

論文 軸方向鉄筋の内側にスパイラル筋を配置した RC 柱の高軸力下での変形性能について

木野 淳一*1・隈部 佳*2・岩田 道敏*3

要旨：高軸力を受ける RC 部材の変形性能は、軸力が小さい場合と比較して低下することが知られている。筆者らはこれまで、軸方向鉄筋の内側にせん断補強鉄筋を配置することで、RC 柱の変形性能を向上することが可能となることを研究してきた¹⁾。しかし、この方法についても、軸力比（軸圧縮応力をコンクリート圧縮強度で除したもの）が 0.04 程度の実験が主体であり、高軸力下での実験はあまり行われていなかった。今回、軸力比が 0.4 を超える領域で交番載荷実験を行い、良好な変形性能が得られたので、報告する。

キーワード：変形性能, 高軸力, じん性

1. はじめに

近年鉄道用地の高度利用を目的として、線路上空に建築物を設置する事例が増えてきている。高架橋構造上に建築物を付加する場合は、従来に比べて高架橋柱に高い軸力が発生することとなる。軸力が高くなることに対しては柱断面寸法を大きくすることが考えられるが、駅部高架橋では旅客流動を阻害しないよう、柱断面寸法は極力小さくすることが求められる。その結果、地震時の押し込み軸力が非常に大きくなり、軸力比が 0.4 を超え、釣合い軸力比が 1 を超える場合もある。高軸力を受ける RC 柱は、圧縮側コンクリートの圧壊が早く進行することから、高い変形性能が期待できない。既往の研究²⁾では、軸力比が高くなるほど変形性能が低下し、軸力比 0.5 の場合には最大荷重到達後極めてぜい性的な破壊形態となったことが記されている。鉄道の耐震設計においては、鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）³⁾において、釣合い軸力を超えるような高軸圧縮力下では照査の指標の種類や大きさについて別途検討する必要があるとされており、高軸力を受ける RC 柱部材の耐震設計が難しい状況となっている。

RC 柱の変形性能を向上させる方法として、著者らが

検討を行った、軸方向鉄筋の内側にせん断補強鉄筋を配置する配筋方法がある¹⁾。これは、大変形領域において生じる軸方向鉄筋の座屈の影響を受けない内側にせん断補強鉄筋を配置し、一般的な軸方向鉄筋の外周にせん断補強鉄筋を配置する場合よりじん性を向上させる手法である。この手法は、鉄道高架橋で一般的な範囲の軸圧縮応力を受ける RC 柱を主に対象として研究されてきた。コンクリートを帯鉄筋で拘束した場合、コンクリートの最大圧縮応力および最大圧縮応力に達するひずみが向上する研究⁴⁾があることから、この軸方向鉄筋の内側に帯鉄筋を配置する方法により、コアコンクリートの強度が増加し、高軸力下においても変形性能が向上すると考えられる。今回、軸力比を 0.4, 0.5 程度とした RC 柱の交番載荷実験を行ったので、報告する。

2. 実験概要

(1) 供試体概要

供試体の諸元を表-1 に、使用材料の諸元を表-2、表-3 示す。また、供試体の概要図を図-1 に示す。供試体は、フーチングを有する片持ち形式の柱部材とし、柱断面は直径 300mm の円形断面とした。軸方向鉄筋は、

表-1 供試体概要

No.	断面直径 (mm)	せん断スパン (mm)	軸方向鉄筋量 (直径-本数)	内巻き帯鉄筋量 (直径-ピッチ) (mm)	外巻き帯鉄筋量 (直径-ピッチ) (mm)	軸圧縮応力 (N/mm ²)	軸力比		釣合い軸力比
							計画	実際	
1	300	1000	D19-18	RB6.2-12	D13-100	30	0.6	0.52	1.52
2									
3		500				20	0.4	0.43	1.24

*1 東日本旅客鉄道 (株) 建設工事部構造技術センター副課長 工修 (正会員)

*2 東日本旅客鉄道 (株) 建設工事部構造技術センター 工修 (正会員)

*3 東日本旅客鉄道 (株) 建設工事部構造技術センター課長 工修 (正会員)

