

軸方向鉄筋の座屈抵抗特性を変化させた RC 柱のポストピーク挙動に関する検討

植村 佳大¹・高橋 良和²・山本 伸也³

¹学生会員 京都大学大学院工学研究科 (〒615-8540 京都府京都市西京区京都大学桂)

E-mail: uemura.keita.35a@st.kyoto-u.ac.jp

²正会員 京都大学教授 京都大学工学研究科 (〒615-8540 京都府京都市西京区京都大学桂)

E-mail: takahashi.yoshikazu.4v@kyoto-u.ac.jp

³学生会員 京都大学大学院工学研究科 (〒615-8540 京都府京都市西京区京都大学桂)

E-mail: yamamoto.shinya.28e@st.kyoto-u.ac.jp

曲げ破壊卓越型の RC 柱のポストピーク領域における耐震安全性を確保するためには、軸方向鉄筋の座屈発生を抑制することが重要である。そこで本研究では、RC 柱における軸方向鉄筋の座屈挙動に対する新たな抵抗特性としてヘッド付きフック(先端部にヘッドを設けたフック状の鉄筋)を提案し、ヘッド付きフックによる座屈制御効果を正負交番載荷実験により検証した。その結果、ヘッド付きフックによる座屈制御手法が帯鉄筋による従来手法以上の座屈抑制効果を示し、RC 柱の荷重低下を改善させることを確認した。しかし、座屈発生後はヘッド付きフックのフック部が開くことで座屈抑制効果が低下する現象が確認された。そのため、フック部が開かずに軸方向鉄筋の座屈に抵抗できるよう、フック部のより最適な形状を検討する必要があることがわかった。

Key Words : RC column, buckling, buckling resistance, cyclic loading test

1. はじめに

東北地方太平洋沖地震の発生を機に、危機耐性という概念が提案された¹⁾。この危機耐性とは、設計上想定する地震動に対し安全を確保することに加え、設計上の想定とは異なる地震動が発生したとしても、直ちに破局的状況に至るのを回避できる特性である。この危機耐性の概念の提案により、RC 柱のポストピーク領域における耐震安全性の検討の重要性がさらに高まったといえる。そのような中、曲げ破壊卓越型の RC 柱では、ポストピーク領域において軸方向鉄筋の座屈が発生し、急激な荷重低下が発生することが知られている。そのため、曲げ破壊卓越型 RC 柱のポストピーク領域における耐震安全性を確保するためには、軸方向鉄筋の座屈発生を抑制することが有効であるといえ、現在の耐震設計においても、柱基部周辺に配筋した帯鉄筋により軸方向鉄筋の座屈発生を抑制している。しかしその一方で、帯鉄筋はコアコンクリートを拘束してコアコンクリートのひずみ軟化域における応力低下を低減する働きも同時に担っている。RC 柱のポストピーク領域において重要とされる 2 つの効果を帯鉄筋のみに期待している現在の状況は、危機耐

性の確保の観点からも好ましくないといえる。このような中で、帯鉄筋に頼らない軸方向鉄筋の座屈抑制に関する研究がこれまでに数多くなされてきた。星隈ら²⁾は、軸方向鉄筋を 2 段に配置して、外側ならびに内側の鉄筋を塑性ヒンジとなる断面領域において X 字状にクロスするように折り曲げて配筋することで、軸方向鉄筋の座屈が抑制され、さらに引張側軸方向鉄筋に生じるひずみの塑性化がより広い範囲に生じることを示した。幸左ら³⁾は、塑性ヒンジ部のかぶりコンクリートに高靱性セメントを用いた RC 柱に対して、高靱性セメントの使用範囲をパラメータとした実験を行い、軸方向鉄筋の座屈抑制効果とそれに伴う荷重低下改善効果を確認した。山野辺ら⁴⁾は、超高強度繊維補強コンクリート製のプレキャスト型枠を橋脚基部に配置することにより、橋脚の曲げ変形時におけるかぶりコンクリートの圧壊、および軸方向鉄筋の座屈を抑制できることを示した。近藤ら⁵⁾は、塑性ヒンジ部分の軸方向鉄筋をアンボンド化した鋼繊維補強コンクリート柱を提案し、鋼繊維補強コンクリートがかぶりコンクリートの剥落を抑制することで、軸方向鉄筋の座屈抑制効果が向上し、さらにアンボンド化により大変形領域での軸方向鉄筋の破断を防止することが可能

であることを示した。しかしながら、これらの手法は効果的に軸方向鉄筋の座屈を抑制できる一方、その手法を適用することで、RC 柱の最大曲げ耐力が変化する等、軸方向鉄筋の座屈前の柱の挙動も同時に変化してしまう。RC 柱の最大曲げ耐力が変化するすると、RC 柱の破壊モードや必要となる橋脚基礎の断面寸法などに影響が発生するため、軸方向鉄筋の座屈前の挙動に影響を与えずに、軸方向鉄筋の座屈を抑制することも重要であるといえる。そのような中、軸方向鉄筋の座屈発生前の RC 柱の挙動に大きな影響を与えず、座屈抑制による RC 柱の荷重低下改善を可能とした手法として、RC 柱に新たな部材を導入して軸方向鉄筋の座屈を抑制することを狙った研究がいくつか挙げられる。湯川ら⁹⁾は、中空断面の RC 部材に対し、従来から壁脚部材に用いられる幅止め筋と似た形状を有する座屈防止筋を帯鉄筋に配筋する手法を提案している。また、松林ら⁷⁾は、異形スタッドあるいはヘッド付きスタッドを平鋼に接合した座屈抑制エレメントを帯鉄筋に配筋する手法を提案している。これらの手法では、RC 柱に新たに導入した部材により、帯鉄筋の持つ座屈抑制効果が向上し、最大曲げ耐力に影響を与えない形で RC 柱のポストピーク領域における荷重低下が改善されている。

そこで本研究では、これらの手法に倣い、軸方向鉄筋の座屈発生を抑制する機構を RC 柱に導入する新たな手法を提案する。具体的には、端部にヘッドを設けたフック状の鉄筋を、軸方向鉄筋を挟む形で外側から差し込み、軸方向鉄筋の座屈変形を拘束させる(図-1)。以下、このフック状のエレメントを「ヘッド付きフック」と称することとする。また、上記で述べたように、RC 柱に新たな部材を導入して軸方向鉄筋の座屈を抑制することを狙った手法はいくつか見られるが、それらは部材を帯鉄筋に配筋することで、帯鉄筋の持つ座屈抑制効果の向上を狙ったものである。一方、ヘッド付きフックは、軸方向鉄筋に直接配筋して座屈変形を拘束することで、より効果的に座屈発生を抑制することを狙っており、新たな試みであるといえる。本研究では、このヘッド付きフックによる座屈抑制効果および、それに伴う RC 柱の荷重低下改善効果を正負交番載荷実験により検討する。

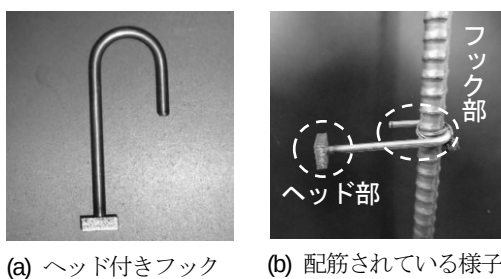


図-1 本研究で提案する新たな座屈抵抗特性

2. ヘッド付きフックについて

(1) ヘッド付きフックの特長

本研究では、ヘッド付きフックにより RC 柱に新たな座屈抵抗特性を導入する手法を検討する。以下に、ヘッド付きフックの特長を示す。

a) 帯鉄筋よりも高い座屈抵抗特性を示す

帯鉄筋による座屈抵抗特性は曲げ剛性により支配的に与えられる一方、ヘッド付きフックによる座屈抵抗特性は引張剛性が支配的である。さらに、ヘッド付きフックは帯鉄筋と違い、軸方向鉄筋一本一本に対し個別に座屈抵抗特性を発揮する。そのため、帯鉄筋よりも高い座屈抵抗特性を示すと考えられる。過去の研究においても、加藤・大矢⁸⁾が中子筋の有無を主要なパラメータとした RC 試験体に対し単軸圧縮実験を行い、中子筋による座屈抵抗特性が帯鉄筋の座屈抵抗特性の 1.6 倍～2.7 倍で評価できること示している。中子筋はヘッド付きフックと同様に、引張力により軸方向鉄筋の座屈変形を拘束することから、ヘッド付きフックにおいても、帯鉄筋より優れた座屈抑制効果を示すことが期待される。

b) 帯鉄筋のコアコンクリート拘束効果を維持させる

先述したように、帯鉄筋は軸方向鉄筋の座屈抑制効果に加えて、コアコンクリートを拘束する効果も同時に担っている。このコアコンクリート拘束効果は、RC 柱のポストピーク領域において重要とされており、過去の研究においても、石橋ら⁹⁾が軸方向鉄筋の外側に帯鉄筋を配置した通常の RC 柱と軸方向鉄筋の内側に帯鉄筋を配置した RC 柱に対し正負交番載荷実験を行い、コアコンクリートの拘束効果の維持がポストピーク領域における荷重低下改善に向けて重要であることを示している。そのため、RC 柱のポストピーク領域において重要とされる 2 つの効果を帯鉄筋のみに期待している現在の状況は、危機耐性の確保の観点からも好ましくないといえる。そのような状況に対し、ヘッド付きフックは帯鉄筋の座屈抑制効果を肩代わりし、2. (1) a) で述べたように、軸方向鉄筋の座屈を効果的に抑制することができる。その結果、軸方向鉄筋の座屈による帯鉄筋のはらみ出しが抑制されるため、帯鉄筋のコアコンクリート拘束効果を維持させることにつなげることができるといえる。

c) 配筋箇所の自由度が高い

ヘッド付きフックは、配筋する軸方向鉄筋の本数や配筋する高さなどを自由に選択することができる。そのため、軸方向鉄筋の座屈時にはらみ出しのピークになると考えられる位置に配筋してヘッド付きフックの座屈抵抗特性を最大限に活かしたり、軸方向鉄筋のはらみ出しが生じてしまうと耐震安全性が著しく損なわれるような位置に重点的に配筋するなど、使用用途によって様々な箇所に配筋することができる。

d) 中子筋に比べて鉄筋の過密化につながりにくい

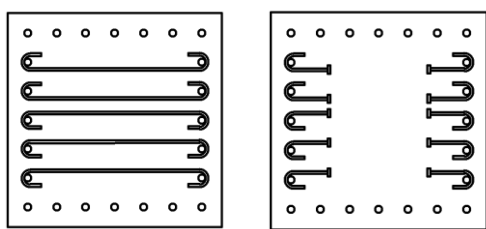
軸方向鉄筋に直接配筋するという手法は、中子筋を軸方向鉄筋に配筋することでも実現することができる。しかし、中子筋は RC 柱の断面を貫通して配筋するため、本数が増加すると柱断面における配筋が煩雑になり、打設時のコンクリートの充填性の低下につながってしまう。一方、ヘッド付きフックは柱断面を貫通せずに軸方向鉄筋の座屈に抵抗するため、たとえ配筋箇所が増加しても鉄筋の過密化にはつながりにくいと考えられる (図-2)。そのため、鉄筋の過密配筋問題に左右されることなく、自由に配筋箇所の個数や高さを決定することができる。

