

R C橋脚における軸方向鉄筋の座屈抑制効果に及ぼすかぶりコンクリートの影響に関する研究

星限順一¹・運上茂樹²・塩島亮彦³

¹国土交通省総合政策局建設施工企画課 課長補佐 (〒100-8918 東京都千代田区霞ヶ関2-1-3)

E-mail:hoshikuma-j2u8@mlit.go.jp

²独立行政法人土木研究所耐震研究グループ (耐震) 上席研究員 (〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

E-mail:unjoh@pwri.go.jp

³独立行政法人土木研究所耐震研究グループ (耐震) (〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

E-mail:siojima@pwri.go.jp

本研究では、正負交番荷重を受ける鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ形成のメカニズムを踏まえ、軸方向鉄筋が座屈してかぶりコンクリートを剥落させる現象をファイバー要素解析に基づいて適切に評価するための解析モデルについて提案を行うとともに、著者らがこれまでに実施した鉄筋コンクリート橋脚模型に対する正負交番載荷実験との比較により、その妥当性について考察を行った。その結果、かぶりコンクリートをその厚さを有効高さとするはりとしてモデル化し、軸方向鉄筋が外側にはらみ出そうとする力をそのはりの曲げ抵抗力によって抑制していると考えることにより、軸方向鉄筋が座屈してかぶりコンクリートが剥落する時の橋脚の変形を比較的良好に推定できることがわかった。

Key Words : RC columns, anti-buckling, cover concrete, fiber element analyses, seismic evaluation

1. はじめに

レベル2地震動に対する重要度の高い橋の耐震設計では、塑性ヒンジとなる部材に生じる損傷が修復を容易に行い得る程度となるように照査が行われている¹⁾。鉄筋コンクリート橋脚において、修復を容易に行い得る程度の損傷は、当該橋脚の立地条件等によっても具体的なイメージが異なってくるが、一般には、軸方向鉄筋が座屈しているかどうかによって修復の容易さが大きく変わるものと考えられる。したがって、耐震設計上は、橋脚にどの程度の繰返し塑性変形が生じると軸方向鉄筋の座屈が生じ始めるのかを適切に評価することが重要となる。

しかしながら、軸方向鉄筋が座屈し始める現象は非常に複雑であり、これを解析的に評価することが難しいことから、一般には、正負交番載荷実験による実験結果に基づいた実験式により軸方向鉄筋が座屈し始める時の橋脚の変位を推定する方法が広く実用されているのが現状である^{1), 2), 3)}。

そこで、本研究では、汎用的な解析法であるファイバー要素解析を用いて、かぶりコンクリートを押し出しながら軸方向鉄筋が座屈する現象を表わすことが可能な解析モデルについて検討するとともに、その有用性を既往の正負交番載荷実験結果との比較により検証した。

2. 軸方向鉄筋の座屈発生の判定に関する既往の研究

正負交番荷重を受ける鉄筋コンクリート橋脚において、軸方向鉄筋の座屈発生時期を判定する手法については、これまでに幾つかの提案がなされている。

まず、須田・村山らは、ある曲率が生じている軸方向鉄筋に圧縮力が作用すると、かぶりコンクリートを外側に押し出す力が生じ、それによって生じる割裂応力が荷重の繰返し作用を考慮したコンクリートの割裂強度を上回った時に座屈が生じるとしている⁴⁾。かぶりコンクリートを外側に押し出す力は、図-1より次式で与えられている。

