $L = 30 \text{ cm}$ 、図4.2は、D10、 $L = 30 \text{ cm}$ 、図4.3は、D10、 $L = 12 \text{ cm}$ の結果である。図中に示される▲、●はそれぞれ、かぶりの崩落点、座屈の開始点である。本解析でいう座屈とは、鉄筋の横方向変位が、急激に生じた点とした。ただし、図4.1のD16においては、○点でも横方向変位が生じたが、D10に比べて軸方向ひずみが小さいので●点を座屈開始点とした。

いずれの場合にも、最大荷重直後に試験体のかぶりが崩落し荷重が急激に低下している。また、座屈はコンクリートがソフトニングの領域に入ってから起こっていた。

a) 内部鉄筋の径の影響

図4.1と図4.2を比較すると、最大荷重が異なるのは当然であるが、最大荷重以後の挙動を見てみると、大きな違いが見られる。D10では、かぶりが崩落することにより、その直後に、鉄筋が座屈しているが、D16では、かぶりが崩落しても、座屈しているとは認められず、荷重の低下がほとんどない部分が現れ、その後、急激に荷重が減少している。つまり、軸方向鉄筋は太い方が、かぶりの崩落による急激な荷重の変化に耐え、最大荷重以後の挙動を改善するようである。

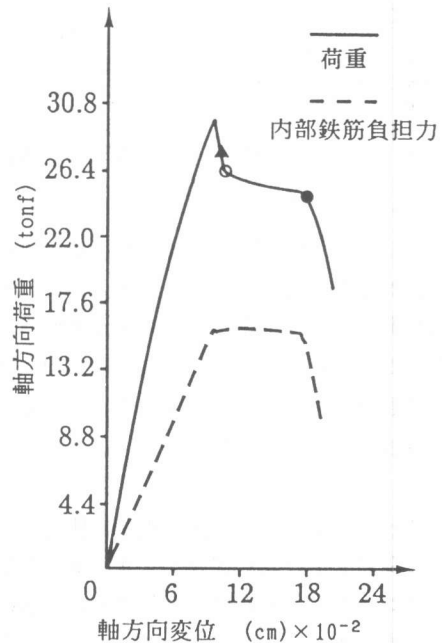


図4.1 荷重-変位曲線 (D16, L=30cm)

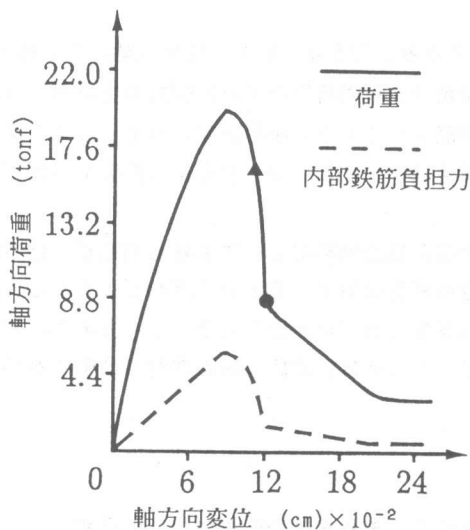


図4.2 荷重-変位曲線 (D10, L=30cm)

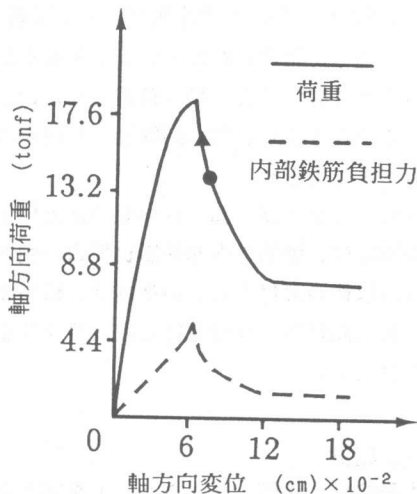


図4.3 荷重-変位曲線 (D10, L=12cm)

b) 拘束区間の長さによる影響

図4.2と図4.3では、中間部の長さを変化しており、中間部長に対する軸方向変位の割合が異なっているため、このまま単純に比較することはできない。そこで、中間部分の軸方向ひずみを横軸にとり比較を行った。その結果を図4.4に示す。図4.4より次のことがいえる。

最大荷重はほぼ同じであるが、最大荷重以後では中間部の長さが短いとき、比較的荷重の減少は少ない。つまり、座屈長が短くなれば最大荷重以後の挙動が改善されるようである。これは、スターラップの間隔を小さくしたときに対応しているとみても良いと考える。