(2) ヘッド付きフックと帯鉄筋の座屈抑制効果の比較

2. (1) a) で述べたように、ヘッド付きフックは帯鉄筋よりも優れた座屈抑制効果を示すことが期待される。そこで本節では、座屈抵抗力を考慮できる鉄筋の座屈モデルを用いて、ヘッド付きフックと帯鉄筋の座屈抑制効果の比較を行い、ヘッド付きフックに期待できる座屈抑制効果を検討する。以下に、検討内容の詳細、本検討で用いる鉄筋の座屈モデル、および検討結果について述べる。

a) 検討内容の詳細

本検討では、 $\phi 4$ のヘッド付きフックを軸方向鉄筋に 50mm 間隔で配筋するケースを基準として、D4 の帯鉄筋を様々な間隔で軸方向鉄筋に配筋するケースと、様々な直径を持つ帯鉄筋を 50mm で配筋するケースの座屈抑制効果の検討を行う。検討方法としては、各ケースにおける軸方向鉄筋の座屈発生時ひずみを算出し、ヘッド付きフックと帯鉄筋の座屈抑制効果の比較を行う。以下に各ケースのヘッド付きフックと帯鉄筋の直径および配筋間



(a) 中子筋の場合 (b) ヘッド付きフックの場合

図-2 鉄筋の過密化への影響

表-1 各ケースにおける部材直径および配筋間隔

	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5	Case 6
部材	ヘッド付きフック	帯鉄筋	帯鉄筋	帯鉄筋	帯鉄筋	帯鉄筋
部材直径	$\phi 4$	D4	D4	D4	D4	D4
配筋間隔	50.0	50.0	25.0	12.5	10.0	8.33

	Case 7	Case 8	Case 9	Case 10
部材	帯鉄筋	帯鉄筋	帯鉄筋	帯鉄筋
部材直径	D5	D6	D8	D10
配筋間隔	50.0	50.0	50.0	50.0

隔を示す (表-1)。なお、ヘッド付きフックには丸鋼を、帯鉄筋には異形鉄筋を使用した場合を想定した。また、すべてのケースにおいて、軸方向鉄筋には D10 の異形鉄筋を用いることとし、各鉄筋の降伏応力は $345 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、ヤング率は $210000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ として計算を行った。また解析では、最初に 0.02 の塑性引張ひずみを鉄筋に与えた後、圧縮変形を与えることとした。これは、一般的に RC 柱における軸方向鉄筋の座屈が、鉄筋に塑性ひずみが残留している状態で圧縮変形を受ける際に発生するとされているためである。

b) 本検討で用いる鉄筋の座屈モデル

本検討では、加藤・金谷により提案されたモデル¹⁰⁾を用いる。このモデルでは、帯鉄筋による座屈抵抗力を考慮することができ、オイラー座屈点以降の鉄筋のはらみ出しによるたわみ分布を正弦波と仮定して軸方向ひずみと横たわみ量の関係を導出し、それに対し簡略化した鉄筋の終局時の軸力 - 曲げモーメント関係と帯鉄筋による拘束力を考慮した力のつり合いを用いることで、座屈曲線を算出している。以下に、加藤・金谷により提案された座屈曲線を示す。

$$\sigma_k = \frac{2(D/S)\sigma_m}{3N_B\alpha_x\sqrt{\varepsilon_k+2(D/S)}} g(N_B) \quad (1)$$

$$g(N_B) = 1 + \frac{\alpha_x\pi N_B}{16(D/S)N_p} R_w \quad (2)$$

$$R_w = Q_w f(N_B) \quad (3)$$

$$f(N_B) = \begin{cases} (N_B^2 - 1)/N_B & (N_B: \text{奇数}) \\ (N_B^2 + 2)/N_B & (N_B: \text{偶数}) \end{cases} \quad (4)$$

ここで、 σ_k は座屈時の鉄筋の応力、 ε_k は座屈曲線の定義点からの鉄筋のひずみ、 D は軸方向鉄筋径、 σ_m は鉄筋の引張強度、 S は帯鉄筋間隔、 N_B は座屈区間数である。 N_p は全塑性限界軸力で鉄筋断面積 A_r を用いて $A_r\sigma_m$ により算定される。 α_x は軸方向鉄筋に作用する軸力が $0.5N_p$ 以上の範囲で 0.65 と近似される。帯鉄筋の拘束力 R_w における集中荷重 Q_w は、 $a_{we}\sigma_{wy}/N$ により算定される。ここで、 N は一辺における軸方向鉄筋の本数、 σ_{wy} は帯鉄筋の降伏応力、 a_{we} は有効帯鉄筋断面積であり、拘束比 ν と帯鉄筋断面積 a_w により $a_{we} = \Sigma \nu a_w$ で算定される。なお、帯鉄筋の拘束比 ν は 1.0 である。

また、大矢・加藤¹¹⁾は、加藤・金谷のモデル¹⁰⁾に中子筋の座屈拘束効果の考慮を加えた鉄筋の座屈モデルを提案した。その中で、先述した加藤・金谷が提案した座屈モデルにおいて、中子筋の持つ座屈拘束効果を同強度の帯鉄筋の 2.2 倍としたときが最も実験値に近い結果が得られることを示している。そこで本検討では、ヘッド付きフックが中子筋と同様に引張力により座屈抵抗力を発揮することから、大矢らが提案した中子筋のモデル化を参考にヘッド付きフックのモデル化を行うこととした。

具体的には、式(3)の集中荷重 Q_w における拘束比 ν を 2.2 とすることとした。

また、加藤・金谷のモデルにおける座屈発生点は、図-3に示すように引張力が除荷されるR点に対し、材料非線形性の影響を考慮して求めたオイラー座屈点(A点)を通る曲線 RAE と座屈曲線 DC の交点 B として与えられる。また、オイラー座屈点(A点)までは横たわみが微小であるとして、帯鉄筋の拘束を無視し、座屈曲線はD点から定義している。なお、座屈発生前の軸方向鉄筋の応力-ひずみ関係には、Menegotto-Pinto モデルを採用している。

また、座屈長に関しては、想定する各座屈長に対して同様の計算を行い、一番早期に座屈が生じる座屈長を真値として採用する。

c) 検討結果

図-4に各ケースにおける軸方向鉄筋の応力-ひずみ関係(圧縮が正)を示す。これらの結果から、ヘッド付きフックを用いることで軸方向鉄筋の座屈が効果的に抑制され、帯鉄筋を用いた場合に比べ軸方向鉄筋の座屈発生が遅れていることがわかる。そして、同径の帯鉄筋を6分の1の間隔で配筋した場合や、径が2.5倍の帯鉄筋を同じ間隔で配筋した場合でも、ヘッド付きフックの座屈抑制効果に及ばないことがわかった。以上から、ヘッド付きフックは帯鉄筋と比較しても非常に高い座屈抑制効果を示すことが期待される。

(3) ヘッド付きフックの設計

a) ヘッド付きフックのヘッド部分の設計

ヘッド付きフックのヘッド部分は、塩屋らにより提案されている T ヘッドバー¹²⁾と、府川・福浦により提案されている Head-bar¹³⁾を参考に設計した。T ヘッドバーとは、加熱成形によって鉄筋端部に拡張部を設けた部材であり、Head-bar とは、異形鉄筋の先端にプレートを摩擦圧接で接合した部材である。図-5 に T ヘッドバーを、図-6 に Head-bar を示す。T ヘッドバーおよび Head-bar は両者とも、鉄筋コンクリート部材の帯鉄筋、中子筋および軸方向鉄筋の定着において、従来の標準フックの代わりに使用することを目的とした部材であり、引張力が作用した場合、半円形フック鉄筋と同等の定着性能を示すことが部材試験の結果により保証されている^{14,15)}。また、T ヘッドバーや Head-bar は、ヘッド部分を鉄筋に定着させて帯鉄筋または中子筋として用いる場合と、ヘッド部分をフーチング部のコンクリートに定着させ軸方向鉄筋として用いる場合がある。図-7 に Head-bar の適用例を示す¹⁴⁾。それに対し、ヘッド付きフックは、ヘッド部分をコアコンクリートに定着させることで鉄筋の座屈変形に対する拘束効果を発揮させることを狙っている。T ヘッドバーや Head-bar では、ヘッド部分をコアコンクリート

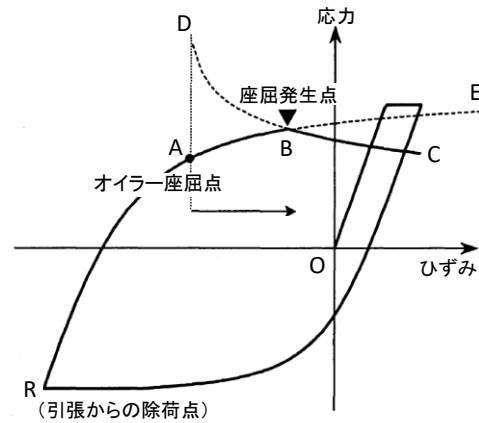
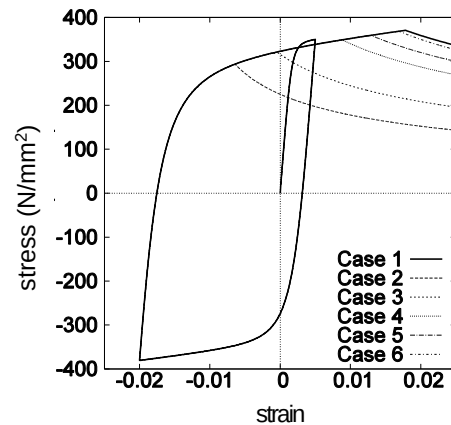
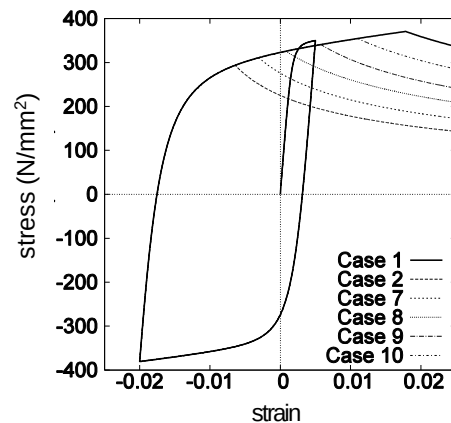


図-3 本検討で用いる鉄筋の応力-ひずみ関係¹⁰⁾(圧縮が正)



(a) 鉄筋径が等しい場合



(b) 配筋間が等しい場合

図-4 ヘッド付きフックと帯鉄筋の座屈抑制効果の比較

に定着させて軸方向鉄筋の座屈に抵抗させるという適用例は示されていないが、T ヘッドバーにおいてヘッド部分をコンクリートへ定着させるという適用例が示されていることから、本検討におけるヘッド付きフックの使用法でも十分な定着性能が得られると判断した。また、ヘッド付きフックのヘッド部分は Head-bar を参考にしてプレートを溶接することで作製し、ヘッド部径やヘッド部厚などの寸法は T ヘッドバーの規格¹⁵⁾を参考にして鉄筋