$$H=2F\sin\theta\approx 2F\theta \quad (1)$$

ここで、

H : 軸方向鉄筋がかぶりコンクリートを押し出す力

F : 軸方向鉄筋に生じる圧縮力

θ : 軸方向鉄筋の軸線が鉛直軸に対してなす角度

長さ L の区間における軸方向鉄筋の平均曲率を ϕ とすると、かぶりコンクリートを外側に押し出す力は次式のようになる。

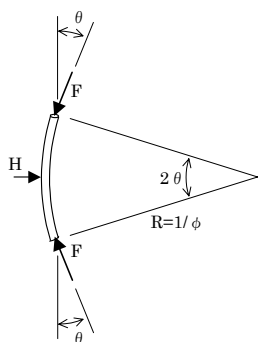


図-1 鉄筋の曲げと
外側に押し出す力

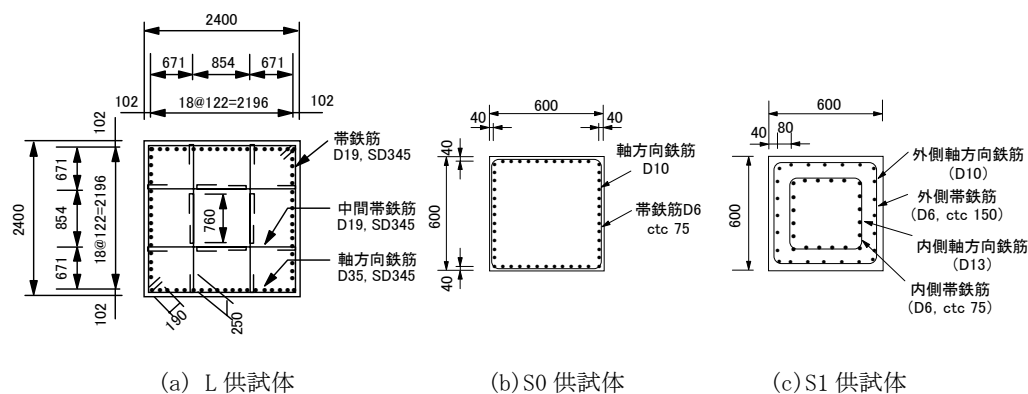


図-2 検討対象とした実験供試体の断面図

$$H = F \phi L \quad (2)$$

一方、島らは、軸方向鉄筋がかぶりコンクリートを押し出す力については村山らと基本的には同様な手法により評価しているが、座屈に抵抗する力の評価は、かぶりコンクリートによる抵抗と帯鉄筋による抵抗に分離し、かぶりコンクリートによる抵抗特性はコンクリート中に配筋された群鉄筋に対する引出し試験の結果に基づいて評価式の提案を行っている⁵⁾。

また、Mackawaらは、かぶりコンクリートに生じる圧縮ひずみが限界値を超えると剥落し、軸方向鉄筋が座屈するという解析方法を提案しており、その限界ひずみの定量的に計算方法を示している⁶⁾。

3. 既往の実験に対するファイバー要素解析と軸方向鉄筋の座屈抑制効果の評価

(1) 解析対象とした実験供試体と実験結果の概要

解析対象とした実験供試体は、著者らが別途実施した断面寸法が2400mmの実大クラスのL供試体⁷⁾、断面寸法が600mmのS0供試体⁸⁾、ならびに軸方向鉄筋の座屈抑制効果が高まるように2段に軸方向鉄筋を配置させたS1供試体⁸⁾の3体である。図-2は、これらの供試体の断面諸元を示したものである。ここで、S1供試体は、かぶりコンクリートの厚さを大きく確保することにより軸方向鉄筋の座屈抑制効果が高めることを目的として、全軸方向鉄筋量の約2/3を意図的に断面内側に配置している。

実験結果の詳細については参考文献を参照されたいが^{7), 8)}、これらの実験供試体に対して正負交番荷重実験を行った結果、本研究で着目している軸方向鉄筋の座屈に伴うかぶりコンクリートの剥落は、L供試体では4δ_yの荷重途中、S0供試体では6δ_yの荷重途中、S1供試体では8δ_yの荷重途中においてそれぞれ生じた。S1供試体は、軸方向鉄筋の配置位置を2段に変えただけで塑性変形性能が向上する結果となっており、このような効果が既往の評価手法で表わすことができるかどうかについても検証する。

(2) 解析方法と解析モデル

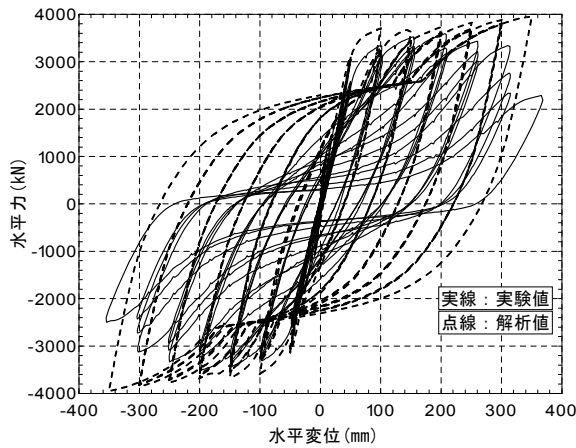
解析はファイバー要素解析法により行った。ファイバー要素解析は、任意の断面形状の部材に適用できることや、作用する軸力が変動する場合の挙動を検討する場合などにも適用できるという汎用性から、鉄筋コンクリート構造の解析にも多用されてきている。ただし、鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能の評価を目的として用いる場合は、特に、部材軸方向に対する要素分割の高さをどのように設定するかで解析の結果が変わってくる。本研究では、要素分割とひずみの局在化の影響を考慮し、要素分割の高さは軸方向鉄筋が座屈して実際に損傷が生じる高さと同等とするのが適切であると考えた。そこで、軸方向鉄筋の座屈解析に基づいて浅津らが提案している塑性ヒンジ長の評価式⁹⁾を適用し、これにより算出される塑性ヒンジ長を要素分割長とすることとした。浅津らの塑性ヒンジ長の評価式には、帯鉄筋ならびに中間帯鉄筋による座屈抑制効果が考慮されており、解析対象とした実験供試体に対して塑性ヒンジ長を計算すると、L供試体で873mm (0.36D, D: 断面寸法)、S0供試体及びS1供試体で383mm (0.64D) となる。