表-2 使用鋼材の諸元

名称	鋼種	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング率 (kN/mm ²)	降伏ひずみ (μ)
D13	SD345	383.2	177.6	2159
D19	SD345	373.2	192.3	1940
RB6.2	SBPDN1275	1386	192.5	7201

表-3 供試体のコンクリート強度

No.	圧縮強度 (N/mm ²)	
	柱	フーチング
1	58.0	64.6
2	57.8	62.9
3	46.6	43.9

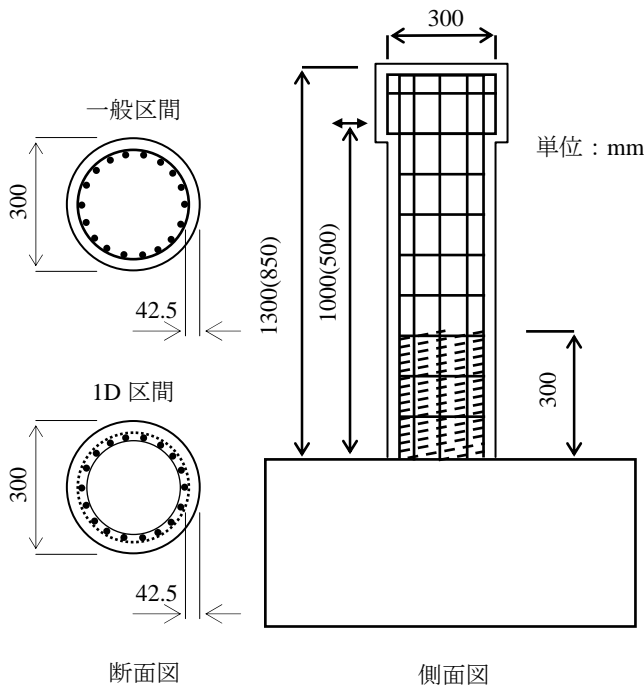


図-1 供試体概要図

計画プロジェクトにおける軸方向鉄筋比と同程度となるよう設定した。使用鋼材はSD345 D19である。せん断補強鉄筋は、じん性を確保することを目的とした軸方向鉄筋内部に配置するスパイラル鉄筋（以下、内巻き帯鉄筋とする）とせん断耐力確保を目的とする軸方向鉄筋外周に配置する帯鉄筋（以下、外巻き帯鉄筋という）を配置している。内巻き帯鉄筋は円形スパイラル状に加工した細径異形PC鋼棒を使用し、RC部材降伏後に一般に塑性ヒンジが発生すると言われていた柱基部から柱断面高さDまでの区間（以下、1D区間という）に配置した。外巻き帯鉄筋は、耐力比（せん断耐力 V_{yd} / 曲げ耐力に達する時のせん断力 V_{mu} ）が1.0以上とすることとして

供試体のせん断破壊を防止した。外巻き帯鉄筋の定着は、一般区間ではフレア溶接により定着したが、1D区間では軸方向鉄筋の内側に帯鉄筋があること、また、かぶりコンクリートの剥落により容易に外れ、軸方向鉄筋の座屈長を長くし、軸方向鉄筋座屈後の鉄筋破断による急激な耐力低下を防ぐ目的で重ね継手としている。内巻き帯鉄筋にはSBPDN1275 公称直径6.2mmを、外巻き帯鉄筋にはSD345 D13を使用している。実験のパラメータは軸方向圧縮応力、せん断スパン比とした。軸方向圧縮応力は、コンクリートの設計基準強度(50N/mm²)に対して軸力比0.4、0.6を設定した。せん断スパン比は、約3.9および約1.9とした。なお、表-1中の釣合い軸力比の算定にあたっては、最外縁の引張鉄筋が降伏するときのモーメントを降伏モーメントとして算出している。