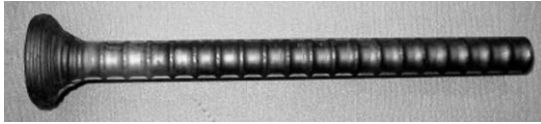
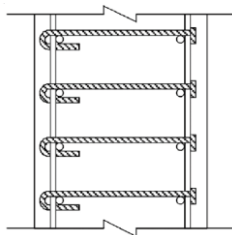
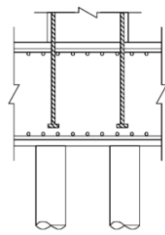
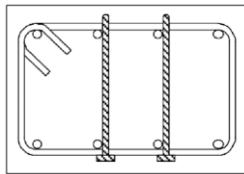

図-5 Tヘッドバー¹²⁾

図-6 Head-bar¹³⁾


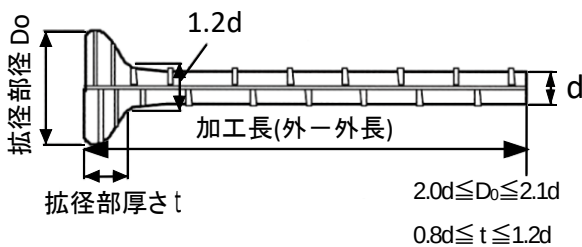
(a) 帯鉄筋としての適用



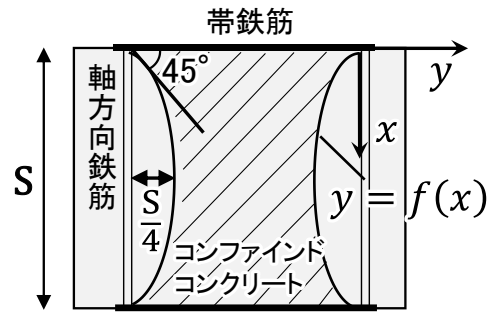
(b) 軸方向鉄筋としての適用



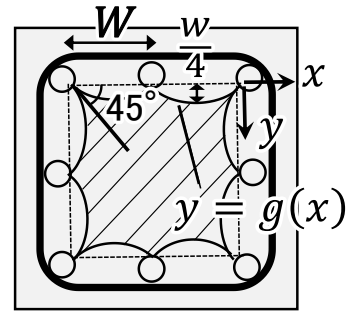
(c) 中子筋としての適用

図-7 Head-barの適用例¹⁴⁾

図-8 Tヘッドバーの形状寸法¹⁵⁾

部の公称断面積から算出した。図-8にTヘッドバーにおけるヘッド部径やヘッド部厚の規定を示す。またヘッド部の埋め込み寸法は 4ϕ とした。これは、本実験において埋め込み寸法が 4ϕ の場合、ヘッド付きフックの引張降伏耐力がコンクリートのコーン破壊耐力以下となり、さらに塩屋ら¹²⁾の検討の中で、プレート型定着筋の埋め込み寸法が 4ϕ の場合、日本建築学会 各種合成構造物設計指針・同解説の「頭付きアンカーボルトの設計」における定着式で安全側に評価できることが示されているか



(a) 高さ方向のファインドコンクリートの分布



(b) 断面のコンファインドコンクリートの分布

図-9 コンファインドコンクリートの分布¹⁶⁾

らである。

b) ヘッド付きフックのコンファインドコンクリートへの定着

ヘッド付きフックの座屈抵抗特性を十分に発揮させるためには、ヘッド部分を帯鉄筋による拘束効果を期待できるコンファインドコンクリートに定着させる必要がある。コンファインドコンクリートとは、帯鉄筋で囲まれているコアコンクリートの内、帯鉄筋による拘束効果が期待できる部分のコンクリートであり、無拘束のコンクリートに比べて優れた耐力や靱性が得られることが知られている。そのような中、Manderら¹⁶⁾の研究において、高さ方向および断面のコンファインドコンクリートの分布が式(5)および式(6)を用いて提案されている。

$$f(x) = \frac{1}{S}x^2 - x \quad (5)$$

$$g(x) = \frac{1}{W}x^2 - x \quad (6)$$

ここに、 $f(x)$ 、 $g(x)$ は高さ方向および断面のコンファインドコンクリートの分布(コンファインドコンクリートと無拘束コンクリートの境界)、 S は帯鉄筋と帯鉄筋の間隔、 S は軸方向鉄筋と軸方向鉄筋の間隔である。また、 x は式(5)においては帯鉄筋配筋部からの柱高さを、式(6)においては軸方向鉄筋配置位置からの断面高さを表す。図-9にコンファインドコンクリートの分布の概略図を示す。この仮定を用いると、柱高さ方向の分布に

関しては、帯鉄筋間隔を S としたとき、帯鉄筋と帯鉄筋の間におけるコンファインドコンクリートと無拘束コンクリートの境界が、軸方向鉄筋位置から柱の中心に向かって $S/4$ となる位置に存在している。また、柱断面の分布に関しては、軸方向鉄筋間隔を W としたとき、軸方向鉄筋と軸方向鉄筋の間におけるコンファインドコンクリートと無拘束コンクリートの境界が、柱の中心に向かって $W/4$ となる位置に存在している。本検討においても、Mander らの仮定を用いて、コンファインドコンクリートと拘束効果が及ばないコンクリートの境界が柱断面のどの程度内側に分布しているかを概算し、その値を参考にしてヘッド付きフックの寸法を決定することとした。

c) ヘッド付きフックの配筋方法

ヘッド付きフックの配筋方法については、鉄筋と鉄筋を仮固定する際に一般的に用いられる番線を使用してヘッド付きフックと軸方向鉄筋を固定した後、エポキシ樹脂系接着剤によりその固定部をさらに補強した。エポキシ樹脂系接着剤を使用して配筋部を補強した理由は、軸方向鉄筋に配筋されているヘッド付きフックが供試体作製時のコンクリートの打設の際の衝撃により外れてしまい、座屈抑制効果を失ってしまう危険性を最小限にするためである。しかしながら、ヘッド付きフックは番線のみを使用した状態でも軸方向鉄筋に十分固定されていたため、今回のコンクリート打設過程において、エポキシ樹脂系接着剤による補強は必ずしも必要とは言えなかった。しかし、ヘッド付きフックを配筋する軸方向鉄筋の径やコンクリートの吐出量によっては番線のみでの固定では不十分な可能性も考えられ、状況に応じた最適な配筋方法に関しては検討の余地があるといえる。

(4) 軸方向鉄筋の座屈抵抗特性を不均一にするという試み

1. で述べた通り、軸方向鉄筋の座屈を抑制する研究はこれまでも数多く行われており、ヘッド付きフックをすべての鉄筋に配筋する手法も、軸方向鉄筋の座屈抑制を目的としている。しかし一方で、既往の研究の中で、軸方向鉄筋の座屈後の RC 柱の荷重低下を緩やかにすることを狙った検討は見当たらず、設計においても軸方向鉄筋の座屈後の挙動に関して耐震安全性の照査は行われていない。しかしながら、RC 柱の危機耐性を実現するためには、軸方向鉄筋の座屈発生を抑制するだけでなく、座屈発生後の挙動を改善することも必要であるといえる。

そこで本研究では、2. (1) で述べた「配筋箇所の自由度が高い」というヘッド付きフックの特長を活かして、軸方向鉄筋の座屈抵抗特性を積極的に不均一にすることで、軸方向鉄筋の座屈後の RC 柱の荷重低下を緩やかにするという試みを検討する。通常、帯鉄筋やかぶりコン

クリートによる座屈抵抗特性は、すべての軸方向鉄筋に対してある程度一様に作用しているため、RC 柱における各軸方向鉄筋の座屈抵抗特性は同程度の大きさを示していると考えられる。そのため、RC 柱の変形が進む中で、ある軸方向鉄筋が座屈したとき、その他の軸方向鉄筋も座屈しやすい状況であると考えられる。加えて、1 本の軸方向鉄筋が座屈すると帯鉄筋およびかぶりコンクリートの座屈抵抗特性は低下することを考えると、1 本の鉄筋の座屈が発生すると他の鉄筋の座屈が連動して発生する可能性があるといえる。過去の研究でも、星隈らの実験において、かぶりコンクリートの損傷・剥落がきっかけとなり、複数の軸方向鉄筋の座屈が連動して生じている様子が示されている¹⁷⁾。これらの状況に対し、一部の鉄筋にのみヘッド付きフックを配筋し、軸方向鉄筋の座屈抵抗特性を積極的に不均一にすれば、軸方向鉄筋の座屈が連動して発生する現象が抑制され、RC 柱のポストピーク領域における荷重低下が緩やかになる可能性が推測される (図-10)。実際、星隈らが実施した実験の中で、中子筋を各断面の帯鉄筋に配筋した供試体においては、他の軸方向鉄筋の座屈が発生しても、中子筋の配筋部で局所的に帯鉄筋のはらみ出しが拘束されることで、その部分の軸方向鉄筋の座屈が抑制される現象が確認されている¹⁷⁾。そこで本研究では、ヘッド付きフックを一部の鉄筋にのみ配筋し、軸方向鉄筋の座屈抵抗特性を不均一にすることが軸方向鉄筋の座屈挙動に与える影響を検討するとともに、その手法が RC 柱のポストピーク領域における荷重低下改善に効果的かを検証する。

3. 正負交番載荷実験の概要

本実験では、ヘッド付きフックを軸方向鉄筋に直接配筋することによる座屈抑制効果、およびそれに伴う RC

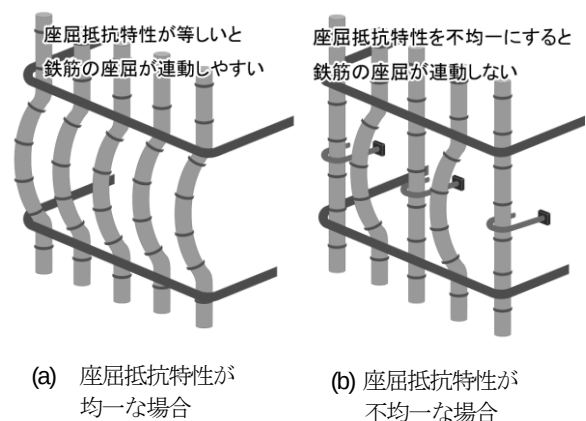


図-10 軸方向鉄筋の座屈抵抗特性を不均一にする試み

柱のポストピーク挙動について検討する。また、ヘッド付きフックを一部の鉄筋にのみ配筋し、軸方向鉄筋の座屈抵抗特性を不均一にすることが、軸方向鉄筋の座屈後の RC 柱の挙動に与える影響について検討する。以下に、実験についての詳細を示す。