コンクリートの応力度-ひずみ曲線としては、骨格曲線はHoshikumaらが提案している拘束効果を考慮したモデル¹⁰⁾を適用し、除荷ならびに再載荷に関する履歴モデルは修正六車モデル¹¹⁾を用いた。ただし、かぶりコンクリートについては、拘束効果を考慮しないモデルとした。

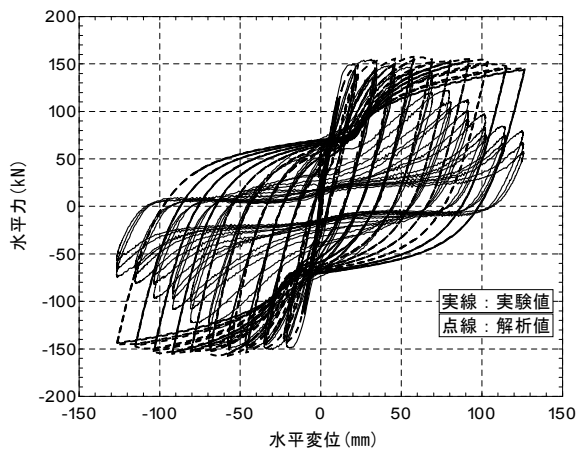
また、鉄筋の応力度-ひずみ曲線としては、バウシinger効果を考慮したMenegotto-Pintoモデル¹²⁾を用いた。Menegotto-Pintoモデルでは鉄筋が座屈した後の挙動を再現できないが、本研究では軸方向鉄筋に座屈が生じ始める時の橋脚の変形に着目した検討であることから、座屈後の挙動については検討対象外とした。

解析は実験時に荷重点位置となっている点の変位を漸増または漸減させることにより行った。解析の1ステップにおける変位の増減量は、各荷重ステップとも3サイクルの荷重合計変位の1/350とした。

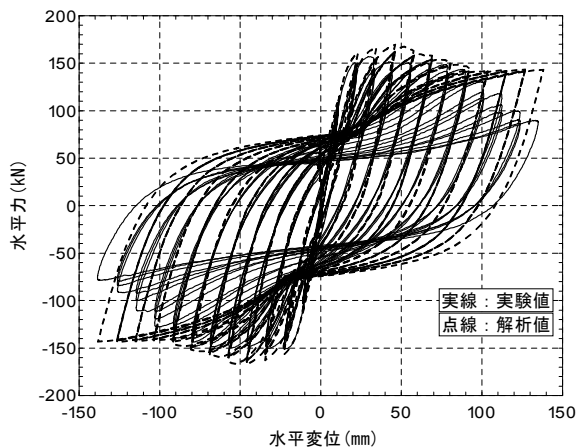
なお、解析に用いたコンクリートならびに鉄筋の



(a) L 供試体



(b) S0 供試体



(c) S1 供試体

図-3 実験値と解析結果の比較

材料特性値は、いずれも材料試験により得られた実測値を用いている。

(3) 解析結果と実験結果の比較及び座屈時期の判定

図-3は、上述した解析方法により求めた水平力-水平変位の履歴曲線を実験値と比較して示したものである。これより、いずれの供試体とも軸方向鉄筋が座屈する前までの挙動については、実験値と解析

値がよく一致していることがわかる。また、当然のことであるが、軸方向鉄筋の応力度-ひずみ曲線に座屈の影響を考慮していないため、座屈が生じた後の挙動には大きな違いが生じている。

本研究のポイントは、橋脚にいくらの変形が生じた時に軸方向鉄筋の座屈が生じ始めるかを解析的に評価する点である。そこで、まず2章で概説した既往の判定手法により、軸方向鉄筋が座屈し始める時の橋脚の変形を推定してみることとする。