(2) 交番载荷概要

载荷装置の概要を図-2に示す。

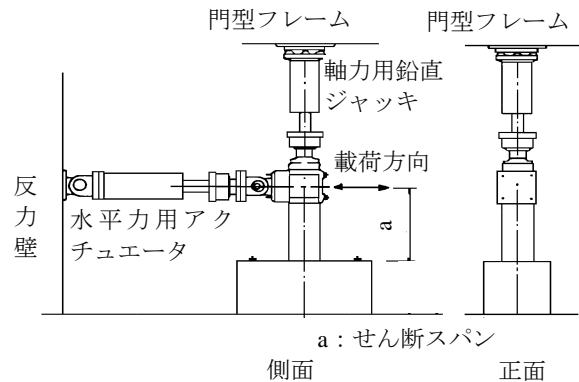


図-2 実験装置概要図

水平力はアクチュエータにより柱頭部付近に载荷し、軸方向圧縮応力度は鉛直ジャッキにより柱頭部に与えた。一般に柱部材の耐震性能を評価する試験においては、軸方向鉄筋が降伏するまで荷重制御で载荷し、軸方向鉄筋降伏時点の変位を降伏変位としてそれ以降降伏変位の整数倍となるよう、载荷変位を徐々に大きくしていくことが多い。しかし、今回の実験のように高軸力を受ける柱部材においては、軸方向鉄筋の降伏より圧縮側コンクリートの圧壊が先行する可能性がある。そのため、降伏変位を基準とした交番载荷を行うことが不可能であることから、今回の実験では部材の平均部材角（载荷点変位/せん断スパン）が1/200となる変位を基準とし、以降その変位の2倍(1/100)、4倍(1/50)、6倍(1/33)、8倍(1/25)、10倍(1/20)、12倍(1/16.7)、16倍(12.5)、20倍(1/10)、24倍(1/8.3)の順に各1回、交番载荷を行った。なお、No.1については部材角1/10载荷中に軸力の導入が困難となったことから、途中で载荷を中止している。

3. 実験結果及び考察

3.1 各供試体の損傷履歴

(1) No.1 供試体

部材角 1/100 までの荷重中、引張鉄筋降伏前に圧縮側基部コンクリートの圧壊が始まった。その後、部材角 1/50 荷重ステップ中、1/66 程度の部材角で引張鉄筋の降伏が始まった。その後の荷重で柱基部付近の圧縮側コンクリートの圧壊・剥離が進んでいくが(図-3)、部材角 1/12.5 荷重時点では部材の変形が 1D 区間(内巻き帯鉄筋配置範囲)より上部に変形が集中する形状となった。図-4 に部材角 1/12.5 荷重時点の状況を示す。これは、塑性ヒンジ区間となることを予測して十分な内巻き帯鉄筋を配置した 1D 区間と比較すると補強量が少ない一般区間において破壊が進行したためであると考えられる。これは、軸力による付加モーメントが荷重を進めるに従い大きくなり、先に曲げモーメントが 1D 区間外の部分の曲げ耐力に達したことが要因であると考えられる。部材角 1/10 荷重ステップ中はこの 1D 区間上部での変形が顕著となり、軸力が導入できない状態となったことから実験を終了している。実験終了後供試体を確認したところ、内巻き帯鉄筋配置区間直上で、軸方向鉄筋内部のコンクリー



図-3 No.1 1/33 荷重後の状況



図-4 No.1 1/12.5 荷重後の状況

トが粉砕化して耐力を失った状態になっていることが確認された。この部分においては、外巻き帯鉄筋をフレア溶接していたことから、軸方向鉄筋の座屈は顕著には見られなかった。

(2) No.2 供試体

部材角 1/50 までの荷重中、引張鉄筋降伏と圧縮側基部コンクリートの圧壊がほぼ同時に発生した。その後、柱基部付近の圧縮側コンクリートの圧壊・剥離が進んでい



図-5 No.2 1/20 荷重後の状況



図-6 No.2 1/10 荷重後の状況



図-7 No.2 実験終了後のコアコンクリートの状況

くが(図-5)、部材角 1/10 負側載荷の際に圧縮側軸方向鉄筋のはらみ出しが確認された(図-6)。その後、部材角 1/8.3 載荷時点で正側、負側とも軸力のみで変形が進行する形となったため載荷を終了した。載荷終了後内巻き帯鉄筋内部の状況を確認したところ、コアコンクリートは圧壊していなかった(図-7)。