(1) 実験供試体

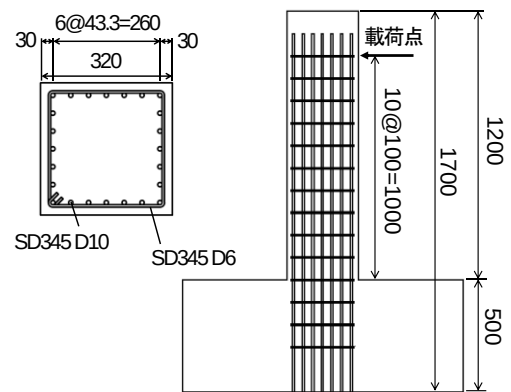
本実験では、軸方向鉄筋の座屈抵抗特性を変化させた RC 柱を計 4 本作製した。コンクリートには、セメントの種類が早強ポルトランドセメント、スランプ 18cm、粗骨材の最大寸法 15mm のものを用い、コンクリートの圧縮強度は、テストピースによる圧縮試験により 32.6MPa と算出した。ここで、図-11 に実験供試体の断面図、配筋図を示す。各供試体は、断面 (320×320mm の正方形)、せん断スパン長 1000mm となっている。以下、各供試体の詳細を示す。

a) C100-ST

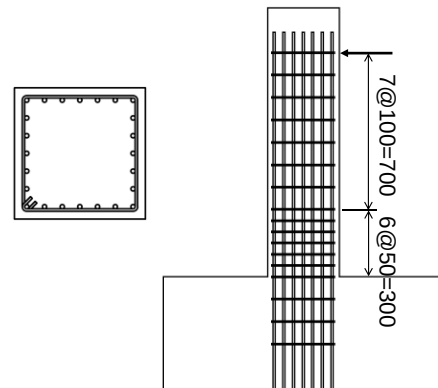
C100-ST は無対策の供試体であり、軸方向鉄筋の座屈による曲げ破壊で終局を迎えるよう設計した。なお、帯鉄筋間隔は 100mm、帯鉄筋体積比は 0.4%，帯鉄筋間隔有効高さ比は 0.345 となっている。図-12 に道路橋示方書・同解説耐震設計編¹⁰⁾に基づいて算出した骨格曲線を示す。図中のプロットは原点に近い方から設計上の降伏変位 δ_y 、耐震性能 2 の限界状態に相当する変位 δ_{k2} 、耐震性能 3 の限界状態に相当する変位 δ_{k3} を表している。ここで、耐震設計 2 の限界状態はエネルギー吸収が安定して期待できる限界であり、耐震性能 3 の限界状態はかぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈が発生する点であるとされている。そして、通常の耐震設計では耐震性能 3 に至るまでの挙動における安全性を照査しており、それ以降の挙動に関しては耐震安全性が検討されていない。そのため、耐震性能 3 の限界状態を超える挙動は、耐震設計において想定外の挙動であるといえ、本研究ではこの領域における各供試体の耐震安全性の検討を行っていく。なお、その他のすべての供試体は、この C100-ST に対して座屈制御対策を施した供試体となっている。

b) C50

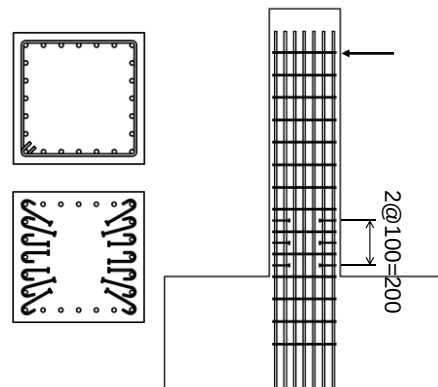
C50 は C100-ST に対する座屈制御対策として帯鉄筋を用いた供試体となっており、一般的な座屈制御対策を施した供試体である。帯鉄筋間隔については、柱基部から 1D の高さである柱高さ 300mm までの区間が 50mm、それより上の区間が 100mm となっている。なお、柱基部周辺における帯鉄筋比は 0.8%，帯鉄筋間隔有効高さ比は 0.172 となっている。C100-ST と同様に、図-12 に道路橋示方書・同解説耐震設計編¹⁰⁾に基づいて算出した骨格曲線を示す。



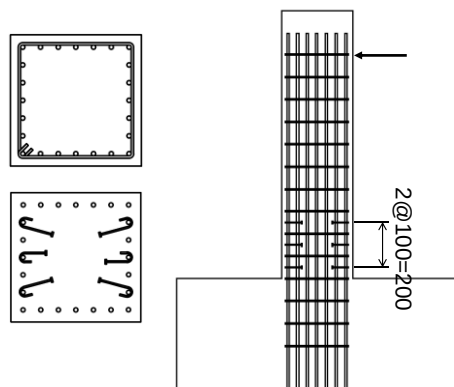
(a) C100-ST



(b) C50



(c) C100-WH-ALL



(d) C100-WH

図-11 実験供試体の断面図および配筋図 (Unit[mm])

c) C100-WH-ALL

C100-WH-ALLはC100-STに対する座屈制御対策としてヘッド付きフックを用いた供試体である。帯鉄筋間隔は100mmであり、ヘッド付きフックは、柱基部から1Dの高さである柱高さ300mmにおける帯鉄筋配筋部の中間の軸方向鉄筋に配筋されている。なお、C100-WH-ALLにおいては、載荷面のすべての鉄筋にヘッド付きフックを配筋しており、その他の供試体と比較することで、ヘッド付きフックの抑制効果などについて検討する。

d) C100-WH

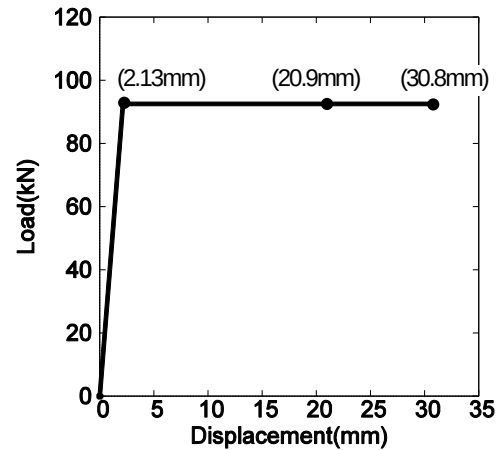
C100-WHはC100-STに対する座屈制御対策としてヘッド付きフックを一部の軸方向鉄筋にのみ配筋した供試体となっており、RC柱の中に座屈抵抗特性が異なる鉄筋をあえて配置し、軸方向鉄筋の座屈抵抗特性を積極的に不均一した供試体である。ヘッド付きフックは、C100-WH-ALLと同様に柱基部から1Dの高さである柱高さ300mmにおける帯鉄筋配筋部の中間の軸方向鉄筋に配筋されている。なお、C100-WHとその他の供試体と比較することで、座屈抵抗特性を不均一にすることがRC柱のポストピーク挙動に与える影響を検討する。

(2) ヘッド付きフックの寸法

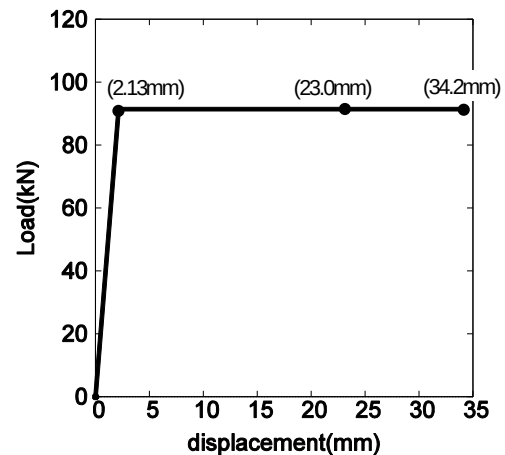
コンファインドコンクリートは、式(5)、式(6)から、ヘッド付きフックを配筋する断面では軸方向鉄筋の配置位置から内側に33mmの範囲において分布していると仮定した。また、2.(3)a)で述べたように、ヘッド付きフックのヘッド部のコンファインドコンクリートへの埋め込み寸法は4φとしている。そのため、埋め込み寸法4φを確保するために必要な寸法が端部付近と中央部付近のヘッド付きフックで異なると考え、2種類の寸法のヘッド付きフックを用いることとし、中央の3本の軸方向鉄筋に配筋する場合はタイプ1のヘッド付きフックを、両外側の2本の軸方向鉄筋に配筋する場合はタイプ2のヘッド付きフックを用いることとした(図-13)。また、ヘッド付きフックのフック部にはSS400のφ4の丸鋼を、ヘッド部にはSS400の4tの平鋼を用いた。

(3) 載荷方法と測定データ

載荷方法は正負交番載荷とし、載荷変位は柱基部の軸方向鉄筋のひずみをモニターしながら載荷を行い、軸方向鉄筋の降伏した点を降伏変位 δ_y (=4mm)とし、それを基準として、その整数倍の変位振幅での繰り返し載荷を行った。載荷回数は、最低繰り返し回数を3回とし、軸方向鉄筋の座屈が発生したサイクルにおいては10回の正負繰り返し載荷を行った。また載荷軸応力は1.0MPaとした。測定データについては、供試体の各変形状態における復元力を得るため、アクチュエータに設置されているロードセルにより供試体の載荷位置における復元力



(a) C100-ST



(b) C50

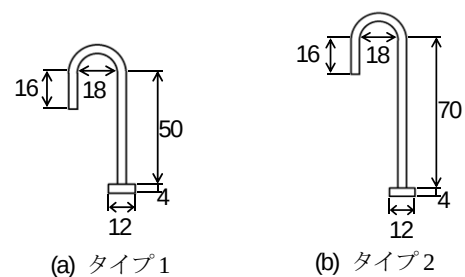
図-12 骨格曲線 (H24 道路橋示方書・同解説 耐震設計編¹⁸⁾)

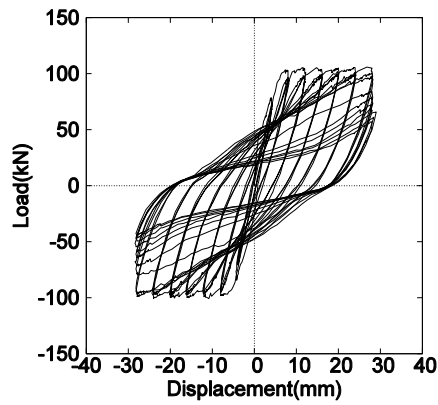
図-13 ヘッド付きフックの寸法 (Unit[mm])