図-4～6は、それぞれL供試体、S0供試体、S1供試体に対するファイバー要素解析により求められた軸方向鉄筋の応力ならびに鉄筋に生じている曲率を用いて、軸方向鉄筋のはらみ出しによってかぶりコンクリートを押し出そうとする単位面積当りの力と、須田・村山らならびに島らが提案している方法によりかぶりコンクリートの単位面積当りの抵抗力を比較して示したものである。また、Maekawaらの判定方法は、かぶりコンクリートに生じる圧縮ひずみに基づいて行われるため、ファイバー要素解析により求められる最外縁かぶりコンクリート要素の圧縮ひずみとMaekawaらが提案する剥落時ひずみの比較も行った。なお、軸方向鉄筋のはらみ出しによってかぶりコンクリートを押し出そうとする単位面積当りの力は、次式により算出した。

$$\sigma_H = \frac{H}{L s_l} = \frac{A_s \sigma_s \phi}{s_l} \quad (3)$$

ここで、

σ_H ：軸方向鉄筋がかぶりコンクリートを押し出す単位面積当りの力

H ：式(2)により算出される軸方向鉄筋がかぶりコンクリートを押し出す力

L ：要素分割高さで、ここでは浅津らの式により算出される塑性ヒンジ長とした。

s_l ：軸方向鉄筋の純間隔

A_s ：軸方向鉄筋の断面積

σ_s ：ファイバー要素解析により求められる軸方向鉄筋に生じる応力度

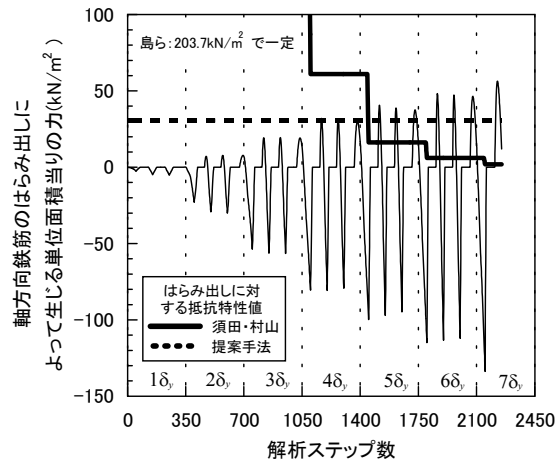
ϕ ：要素分割高さ L の範囲における軸方向鉄筋の平均曲率で、次式により求められる。

$$\phi = \frac{\theta}{L} \quad (4)$$

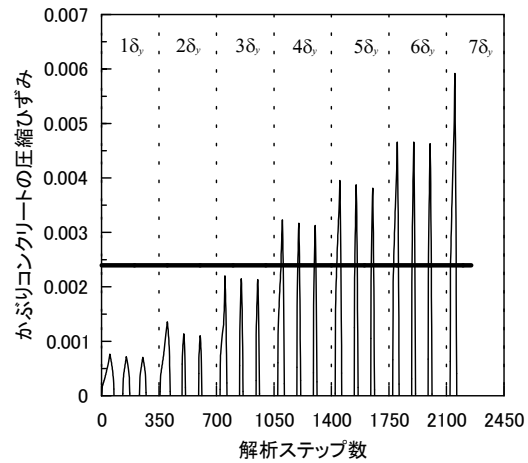
θ ：ファイバー要素解析により求められる塑性ヒンジ区間の軸方向鉄筋要素に生じる回転角（図-1参照）

また、S1供試体では軸方向鉄筋が2段に配置されているため、式(3)を直接適用することができない。そのため、図-6では、後述する式(7)を用いて内側の軸方向鉄筋がかぶりコンクリートを押し出す影響を加味して計算した結果を示している。

これより、まず、須田・村山らの手法によりかぶりコンクリート抵抗力を評価すると、L供試体で $5\delta_y$ 、S0供試体で $8\delta_y$ 、S1供試体で $7\delta_y$ の載荷変位でそれぞ

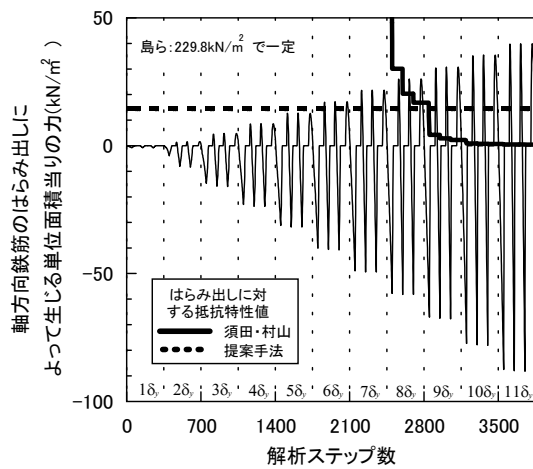


(a) はらみ出し力による判定

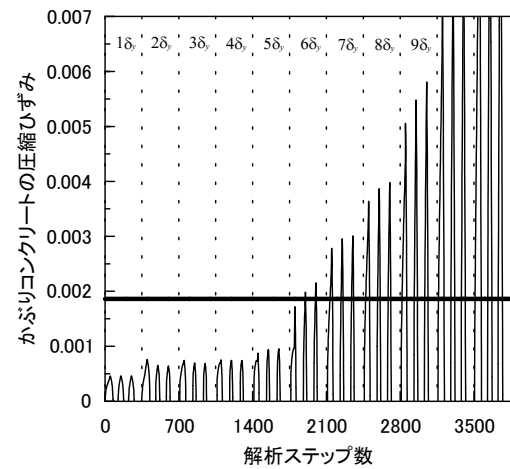


(b) 圧縮ひずみによる判定 (Maekawa)