(3) No.3 供試体

部材角 1/100 載荷ステップの途中で柱基部圧縮側コンクリートの圧壊が始まり、部材角 1/50 載荷ステップの途中で引張側軸方向鉄筋の降伏が確認された。その後圧縮側コンクリートの圧壊による剥離が進み、1/12.5 載荷時点で軸方向鉄筋のはらみ出しによるかぶりコンクリートの大規模な剥離が発生した(図-8)。その後、部材角 1/8.3 載荷時点で No.2 と同様に軸力のみで変形が進行する形となったため載荷を終了した。載荷終了後内巻き帯鉄筋内部の状況を確認したところ、コアコンクリートは柱基部付近で圧壊していることが確認された(図-9)。



図-8 No.3 1/12.5 載荷後の状況



図-9 実験終了後のコアコンクリートの状況

3.2 M-θ履歴

No.1~3 それぞれの M-θ履歴を図-10~12 に示す。なお、図には水平アクチュエータの反力から算定した曲

げモーメントと、軸圧縮力を加味して補正した曲げモーメントを併記している。また、主な供試体の変化事項として圧縮側コンクリートの圧壊、軸方向鉄筋の降伏、軸方向鉄筋のはらみ出し、1D 区間外での供試体の損傷をそれぞれの履歴曲線状に示す。