及び軸力を測定した。また、供試体の載荷位置における水平変位を計測するため、供試体の載荷位置にワイヤ式変位計を設置した。

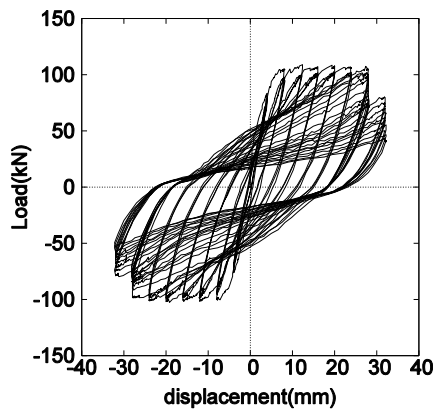
4. 実験結果及び考察

(1) 荷重-変位関係

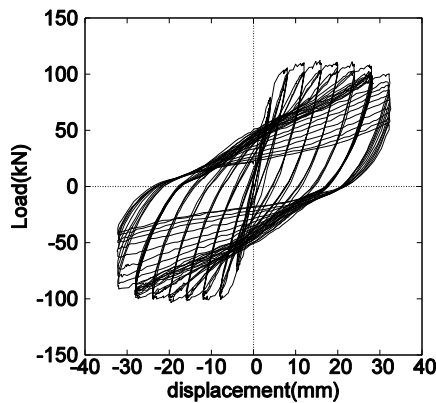
図-14 に実験により得られた各供試体の荷重-変位関



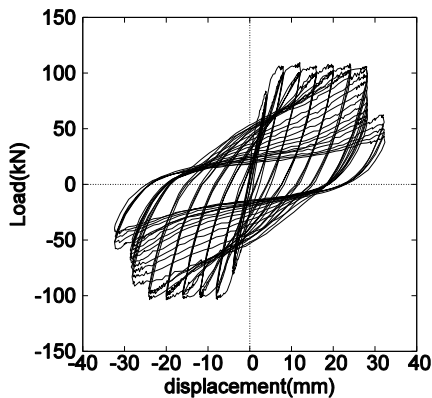
(a) C100-ST



(b) C50



(c) C100-WH-ALL



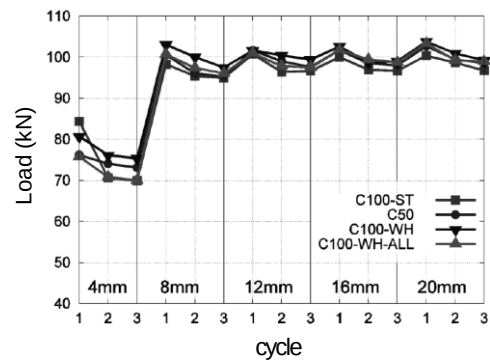
(d) C100-WH

図-14 荷重-変位関係

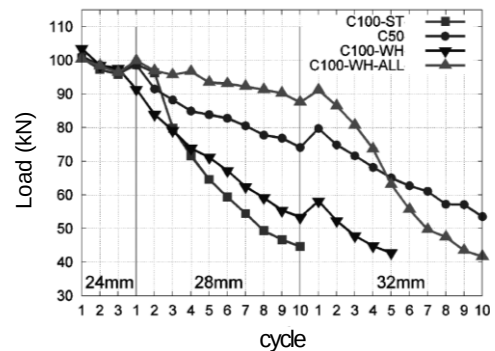
係を示す。図-14を見ると、すべての供試体において履歴ループが紡錘型であり、典型的に曲げ挙動を示していることがわかる。また、C100-ST および C50 において、設計時に算出した骨格曲線と荷重-変位関係を比較すると、縮小模型を用いた実験であるため完全に一致はしていないものの、荷重低下が発生している変位振幅 28mm は、耐震性能 3 の限界状態に相当する変位付近の値であることがわかる。通常、耐震性能 3 以降の挙動の耐震安全性の照査は設計上行わないため、本実験において変位振幅 28mm 以降の挙動は、設計で安全性が照査されていない、想定を超える挙動であったと判断することができる。

(2) 最大荷重の推移

図-15に各供試体の最大荷重の推移を示す。図-15を見ると、変位振幅 4mm から変位振幅 24mmの間では、各供試体間の最大荷重の推移に違いは見られないことがわかる。しかし、変位振幅 28mm の载荷になると、各供試体間で荷重低下挙動に差が見られることがわかる。ここで、24mm 振幅の 1 サイクル目での荷重を最大荷重としたときの 28mm 振幅終了時における荷重保有率を比較すると、C100-WH-ALL は C100-ST に比べ、42.8 % の荷重低下改善が見られ、C50 と比べても、14.1 % の荷重低下改善が見られることがわかる。4.(1)で述べたように、本実



(a) 変位振幅 4mm ~ 20mm



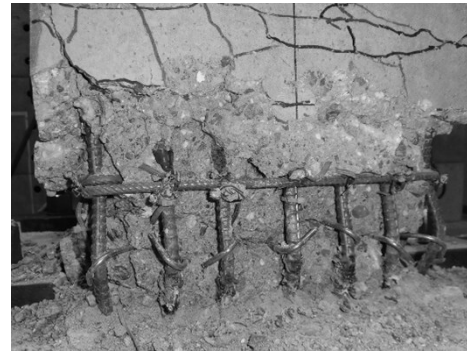
(b) 変位振幅 24mm ~ 28mm

図-15 各供試体の最大荷重の推移の比較

験では変位振幅 28mm の载荷で生じた荷重低下挙動は、設計上安全性が照査されていない想定外の挙動であると判断している。そのため、本実験結果から、座屈時にははらみ出しのピークになると考えられる位置にヘッド付きフックを配筋することで、既存の耐震設計の照査範囲内の挙動は変化させない形で、設計上の想定を超える範囲の挙動を改善させることができることがわかった。1. で述べたように、軸方向鉄筋の座屈前は通常の RC 柱と同様にふるまった上で、軸方向鉄筋の座屈を抑制することは、RC 柱の破壊モードや橋脚基礎の設計へ影響を与えないという点で重要であるといえる。

しかしながら、C100-WH-ALL における変位振幅 32mm における最大荷重の推移を見ると、荷重低下の割合が無対策の供試体である C100-ST と同程度であることがわかる。ここで、図-16 に载荷終了後の C100-WH-ALL の軸方向鉄筋のはらみ出し状況の写真を示す。これを見ると、軸方向鉄筋に配筋されたすべてのヘッド付きフックのフック部が、軸方向鉄筋の座屈によるはらみ出しの力を受けて曲げ変形し、開いていることがわかる (比較として図-17 にフック部が開かずに軸方向鉄筋の座屈に抵抗している様子を示す)。このことから、今回の実験においてヘッド付きフックは、軸方向鉄筋の座屈発生を抑制するものの、座屈が発生し鉄筋のはらみ出し始めた後は軸方向鉄筋の変形に抵抗することができていないことがわかる。

一般的に、鉄筋の座屈変形時の応力低下は、座屈変形に抵抗する力が大きいほど軽減されることが知られており、中田らの研究においても、帯鉄筋比を同一とした場合、帯鉄筋の径を小さくして配筋間隔を狭くした方が、軸方向鉄筋の座屈を拘束する帯鉄筋の本数が増加するため、RC 柱の荷重低下が緩やかになることが示されている。ここで、式 (1)～式 (4) で示した加藤・金谷による鉄筋の座屈モデル¹⁰⁾を用いて、実験で観察された各供試体における軸方向鉄筋の座屈モードを例に、それぞれの鉄筋の座屈曲線を比較する(図-18)。併せて、各供試体の軸方向鉄筋が示した座屈長および座屈変形に抵抗している帯鉄筋の本数を表-2 に示す (座屈長は帯鉄筋間隔の整数倍の値としている)。なお、C50 の供試体において、座屈長が異なる 2 種類の座屈モードが存在しており、C100-WH-ALL の供試体においても、フック部が開いている場合と開いていない場合の 2 種類の鉄筋の座屈モードが存在している。表-2 および図-18 において、C100-WH と C100-WH-ALL (フック開き) がフックの開きが確認された鉄筋であり、C100-WH-ALL (フック健全) がフックが開かず、座屈変形時の固定端となっていた鉄筋である。また、座屈曲線算出の際、フック部が開いたヘッド付きフックによる座屈抵抗力は無視することとした。図-18 を見ると、フック部が開かずに軸方向鉄筋の座屈に抵抗し



(a) 载荷終了後の C100-WH-ALL (正面から)



(b) 载荷終了後の C100-WH-ALL (フック部を拡大)

図-16 载荷終了後の C100-WH-ALL の軸方向鉄筋のはらみ出し状況の写真



図-17 フック部が開かずに軸方向鉄筋の座屈に抵抗している様子

表-2 各供試体の軸方向鉄筋が示した座屈長および座屈変形に抵抗している帯鉄筋の本数

供試体		座屈長(mm)	座屈拘束している帯鉄筋本数
C100-ST		200	1
C50	type1	200	3
	type2	150	2
C100-WH-ALL	フック健全	100	1
	フック開き	100	0
C100-WH		100	0

ている C100-WH-ALL (フック健全) は、帯鉄筋により座屈制御対策がなされた C50 の供試体の軸方向鉄筋よりも、座屈時に発揮される応力が大きな値を示していることがわかる。しかし、ヘッド付きフックのフック部が開き、座屈抵抗力を喪失している C100-WH-ALL (フック開き) および C100-WH では、座屈時に発揮される応力が、無対策の供試体である C100-ST の軸方向鉄筋で発揮される応力より小さい値を示すことがわかる。そのため、C100-WH-ALL で確認された 32mm 振幅における荷重低下挙動は、ヘッド付きフックのフック部が開くことにより、加藤・金谷の座屈モデルで表現されたような座屈時の鉄筋の応力低下が生じたことが原因であると考えることができる。そのため、ヘッド付きフックのフック部が開かずに軸方向鉄筋の座屈に抵抗できるよう、ヘッド付きフックのフック部のより最適な形状を検討する必要があるといえる。

(3) 各供試体における軸方向鉄筋の座屈発生サイクル

表-3 に各供試体の載荷面および載荷面裏側における軸方向鉄筋の座屈発生時の載荷サイクルを示す。以下、無対策の供試体である C100-ST と座屈制御対策を施した C50, C100-WH-ALL, C100-WH の座屈発生時の載荷サイクルを比較していく。

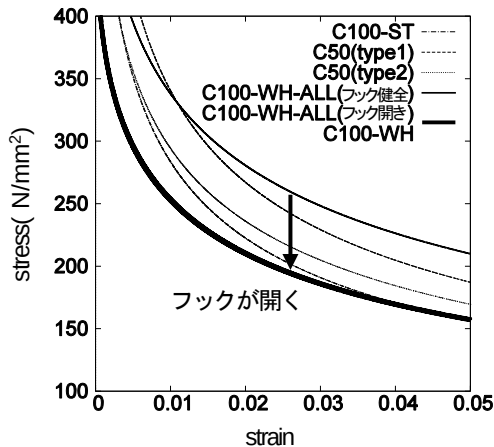


図-18 各供試体の軸方向鉄筋が実験で示した座屈モードにおける座屈曲線 (圧縮が正)