図-4 L 供試体に対する軸方向鉄筋の座屈判定

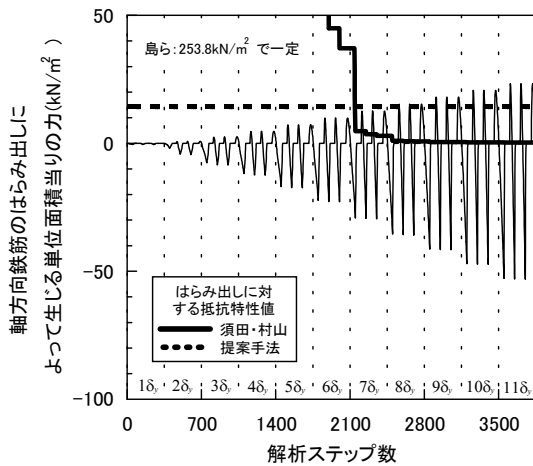


(a) はらみ出し力による判定

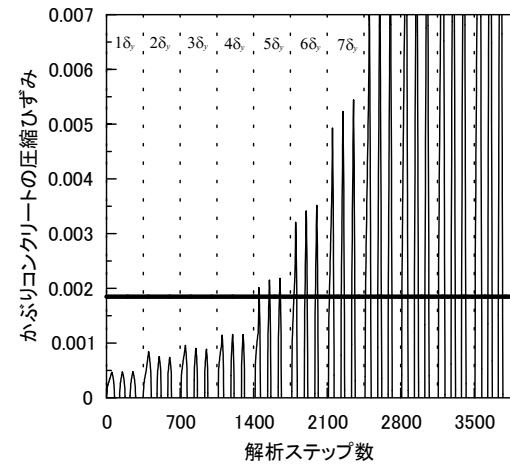


(b) 圧縮ひずみによる判定 (Maekawa)

図-5 S0 供試体に対する軸方向鉄筋の座屈判定



(a) はらみ出し力による判定



(b) 圧縮ひずみによる判定 (Maekawa)

図-6 S1 供試体に対する軸方向鉄筋の座屈判定

れ軸方向鉄筋がかぶりコンクリートを押し出すものと推定された。実験結果と比較すると、L供試体とS0供試体では、かぶりコンクリートが剥落する時の変形を過大に評価している一方、座屈抑制を図るために意図的に一部の軸方向鉄筋を断面内側に配置し

たS1供試体に対しては、逆に過小に評価している。このように、須田・村山らの手法では、S1供試体に対して施したような軸方向鉄筋の配置による座屈抑制効果を適切に反映できなかった。これは、かぶりコンクリートによる抵抗力を、単にかぶりコンクリ

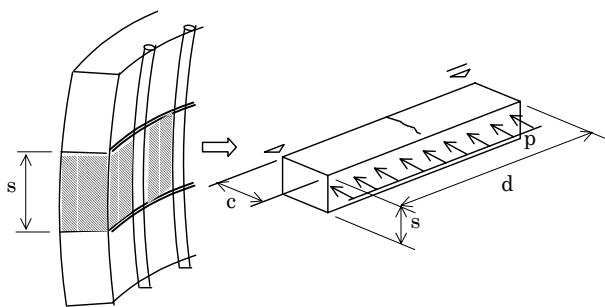


図-7 軸方向鉄筋のはらみ出しによる力とかぶりコンクリートのモデル化

ートと内部コンクリートの割裂抵抗としてモデル化しているため考えられる。

次に、島らの手法により算出したかぶりコンクリートによる抵抗力については、いずれの供試体とも軸方向鉄筋のはらみ出しによって生じる力よりも大きく評価しており、今回検討対象とした供試体に対しては、実験を終了した最後の載荷変位までかぶりコンクリートの剥落は生じないという結果となった。これは、実験結果とは異なった評価となっている。