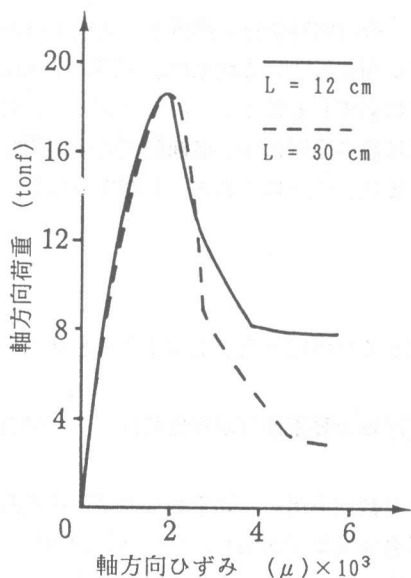


図4.4 荷重-ひずみ曲線

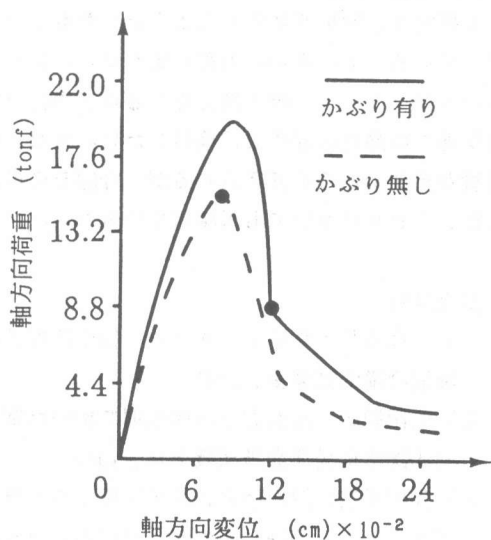


図4.5 荷重-変位曲線

c) かぶりの影響

図4.5より、かぶりの座屈に対する影響を考えてみる。図中において、座屈開始点を、●で示したが、明らかに違いが出ている。かぶりがない場合は、最大荷重点が座屈開始点とみられるが、かぶりを考慮すると、最大荷重を越え、かぶりが崩落してから、座屈が起こっていることがわかる。このことより、軸方向鉄筋の座屈を考える場合は、やはり、かぶりを持つ断面で座屈を定義するべきであろう。

a)、b)および、図4.1～図4.3において、最大荷重以後の部材としての軸方向荷重-軸方向変位の関係は、鉄筋の内部鉄筋負担力-軸方向変位の関係に似ているという点をふまえると、最大荷重点以後の部材としての挙動は、鉄筋の挙動に支配されている点が多いようである。すなわち、軸方向鉄筋の補強を行えば、最大荷重点以後、さらには、座屈以後の部材の挙動が改善されるといえる。

5. 結論

本研究は、鉄筋とコンクリートを別々の要素と考え、それを結合要素により結合するという解析手法を用いている点に特徴がある。本解析手法により、劣化したコンクリート中に埋込まれている鉄筋が座屈する現象を解析的にとらえようとした。中央部コンクリートに対して、これが横補強筋によりコンファインドされたモデルを考えてはいないが、中央部にコンファインドコンクリートの応力-ひずみ曲線を用いた単純化断面を考えた本解析の結果、以下のような結論を得た。

- 1) 軸方向鉄筋の径を大きくすると最大荷重以後の部材の挙動が改善される。
- 2) 座屈長を短くすると最大荷重以後の部材の挙動が改善される。
- 3) 座屈の定義においては、かぶりも考慮すべきである。

6. 今後の課題

本研究は、解析的にとらえようとしたものであるが、今後実験を行い解析との比較を行おうと考えている。そのさい、地震荷重を受けコンクリートが弱化している状態は、実際には低圧縮強度のコンクリートで置き換えられるほど単純であるとは必ずしも言えない。したがって、弱化した状態での剛性の評価を再検討したい。また、軸方向鉄筋の座屈には、横補強筋の径、間隔等の影響が重要であると考えられるが、今回その点に関しては、十分にふれることが出来なかった。今後、これらについても考慮していきたい。

参考文献

- 1) 大幢勝利：鉄筋コンクリート柱の終局破壊に関する基礎的研究、土木学会第43回年次学術講演会講演概要集、1988
- 2) 柴田輝昭：断面力表示構成則を用いた鋼骨組構造物の弾塑性有限変位解析、土木学会第43回年次学術講演会講演概要集、1988
- 3) 矢川元基、渡辺隆之、石渡 俊：ラグランジュ乗数法を用いた効率的な弾塑性構造解析用プログラム "EPAS" の開発と応用、日本機械学会論文集 (A編), 1980, pp. 87-96.
- 4) 鈴木計夫、中塚侑、井上和政：円形横補強筋を用いたコンファインドコンクリートの応力・ひずみ特性及び同コンクリート内に配筋された圧縮軸筋の座屈性状、コンクリート構造物の靱性とその評価に関するコロキウム論文集、1988, pp. 21-32.