表-3 軸方向鉄筋の座屈発生時の載荷サイクル

供試体	座屈発生面	座屈が発生したサイクル
C100-ST	載荷面	28mm-4
	載荷面裏側	28mm-3
C50	載荷面	28mm-6
	載荷面裏側	28mm-2
C100-WH-ALL	載荷面	32mm-2
	載荷面裏側	32mm-2
C100-WH	載荷面	28mm-4
	載荷面裏側	28mm-1

a) C50 と C100-ST の比較

C50 の載荷裏面では、軸方向鉄筋の座屈が C100-ST よりも早期に発生しており、載荷面においても C100-ST と比べて座屈発生点が 2~3 サイクルほど遅れたのみであった。そのため、C50 においては、著しい座屈制御効果が得られなかったことがわかる。C50 の供試体は、設計の際に道路橋示方書・同解説 耐震設計編¹⁰⁾に基づき、軸方向鉄筋のはらみ出し挙動に着目して、最外縁の軸方向鉄筋位置における引張りずみにより終局変位を算出をしている。この軸方向鉄筋の許容引張りずみは、軸方向鉄筋の径、本数、降伏強度に加えて、かぶりコンクリートや帯鉄筋による座屈拘束力を考慮した上で算出される。そのため、1D 区間の帯鉄筋量が 2 倍となっている C50 では、設計上は C100-ST と比べて終局変位の増大が期待されていた (図-12)。しかし、座屈という現象は、材料の不均一性や荷重の偏心作用、部材の持つ残留応力や初期変形などの影響を受ける、非常に不安定な現象であるため、実際の実験では十分な座屈抑制効果が得られなかった可能性が考えられる。

b) C100-WH-ALL と C100-ST の比較

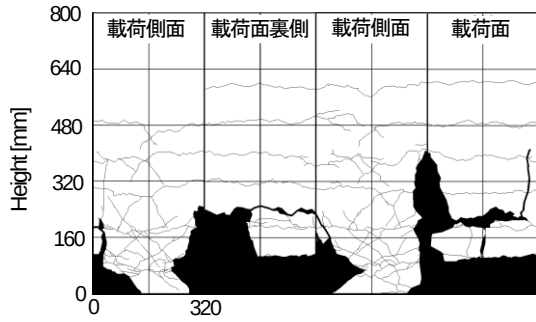
C100-WH-ALL においては、載荷面、載荷裏面の両面とも、載荷振幅 28mm の 10 回にわたる繰り返しでは軸方向鉄筋の座屈は発生していない。ここで、28mm 振幅の載荷終了時の各供試体の破壊性状を見ても (図-19)、C100-ST, C50, C100-WH の供試体では、軸方向鉄筋の座屈により基部周辺のかぶりコンクリートが剥落している一方、C100-WH-ALL では軸方向鉄筋の座屈が発生していないため、他の供試体に比べ基部周辺の損傷が大きく軽減されていることがわかる。しかし、載荷振幅 32mm の 2 サイクル目になると、C100-WH-ALL においても、軸方向鉄筋の座屈が発生し、32mm 振幅の載荷終了時には他の供試体と同程度の損傷が確認された (図-20)。これは、4. (2) で述べた通り、ヘッド付きフックのフック部は開いてしまったことが原因であると考えられ、32mm 振幅の載荷では、ヘッド付きフックに期待していた鉄筋の引張力による座屈抵抗力が発揮されなかったことがわかる。

c) C100-WH と C100-ST の比較

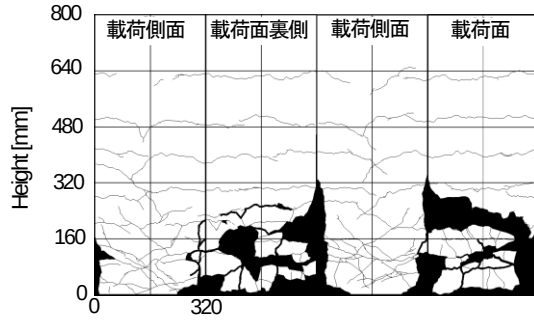
C100-WH において C100-ST と比べて座屈発生が遅れるという現象は確認されなかった。これは、C100-WH の座屈制御対策を施していない軸方向鉄筋が C100-ST の軸方向鉄筋と同一の力学的特性を示すことから、ヘッド付きフックを配筋していない軸方向鉄筋が早期に座屈しやすい状態であったためであると考えられる。

d) 結果のまとめと考察

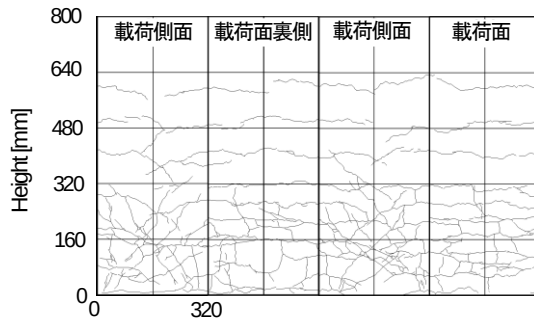
a), b), c) の比較により、32mm 振幅の載荷でフック部の開きが発生したため、C100-WH-ALL における軸方向鉄筋の座屈発生は、載荷変位で考えると $1\delta_y$ 遅れた



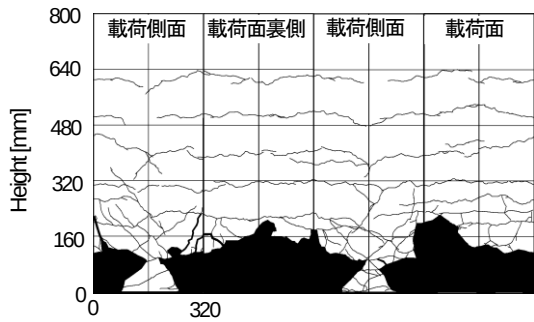
(a) C100-ST



(b) C50



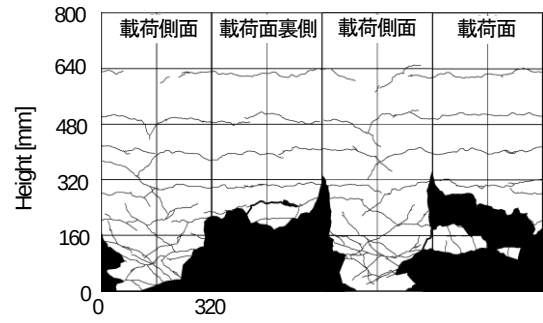
(c) C100-WH-ALL



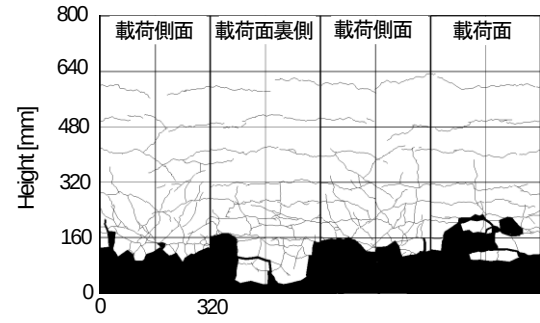
(d) C100-WH

図-19 28mm 振幅の載荷終了時の各供試体の破壊性状
(黒で塗りつぶされている部分はかぶりコンクリートが剥落している)

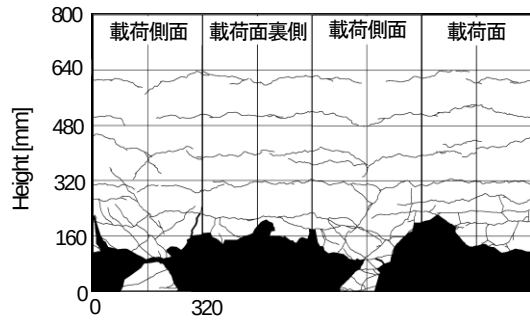
のみであった。しかし一方で、繰り返し回数 10 回程度の正負交番載荷は、主要動の繰り返し回数の多い海洋型の地震動に対応するとされており⁹⁾、その海洋型の地震動において軸方向鉄筋の座屈が早期に発生すると、RC 部材の耐震安全性が大きく損なわれることにつながる。



(a) C50 (32mm-10cycle 終了時)



(b) C100-WH-ALL (32mm-10cycle 終了時)



(c) C100-WH (32mm-5cycle 終了時)

図-20 32mm 振幅の載荷終了時の各供試体の破壊性状
(黒で塗りつぶされている部分はかぶりコンクリートが剥落している)

そのため、C100-WH-ALL のみ軸方向鉄筋の座屈が発生しなかった 28mm 振幅における載荷が、無対策の供試体 C100-ST の耐震性能 3 を示す値に近い変位振幅を 10 回にわたり繰り返した載荷であったことや、その変位振幅において C50 の供試体で早期に軸方向鉄筋の座屈が発生したことを考慮すると、ヘッド付きフックが本来期待されていた座屈抵抗力を発揮しなかったとはいえ、帯鉄筋による従来の座屈制御対策に比べ、高い座屈制御効果を示したと考えることができる。また、4. (2) でも述べたように、C100-WH-ALL における軸方向鉄筋の座屈抑制により、28mm 振幅の繰り返し載荷において大幅な荷重低下改善効果が確認されていることから、ヘッド付きフックを用いた座屈制御対策は、主要動の繰り返し回数が多いとされる海洋型の地震動に対する軸方向鉄筋の座屈制御手法として有効な手段になり得る可能性があるとい

える。

(4) 帯鉄筋によるコアコンクリート拘束効果の維持

1. でも述べたように、帯鉄筋はコアコンクリートを拘束する役割を担っており、帯鉄筋に拘束されたコアコンクリートは RC 柱のポストピーク挙動において非常に重要な働きを担っている。しかし、4. (3) a) で述べたように、C50 においては、載荷裏面における軸方向鉄筋の座屈が C100-ST よりも早期に発生し、帯鉄筋のはらみ出しが発生していることから、柱基部において帯鉄筋量を多く配筋したにもかかわらず、その帯鉄筋がコアコンクリートを拘束するための鉄筋として十分に機能していないと考えることができる。

一方、C100-WH-ALL ではヘッド付きフックが効果的に軸方向鉄筋の座屈を抑制することで、帯鉄筋量が増大していないにもかかわらず、C100-ST や C50 の供試体よりも帯鉄筋のコアコンクリート拘束効果が維持できていると判断できる。このように、ヘッド付きフックのような座屈を効果的に抑制する部材を導入することが、帯鉄筋の持つコアコンクリート拘束効果の維持に有効であることが確認された。

(5) 座屈抵抗特性を不均一にすることによる RC 柱の荷重低下挙動への影響

2.(3) c) で述べたように、本研究では、「配筋箇所の自由度が高い」というヘッド付きフックの特長を活かして、ヘッド付きフックを一部の軸方向鉄筋にのみ配筋した C100-WH を作製し、軸方向鉄筋の座屈抵抗特性を不均一にするという手法を検討した。この手法では、軸方向鉄筋の座屈が連動せず、複数のサイクルにわたって発生することで、RC 柱のポストピーク領域における荷重低下が緩やかになることを期待している。ここで、表-4 に各供試体の載荷面および載荷面裏側の軸方向鉄筋を「左側」「中央部」「右側」と大まかに分けたとき(図-21)の各部分に配置されている軸方向鉄筋の座屈発生サイクルを示す。なお、軸方向鉄筋の座屈発生は圧縮側の柱基部のコンクリートのはらみ出しにより判断し、「左