また、Mackawaらの手法によりかぶりコンクリートが剥落する時の載荷変位を判定すると、L供試体で $4\delta_y$ 、S0供試体で $6\delta_y$ となり、これは実験結果と一致した。しかし、S1供試体に対しては $5\delta_y$ の載荷変位でかぶりコンクリートが剥落すると判定され、S0供試体よりもS1供試体の方がかぶりコンクリートが剥落する時の載荷変位が大きいという実験結果とは逆の傾向の結果となった。

このように、一般的なかぶり厚さで1段に軸方向鉄筋を配置した橋脚に対しては、軸方向鉄筋の座屈に伴うかぶりコンクリートの剥落時期を適切に評価できる既往の判定方法もあるが、S1供試体のように軸方向鉄筋を2段に配置した場合に座屈が抑制される効果は、既往の判定方法では適切に考慮できないと言える。

4. 軸方向鉄筋の座屈抑制効果の評価方法に関する一提案

(1) かぶりコンクリートの抵抗特性の評価

上述したように、かぶりコンクリートの剥落に関する既往の評価手法では、S1供試体のような配筋をした橋脚には適切に適用できないことがわかった。そこで、ここでは、S1供試体の構造特性と軸方向鉄筋の座屈抑制メカニズムを踏まえ、かぶりコンクリートの抵抗特性の評価手法について検討を行う。

図-7 は、圧縮変形によりある曲率が生じた軸方向鉄筋とかぶりコンクリートの間の相互作用を模式的に表したものである。本研究では、圧縮フランジ側のかぶりコンクリートをかぶり厚さを断面高さとする無筋のはりとして扱い、軸方向鉄筋がはらみ出そうとする力に対してこのはりが抵抗しているもの

とモデル化した。このようにすると、かぶり厚さが大きいほど軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を強く評価でき、かぶりコンクリートの影響を実現現象により近い形で表せるものと考えた。すなわち、かぶりコンクリートを表わすはりは、図-7 に示すように、スパンが横拘束筋の有効長 d 、断面幅が横拘束筋の間隔 s 、断面高さが軸方向鉄筋の純かぶり厚 c の無筋はりとしてモデル化した。

さらに、解析モデルに関して、以下の仮定を行った。

- ① はり両端の支持条件は単純支持とする。
- ② 軸方向鉄筋のはらみ出しによってはりに作用する力は、等分布荷重として作用する。

軸方向鉄筋がはらみ出そうとする力に対してかぶりコンクリートがはりとして抵抗することを考える場合、そのはりの両端は完全な単純支持ではなく、側方のかぶりコンクリートの影響により回転運動に対してある程度の抵抗が生じるようにモデル化する方が実際の挙動に近いことが想定される。また、はりに作用する軸方向鉄筋のはらみ出しによる力についても、単純な等分布荷重ではなく、複雑な荷重分布となっていると考えられる。しかしながら、これらの影響を精緻にモデル化することも難しいため、本研究では解析モデルをあまり複雑にすることは避け、上述のように比較的単純化した状態で検討を行うこととした。

このような解析条件を設定すると、スパン中央の曲げモーメントがひびわれモーメントに達するときの分布荷重は、次式により与えられる。

$$p_c = \frac{8M_c}{d^2} = \frac{8W\sigma_{bt}}{d^2} \quad (5)$$

ここで、

p_c : 軸方向鉄筋のはらみ出しによってはりに作用する等分布荷重

M_c : はりのひびわれモーメント

d : 横拘束筋の有効長

W : はりの断面係数 ($=s \cdot c^2 / 6$)

σ_{bt} : かぶりコンクリートの曲げ引張強度

s : 横拘束筋の間隔

c : 軸方向鉄筋に対するかぶりコンクリート厚さ
すなわち、式(5)を横拘束筋の間隔 s で除すと、かぶりコンクリートが曲げ引張破壊する時の単位面積当たりの力 σ_{cr} は、次式のように表される。

$$\sigma_{cr} = \frac{4}{3} \left(\frac{c}{d} \right)^2 \sigma_{bt} \quad (6)$$

したがって、式(3)により求められる軸方向鉄筋がかぶりコンクリートを押し出す単位面積当たりの力 σ_H が、式(6)により求められるかぶりコンクリートが曲げ引張破壊する時の単位面積当たりの力 σ_{cr} を上回った時に、軸方向鉄筋のはらみ出しによってかぶりコンクリート剥落し始めると判定することができる。