側」「中央部」「右側」の各部分に配置されている軸方向鉄筋に対して、座屈が発生した場合を「×」として表内に示している。また、各供試体の載荷面および載荷面裏側において初めて軸方向鉄筋の座屈が確認された直前のサイクルの荷重を 1 としたときの荷重保有率を併わせて示している。表-4 を見てみると、C100-ST および C50 の載荷面では、一度の座屈で圧縮側全面の柱基部周辺のコンクリートがはらみ出し、すべての軸方向鉄筋の座屈が 1 サイクルで発生している様子が確認された。さらにそれに対し、ヘッド付きフックにより軸方向鉄筋 1 本 1 本に対して個別に座屈制御対策を施した C100-WH-ALL、および軸方向鉄筋の座屈抵抗特性を不均一にした C100-WH では、一度の座屈で圧縮側全面のコンクリートがはらみ出すことはなく、軸方向鉄筋の座屈が複数のサイクルにわたって発生している様子が確認された。その中でも、C100-WH では、ヘッド付きフックを配筋した軸方向鉄筋とそうでない軸方向鉄筋で座屈時のはらみ出し形状に違いが確認できた(図-22)。これにより、一部の鉄筋にのみ配筋されたヘッド付きフックは、確かに軸方向鉄筋の座屈抵抗特性を不均一にしており、それが実際の軸方向鉄筋の挙動にも現れていることがわかる。しかし、各供試体の荷重保有率を見ると、C100-WH において、座屈が発生した直後のサイクルにおいては、C100-ST と比べて約 10%の荷重低下改善効果が見られるものの、2～3 サイクル後には C100-ST と同程度の荷重低下が発生していることがわかる。さらに、すべての軸方向鉄筋の座屈抵抗力が概ね等しいと考えられる C50 や C100-WH-ALL の供試体においても、C100-WH と比較して荷重保有率の低下に大きな差はないといえる。そのため、軸方向鉄筋の座屈抵抗特性を積極的に不均一にするという手法により、軸方向鉄筋の座屈発生後の荷重低下を改善させることはできず、RC 柱の耐震性能を大幅に向上させるには至らないことが分かった。

(6) 同一変位振幅での軸方向鉄筋の座屈発生メカニズムの推定

図-15 および表-3 を見ると、本実験では、同一変位振

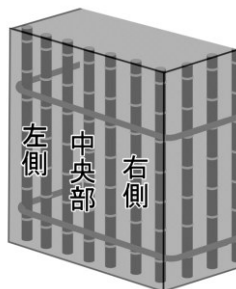


図-21 載荷面および載荷面裏面における軸方向鉄筋の分類



図-22 C100-WHの軸方向鉄筋の座屈発生後の様子

表-4 軸方向鉄筋の座屈発生時の載荷サイクル

(a) C100-ST(載荷面)

	+28mm-2	+28mm-3	+28mm-4	+28mm-5	+28mm-6
左側		×	×	×	×
中央部		×	×	×	×
右側		×	×	×	×
荷重保有率	1.00	0.867	0.815	0.743	0.715

(b) C100-ST(載荷面裏側)

	-28mm-3	-28mm-4	-28mm-5	-28mm-6	-28mm-7
左側		×	×	×	×
中央部		×	×	×	×
右側		×	×	×	×
荷重保有率	1.00	0.828	0.744	0.671	0.616

(c) C50(載荷面)

	+28mm-5	+28mm-6	+28mm-7	+28mm-8	+28mm-9
左側		×	×	×	×
中央部		×	×	×	×
右側		×	×	×	×
荷重保有率	1.00	0.906	0.852	0.820	0.785

(d) C50(載荷面裏側)

	-28mm-1	-28mm-2	-28mm-3	-28mm-4	-28mm-5
左側			×	×	×
中央部		×	×	×	×
右側			×	×	×
荷重保有率	1.00	0.928	0.895	0.861	0.850

(e) C100-WH-ALL(載荷面)

	+32mm-1	+32mm-2	+32mm-3	+32mm-4	+32mm-5
左側			×	×	×
中央部		×	×	×	×
右側					×
荷重保有率	1.00	0.931	0.898	0.860	0.819

(f) C100-WH-ALL(載荷面裏側)

	-32mm-1	-32mm-2	-32mm-3	-32mm-4	-32mm-5
左側		×	×	×	×
中央部					×
右側			×	×	×
荷重保有率	1.00	0.948	0.885	0.808	0.692

(g) C100-WH(載荷面)

	+28mm-3	+28mm-4	+28mm-5	+28mm-6	+28mm-7
左側				×	×
中央部			×	×	×
右側		×	×	×	×
荷重保有率	1.00	0.935	0.856	0.803	0.746

(h) C100-WH(載荷面裏側)

	-24mm-3	-28mm-1	-28mm-2	-28mm-3	-28mm-4
左側				×	×
中央部		×	×	×	×
右側			×	×	×
荷重保有率	1.00	0.936	0.860	0.810	0.757

幅において軸方向鉄筋の座屈が発生し、その間に RC 柱の荷重が大きく低下している。4. (3) d) でも述べたように、海洋型の地震動は主要動の繰り返し回数が多く、繰り返し回数 10 回程度の正負交番載荷により安全性が照査されることが多い。そのため、同一変位振幅下における軸方向鉄筋の座屈挙動を把握することは、海洋型の地震動に対する RC 柱の耐震安全性を検討する上で重要であるといえる。そこで本章では、本実験で生じた同一の変位で軸方向鉄筋の座屈が発生メカニズムを推定する。

a) かぶりコンクリートと帯鉄筋の拘束を考慮した既存の鉄筋の座屈モデルについて

かぶりコンクリートと帯鉄筋の拘束を考慮した既存の鉄筋の座屈モデルにおいて、同一変位振幅下の変形の中で、軸方向鉄筋の座屈発生点に変化するものは見当たらない。例えば、須田ら¹⁹⁾が提案したモデルでは、座屈開始点は軸方向鉄筋のかぶりコンクリートの割り割り応力がコンクリートの割裂強度を上回った時点としている。その中で、軸方向鉄筋のかぶりコンクリート割り割り応力は同一変形下では変化せず、コンクリートの割裂強度もコンクリートが過去に経験した最大圧縮ひずみ量から推定するとされているため、同一変位振幅下の変形の中での座屈発生点は変化しない。島ら²⁰⁾が提案したモデルにおいても、軸方向鉄筋がはらみ出そうとする力がかぶりコンクリートおよび帯鉄筋による座屈抵抗力を超えたときを座屈発生点としているが、同一変位振幅下の変形の中での座屈発生点を変化させるパラメータは含まれていない。また、秋山ら²¹⁾は 2. (2) b) で述べた加藤・金谷のモデル¹⁹⁾にかぶりコンクリートによる座屈抵抗力の影響を加えたモデルを提案しているが、このモデルにおけるかぶりコンクリートの座屈抵抗方も、須田らのモデルと同様に過去に経験した最大圧縮ひずみにより決定している。

b) 本実験で生じた同一変位振幅下における軸方向鉄筋座屈の発生メカニズムの推定

4. (6) a) で述べたように、過去に提案されたモデルでは、かぶりコンクリートの座屈抵抗力はコンクリートが過去に経験した最大圧縮ひずみ量に依存し、同一変位では変化しないとされるものが多い。しかし、本実験において変位振幅 28mm の 6 サイクル目で軸方向鉄筋の座屈が発生した C50 の供試体の載荷面における破壊性状を見てみると(図-23)、同一変位振幅の載荷の中で、柱基部のコンクリートのひび割れが増加し、損傷が進行していることがわかる。そのため、同一変位振幅におけるかぶりコンクリートによる座屈抵抗力の低下が、軸方向鉄筋の座屈発生の一因である可能性が示唆される。

また、実際の載荷では、柱の変位が同一の場合でも、軸方向鉄筋のひずみ履歴が各サイクルで異なっていると考えられる。そこで、本実験で実際に計測された軸方向

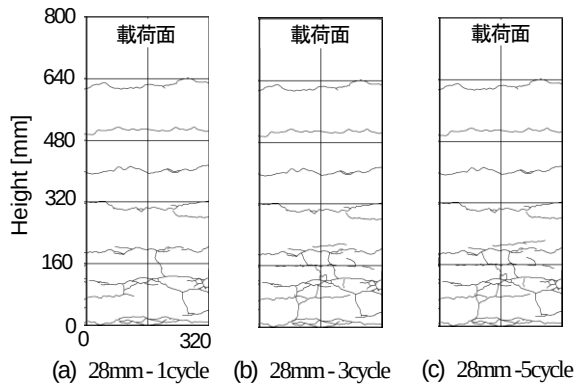


図-23 C50(載荷面)における同一変位振幅時のひび割れの進行

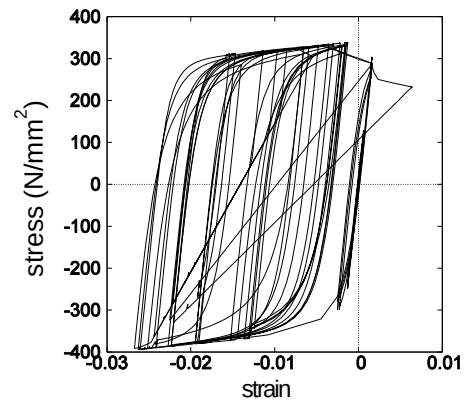
鉄筋のひずみの値を既存のモデルに当てはめることで、実験での同一変位振幅時における軸方向鉄筋のひずみ履歴の変化が座屈挙動に与える影響を考察する。なお本検討では、秋山らのモデルを採用することとした。秋山らは、式(1)～式(4)で示した加藤・金谷による鉄筋の座屈モデル¹⁰⁾に、式(7)～式(9)で定式化されるかぶりコンクリートによる拘束効果を考慮した座屈モデルを提案している。

$$R_c = q_c N_B S \quad (7)$$

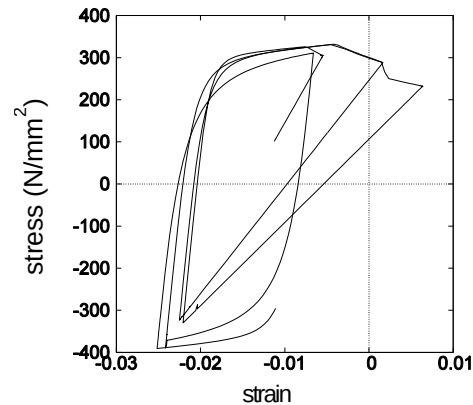
$$q_c = k \beta d_1 D \sigma_c^{2/3} \quad (8)$$

$$\beta = \begin{cases} 1 - 0.75 \frac{\varepsilon_{\max}}{\varepsilon_c} & (\varepsilon_{\max} \leq \varepsilon_c) \\ 0.25 & (\varepsilon_{\max} \geq \varepsilon_c) \end{cases} \quad (9)$$

ここで、 R_c はかぶりコンクリートによる拘束力、 q_c はかぶりコンクリートによる等分布荷重、 N_B は座屈区間、 S は帯鉄筋間隔である。また、 k は正負交番載荷実験との比較から得られる補正係数であり、秋山らの検討で、 $k=0.03$ としたときに実験結果と最も一致することが分かっている。 d_1 はコンクリートの圧縮縁から圧縮鉄筋の中心位置までの最短距離、 σ_c はかぶりコンクリートの圧縮強度である。また β は、過去に経験した圧縮履歴の影響による引張強度の低減を考慮する係数であり、最外縁圧縮鉄筋位置のひずみ $\varepsilon_{\max}$ とかぶりコンクリート圧縮強度時のひずみ ε_c により算出される。なお、秋山らのモデルは、加藤・金谷のモデルの式(2)において R_w を $(R_w + R_c)$ に置き換えたものであり、座屈長および座屈発生点の決定は加藤・金谷のモデルと同様に行う。なお、座屈発生前の軸方向鉄筋の応力-ひずみ関係には、Menegotto-Pintoモデルを採用している。また本検討では、軸方向鉄筋に貼付したひずみゲージの計測データを用いて、軸方向鉄筋のひずみ履歴を算出するが、本実験において柱基部周辺に貼付したひずみゲージでは、柱の損傷による計測データの欠損が多くみられ、軸方向鉄筋の座屈が