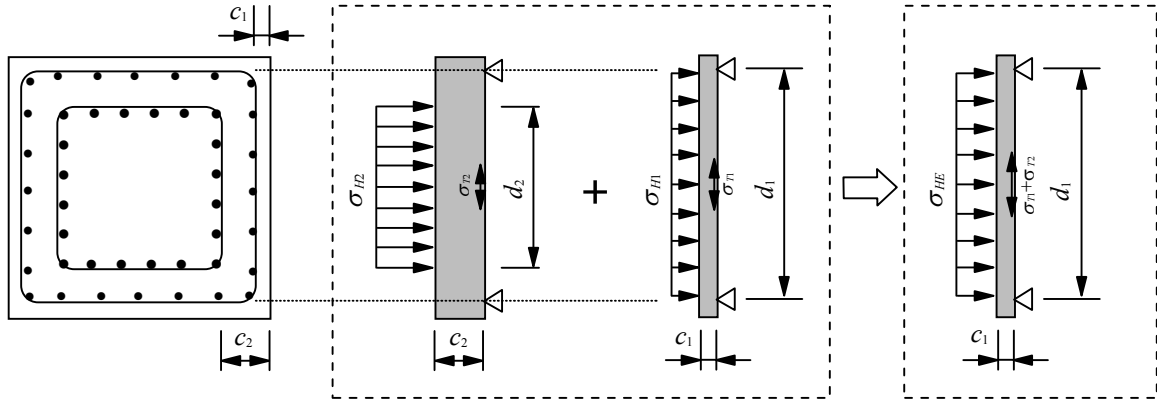


図-8 2段に軸方向鉄筋を配置した場合の軸方向鉄筋がかぶりコンクリートを押し出す力の評価

(2) 2段に軸方向鉄筋を配置した場合の軸方向鉄筋がかぶりコンクリートを押し出す力の評価

S1供試体では、軸方向鉄筋が2段に配置されているため、内側の軸方向鉄筋がかぶりコンクリートを押し出そうとする力を適切にモデル化する必要がある。内側の軸方向鉄筋がかぶりコンクリートを押す力に対しては、図-8に示すように、内側の軸方向鉄筋に対する厚さ c_2 のかぶりコンクリートがはりとして抵抗している。さらに、外側の軸方向鉄筋に対しては、厚さ c_1 のかぶりコンクリートによって抵抗している。そこで、内側の軸方向鉄筋が押す力の影響を外側の軸方向鉄筋が押す力に換算することによって評価することとした。すなわち、内側の軸方向鉄筋が支間長 d_1 、高さ c_2 のはりを押し出すことによって支間中央の断面に生じる引張応力度が、支間長 d_1 、高さ c_1 のはりの引張縁に生じる応力度と等価となるようにかぶりコンクリートを押し出す力を補正することとし、次式により2段配筋された軸方向鉄筋が高さ c_1 のかぶりコンクリートを押し出す力を求めた。

$$\sigma_{HE} = \frac{H_1}{L s_{I1}} + \frac{c_1^2}{c_2^2} \frac{d_2(2d_1 - d_2)}{d_1^2} \frac{H_2}{L s_{I2}} \quad (7)$$

ここで、

σ_{HE} ：外側および内側の軸方向鉄筋が厚さ c_1 のかぶりコンクリートを押し出す単位面積当たりの等価力

H_1, H_2 ：外側および内側の軸方向鉄筋がかぶりコンクリートを押し出す力

L ：要素分割高さで、ここでは浅津らの式により算出される塑性ヒンジ長とした。

c_1, c_2 ：外側および内側の軸方向鉄筋のかぶり厚さ

s_{I1}, s_{I2} ：外側および内側の軸方向鉄筋の純間隔

d_1, d_2 ：外側および内側の帯鉄筋の有効長

(3) 実験結果との比較

前述したL供試体、S0供試体、S1供試体を対象として、式(6)によりかぶりコンクリートが曲げ引張

破壊する時の単位面積当たりの力 σ_{cr} を計算した結果をそれぞれ図-6～8中に波線で示した。ここで、かぶりコンクリートの曲げ引張強度は、次の算定式により求められる値を用いた¹⁾。

$$\sigma_{br} = 0.23\sigma_{ck}^{2/3} \quad (8)$$

ここで、

σ_{ck} ：実験供試体に用いたコンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

これより、まずL供試体では、 $4\delta_y$ の載荷変位において σ_H が σ_{cr} を上回る結果となった。これは、 $4\delta_y$ の載荷変位で軸方向鉄筋が座屈してかぶりコンクリートが剥落した実験結果と一致している。同様に、S0供試体及びS1供試体では、それぞれ $6\delta_y$ 及び $8\delta_y$ の載荷変位で σ_H または σ_{HE} が σ_{cr} を上回っており、これらも実験結果と一致する評価となった。

このように、かぶりコンクリートによる軸方向鉄筋の座屈抑制効果として、式(6)及び式(7)によりかぶりコンクリートによる抵抗力及び軸方向鉄筋が押し出す力を計算すれば、実験結果の傾向と合致した評価を行うことができる。