(a) すべての cycle における履歴曲線



(b) 28mm 振幅の 1cycle 目から 4cycle 目までの履歴曲線

図-24 座屈モデルにより算出した履歴曲線(圧縮が正)

生した 28mm 振幅の載荷時でひずみが計測できていたひずみゲージは、C100-ST の載荷面裏側(負荷重時圧縮)の柱高さ 25mm の位置のもの(ST-E-25)のみであった。そのため、ST-E-25 を対象に検討を行っていく。なお、実際の実験では、ST-E-25 は 28mm 振幅の 3cycle 目に座屈が発生している。

c) 検討結果

実験で計測された ST-E-25 におけるひずみを秋山らの座屈モデルに適用することで算出した鉄筋の履歴曲線、および実際に座屈が発生した 28mm 振幅載荷における 1cycle から 4cycle までの履歴を図-24 に示す。表-3 および図-24 より、ST-E-25 では解析結果と実験結果ともに 28mm 振幅の載荷で座屈が発生している。そして、座屈モデルにおいて 28mm 振幅の 2 サイクル目で座屈が発生していることから、既存のモデルを用いても、実験で生じた同一変位振幅下における座屈が再現されていることがわかる。また、図-24 (b) を見ると、同一変位振幅下の履歴において、最大引張ひずみは各サイクルごとに変化はない一方で、最大圧縮ひずみが 1 サイクル目から 2 サイクル目で増加していることがわかる。そして、この最大圧縮ひずみの増加により、解析上で 2 サイクル目に座屈が発生していることがわかる。また、実際の実験では

28mm 振幅の 3 サイクル目で軸方向鉄筋の座屈が発生しているが、2 サイクル目から 3 サイクル目にかけても最大圧縮ひずみが増大している。そのため、本実験で生じた同一変位振幅下の載荷における軸方向鉄筋の座屈も、同一変位振幅下における鉄筋の最大圧縮ひずみの増大によるものである可能性が考えられる。また 4 サイクル目になると鉄筋の最大圧縮ひずみが低下しているが、これは 3 サイクル目で軸方向筋が座屈したためであると考えられる。なお、本検討では鉄筋の最大圧縮ひずみが増大することで同一振幅下での座屈が発生する可能性を示したが、仮に最大引張ひずみが増大した場合でも、既存のモデルでは座屈曲線の開始位置が引張側に移行するため、最大圧縮ひずみ増大の場合と同様に、座屈挙動が再現できる可能性が考えられる。

以上から、変位振幅が同一の場合でも、鉄筋のひずみ履歴の変化により座屈が発生する可能性が示された。しかし、今回は検討例が少ないため、まだ検討の余地があることも事実であり、同一変位振幅下における軸方向鉄筋の座屈挙動について、今後さらなる検討を行っていく必要があるといえる。

5. まとめ

本実験では、ヘッド付きフックを軸方向鉄筋に直接配筋することによる座屈抑制効果、およびそれに伴う RC 柱のポストピーク挙動について検討した。以下に本研究で得られた知見を示す。

- ヘッド付きフックにより座屈制御対策を施した供試体では、無対策の供試体や帯鉄筋で座屈制御対策を施した供試体に比べ、軸方向鉄筋の座屈発生が抑制されたものの、フック部の開きが発生したため、載荷変位で考えると 1δ 遅れたのみであった。しかし、無対策の供試体が耐震性能 3 を示す変位での繰り返し載荷において、帯鉄筋量を 2 倍とした供試体では早期に軸方向鉄筋の座屈が確認された一方で、ヘッド付きフックを配筋した供試体では、その変位振幅で 10 回の繰り返し載荷を受けても軸方向鉄筋の座屈は発生しなかった。これにより、ヘッド付きフックが本来期待されていた座屈抵抗力を発揮しなかったとはいえ、帯鉄筋による従来の座屈制御対策に比べ、高い座屈制御効果を示したと考えることができる。
- ヘッド付きフックを配筋した供試体において、ヘッド付きフックのフック部の開きによる座屈抑制効果の低下が確認され、座屈発生後は無対策の供試体と同等の荷重低下を示した。そのため、ヘッド付きフックのフック部が開かずに軸方向鉄筋の

座屈に抵抗できるよう、ヘッド付きフックのフック部のより最適な形状を検討する必要があるといえる。

- 帯鉄筋により座屈制御対策を施した供試体では、柱基部において帯鉄筋量を多く配筋したにもかかわらず、軸方向鉄筋の早期の座屈により帯鉄筋がはらみ出し、その帯鉄筋がコアコンクリートを拘束するための鉄筋として十分に機能しなかった。一方、ヘッド付きフックを配筋した供試体では、ヘッド付きフックの抑制効果により、帯鉄筋量が増大していないにもかかわらず、他の供試体に比べ帯鉄筋のコアコンクリート拘束効果が維持されている様子が確認できた。
- ヘッド付きフックを一部の鉄筋にのみ配筋して軸方向鉄筋の座屈抵抗特性を不均一にさせるという手法を提案した。その結果、本手法により、鉄筋の座屈が複数のサイクルにわたって発生する現象が確認されたものの、軸方向鉄筋の座屈発生サイクル後には通常の場合と同等の荷重低下が見られた。そのため、軸方向鉄筋の座屈抵抗特性を不均一にさせるという手法は、RC 構造物の耐震性能を大幅に向上させるには至らないことがわかった。
- 本実験で見られた同一変位振幅下における鉄筋の座屈発生メカニズムについて考察した。その結果、同一変位振幅におけるかぶりコンクリートによる座屈抵抗力の低下が、軸方向鉄筋の座屈発生の一因である可能性を示唆した。また、実験で計測されたひずみを既存の鉄筋の座屈モデルに当てはめ、同一変位振幅下における鉄筋の履歴を算出した。その結果、変位振幅が同一の場合でも、鉄筋の最大圧縮ひずみが増大することで、軸方向鉄筋の座屈が発生する可能性を示した。

参考文献

- 1) 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，2012.
- 2) 星隈順一，運上茂樹，長屋和宏，塩島亮彦：軸方向鉄筋の配置方法に基づく RC 橋脚の耐震性能の向上に関する実験的研究，土木学会論文集，No. 745/I-65, pp. 1-14, 2003.
- 3) 幸左賢二，小川敦久，合田寛基，脇田和也：高靱性セメント巻き立て厚に着目した耐震補強実験，構造工学論文集，Vol.55A, pp.1024-1035, 2009.
- 4) 山野辺慎一，曾我部直樹，家村浩和，高橋良和：高性能塑性ヒンジ構造を適用した高耐震性 RC 橋脚の開発，土木学会論文集，Vol. 64, No. 2, pp. 317-332, 2003.
- 5) 近藤貴紀，亀田好洋，水野英二：軸方向鉄筋の破断防止策を施した SFRC 柱の二方向繰り返し耐荷特性に関する実験的研究，土木学会論文集 A2 (応用力学)，Vol. 70, No. 2 (応用力学論文集 Vol. 17), pp. I_385-I396, 2014.

- 6) 湯川保之, 緒方辰男, 須田久美子, 齊藤宗: 中空断面鉄筋コンクリート高橋脚の耐震性能, 土木学会論文集, No. 613/V-42, pp. 103-120, 1999.
 - 7) 松林卓, 原夏生, 三島徹也, 請川誠: 座屈抑制エレメントを用いた鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能, コンクリート工学年次論文集, Vol. 28, No. 2, pp. 949-954, 2006.
 - 8) 加藤大介, 大矢廣之: RC 部材における中間主筋の座屈性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 15, No. 2, pp. 425-430, 1993.
 - 9) 石橋忠良, 小原和宏, 菅野貴浩, 小林薫, 木野淳一: 矩形帯鉄筋を軸方向鉄筋の内側に配置した鉄筋コンクリート柱の正負水平交番載荷実験, 土木学会論文集, No. 732/V-59, pp. 27-38, 1999.
 - 10) 加藤大介, 金谷淳二: RC 造角柱の主筋の座屈性状の評価に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 12, No. 2, pp. 433-478, 1990.
 - 11) 大矢廣之, 加藤大介: RC 部材における中間主筋の座屈性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 15, No. 2, pp. 473-478, 1994.
 - 12) 塩屋俊幸, 樋口義弘, 塩川英世, 高岸正章: T ヘッドバー工法の開発, コンクリート工学年次論文集, Vol. 22, No. 3, pp. 1291-1296, 2000.
 - 13) 府川徹, 福浦尚之: 中間帯鉄筋にプレート定着型せん断補強鉄筋を用いた単柱試験体の正負交番繰返し載荷試験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 35, No. 2, pp. 529-534, 2013.
 - 14) 建設技術審査証明事業 (土木系材料・製品・技術, 道路保全技術) 概要書「Head-bar」, 2012.8
 - 15) 建設技術審査証明事業 (土木系材料・製品・技術, 道路保全技術) 概要書「T ヘッド工法鉄筋」, 2013.11
 - 16) Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R.: Theoretical stress-strain model for confined concrete, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, Issue 8, pp. 1804-1826, 1988.
 - 17) 星限順一, 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/I-50, pp. 215-232, 2001.
 - 18) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 耐震設計編, 2012.3
 - 19) 須田久美子, 村山八洲雄, 一宮利通, 新保弘: RC 橋脚における柱筋の座屈メカニズムの考察, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, Vol. 1, pp. 571-578, 1996.
 - 20) 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.
 - 21) 秋山充良, 内藤英樹, 鈴木基行: 軸方向鉄筋の座屈発生点に対応した終局曲率の簡易算定法および RC 柱と SRC 柱の靱性能評価への適用, 土木学会論文集, No. 725/V-58, pp. 113-129, 2003.
- (2017. 11. 1 受付, 2018. 1. 24 修正, 2018. 2. 20 受理)

CYCLIC LOADING TEST OF RC COLUMNS WITH VARIOUS BUCKLING RESISTANCE OF LONGITUDINAL BARS

Keita UEMURA, Yoshikazu TAKAHASHI and Shinya YAMAMOTO

In seismic design for RC columns, it is necessary to improve ductility and prevent sharp load decrease of RC columns. In this research, the hook with head is suggested to prevent buckling of longitudinal bars, and the advantage effect of the hook with head was examined by cyclic loading tests. As a result, it was more effective for improving load decrease to use the hook with head than to use hoops. However, the hook with head can't resist buckling deformation of longitudinal bars because of opening of the hook after the buckling of longitudinal bar occurs. Therefore, improvement of the hook with head is necessary so as not to open the hook.