5. まとめ

本研究では、ファイバー要素解析の結果に基づいて、かぶりコンクリートを押し出しながら軸方向鉄筋が座屈し始める時の橋脚の変形量を推定するための解析方法の提案を行うとともに、その有用性を既往の正負交番載荷実験結果との比較により検証した。本研究により得られた知見をまとめると以下の通りである。

1)正負交番荷重を受ける鉄筋コンクリート橋脚における軸方向鉄筋の座屈に対する既往の判定法の適用性を、著者らが別途実施した実大橋脚実験も含めた実験データに基づいて検証した結果、軸方向鉄筋が1段配筋であり、かつ、一般的なかぶり厚さであれば、Mackawaらが提案する手法により精度良く軸方向鉄筋が座屈してかぶりコンクリー

トが剥落する時の橋脚の変形量を推定できることが確認された。

- 2) 軸方向鉄筋が2段に配置された場合、既往の判定法では、内側の軸方向鉄筋の影響を適切に考慮できないため、本研究で検討対象としたS1供試体のような配筋条件に対しては適用性が悪い。
- 3) 軸方向鉄筋が2段に配筋された場合におけるかぶりコンクリートを押し出す力、ならびにその力に対するかぶりコンクリートの抵抗力の評価方法に関する一提案を行った。ここでは、かぶりコンクリートをはりとみなし、かぶりコンクリート厚さが厚いほど軸方向鉄筋がはらみ出そうとする力に対する抵抗が大きく評価できるようになっている点が特徴である。
- 4) 本研究で検討対象とした1段配筋のL供試体及びS0供試体、ならびに2段配筋のS1供試体に対しては、本提案手法により軸方向鉄筋が座屈してかぶりコンクリートが剥落し始める時の橋脚の変形量を精度よく推定できることが確認された。

謝辞：本研究は、科学技術振興調整費「構造物の破壊過程解明に基づく生活基盤の地震防災性向上に関する研究」の一環として実施したものである。また、(社)土木学会技術推進機構に設置された「構造物の破壊過程解明に基づく生活基盤の地震防災性向上に関する研究」第3分科会第3班において貴重な意見を賜った。ここに、関係各位に謝意を表する。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編，2002年3月
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計，1999年10月
- 3) (社)土木学会：コンクリート標準示方書[耐震性能照査編]，2002年
- 4) 須田久美子，村山八洲雄，一宮利通，新保弘：鋼板繰返し荷重下における柱筋の座屈挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16, No.2, pp.467-452, 1994年
- 5) 島弘，伊藤圭一，水口裕之：曲げ破壊型RC橋脚における鉄筋座屈モデルによる靱性解析，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12, No.2, pp.741-746, 1990年
- 6) Maekawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H.: Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, Spon Press
- 7) 星隈順一，運上茂樹，長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究，土木学会論文集，No.669/V-50, pp.215-232, 2001.2
- 8) 星隈順一，運上茂樹，塩島亮彦：鉄筋コンクリート橋脚における軸方向鉄筋の座屈抑制と塑性変形性能の向上，第4回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム，pp.215-220, 2003年3月
- 9) 浅津直樹，運上茂樹，星隈順一，近藤益央：軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究，土木学会論文集，No.682/I-56, pp.177-194, 2001年7月
- 10) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A.: Stress-strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, Journal of Structural Engineering, Vol.123, No.5, ASCE, 1997
- 11) Danilo RISTIC: Nonlinear Behavior and Stress-Strain Based Modeling of Reinforced Concrete Structures under Earthquake Induced Bending and Varying Axial Loads, School of Civil Engineering, Kyoto University, Kyoto, August 1988.
- 12) Menegotto, M. and Pinto, P.E.: Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Including Change in Geometry and Non-elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending, IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-defined Repeated Loads, Final Reports, Vol.13, pp.15-22, Lisbon, 1973

(2003. 6. 30 受付)

EFFECT OF COVER CONCRETE ON ANTI-BUCKLING BEHAVIOR OF LONGITUDINAL BARS IN REINFORCED CONCRETE COLUMNS

Jun-ichi HOSHIKUMA, Shigeki UNJOH and Akihiko SHIOJIMA

This paper presents the analytical model of the anti-buckling effect of longitudinal bars in reinforced concrete columns subjected to cyclic loading based on the plastic hinging mechanism, and the effectiveness of the model was examined with comparison to existing cyclic loading test results. Cover concrete was modeled as the non-reinforcing beam and spalling of cover concrete resulting from bar buckling was assumed to occur when the bending moment in the non-reinforcing beam reached cracking moment capacity. Analytical results showed that the displacements at spalling of cover concrete predicted through the presented model coincided well with experimental observations.