いずれの供試体においても、最終的には水平力による

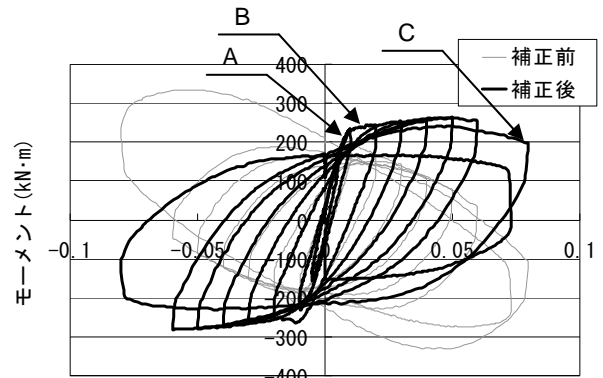


図-10 No.1 の M-θ関係
A:圧縮側コンクリート圧壊 B:軸方向鉄筋降伏
C:1D 区間外での破壊の進行

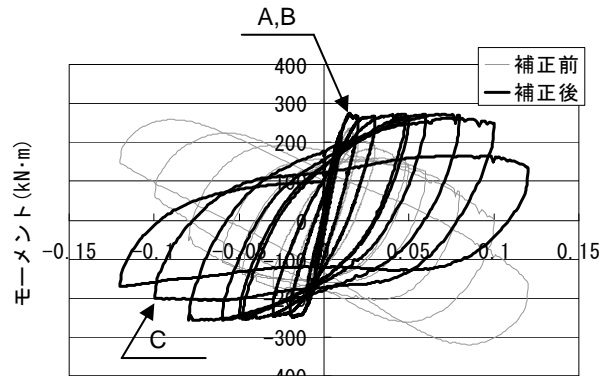


図-11 No.2 の M-θ関係
A:圧縮側コンクリート圧壊 B:軸方向鉄筋降伏
C:軸方向鉄筋はらみ出し

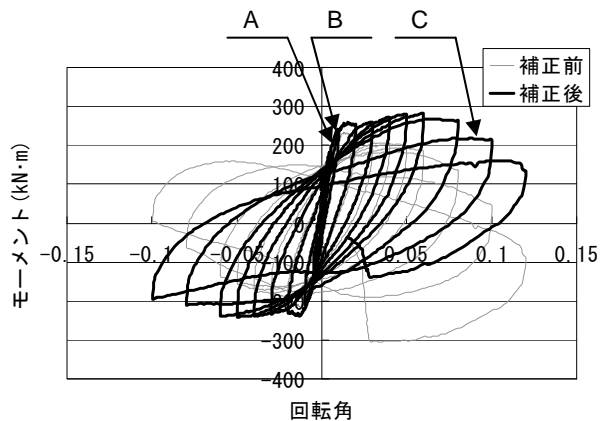


図-12 No.3 の M-θ関係
A:圧縮側コンクリート圧壊 B:軸方向鉄筋降伏
C:軸方向鉄筋はらみ出し

モーメントが回転方向と逆符号になっており、軸力による付加モーメントのみで破壊が進行する状態となった。しかし、軸力の偏心を加味したモーメントについてみると、最終載荷時のモーメントは最大モーメントの1/2以上を維持している。また、水平力から算出したモーメントは最大値に達した後（圧縮側コンクリートの圧壊や軸方向鉄筋の降伏後）荷重の低下が起きる、じん性に乏しい形状となっているが、水平力と軸力から算出したモーメントで評価した場合、最大値付近をしばらく維持し、軸方向鉄筋のはらみ出しにより徐々に荷重の低下が起きる状況であることが分かる。よって、載荷初期段階に発生するかぶりコンクリートの圧壊現象は、比較的表層付近の破壊であることから、部材の変形性能にはあまり影響を及ぼさないが、軸方向鉄筋が大きくはらみ出す段階では、周辺のかぶりコンクリートを大きく剥離させ、なおかつ鉄筋の負担する圧縮力が減少することから、この段階で部材の負担モーメントが減少するものと考えられる。なお、今回の供試体では外巻き帯鉄筋を重ね継ぎとしているため、荷重低下は一般的なフック定着よりも早く発生していると考えられる。今回の供試体に関する変形性能評価は3.4にて記述する。

3.3 荷重と変位の計算値および実験値

表-4に最外縁圧縮コンクリートが圧壊する時点での荷重（モーメント）とその時の変位についての計算値、実験値を示す。なお、最外縁圧縮コンクリート圧壊開始荷重およびその時の変位についての計算値は、圧縮側コンクリートの最外縁ひずみが0.35%に達したときの荷重およびその時の変位とし、コンクリート標準示方書（設計編：本編）⁵⁾の曲げモーメントを受ける部材の設計断面耐力算定方法に準じて算出した。また、圧壊開始荷重

表-4 圧壊開始時の荷重および変位 ($\epsilon_{cu}=0.35\%$)

No.	モーメント (kN・m)		変位 (mm)	
	計算値 M_{mc}	実験値 M_{me}	計算値 δ_{mc}	実験値 δ_{me}
1	195.7	221.4	7.1	8.5
2	212.3	243.1	9.3	11.6
3	189.4	218.4	3.4	3.7

表-5 圧壊開始時の荷重および変位 ($\epsilon_{cu}=0.40\%$)

No.	モーメント (kN・m)		変位 (mm)	
	計算値 M_{mc}	実験値 M_{me}	計算値 δ_{mc}	実験値 δ_{me}
1	204.3	221.4	8.2	8.5
2	218.0	243.1	10.6	11.6
3	196.6	218.4	4.0	3.7

とその時の変位についての実験値は、圧縮側かぶりコンクリートに微細なひび割れが発生し圧壊が見られたときの荷重およびその時の変位としている。

表-4の結果より、最外縁コンクリート圧壊開始時点でのモーメントとその時の変位については、いずれのケースにおいても実験値が計算値を10%程度以上上回る結果となり、計算値は実験を過小評価する結果といえる。このようになる原因として考えられることは、コンクリートの終局ひずみが想定よりも大きいことが考えられる。一般にコンクリートの応力-ひずみ関係は、圧縮応力度はひずみが0.2%程度まで2次曲線的に増大して最大に達し、その後応力が低下し、終局ひずみは0.35%とされている。しかし、本実験においては、圧縮縁コンクリートのひずみを計測したところ、最大値で0.4~0.45%程度のひずみが測定されている。そこで、終局ひずみを0.4%として、荷重およびその時の変位を算出した。結果を表-5に示す。荷重については依然として10%程度過小評価しているが、その時の変位については概ね妥当な値となっている。

また、圧縮側コンクリートの圧壊が始まって以降の荷重は、横ばいかやや増加する傾向が見られた。これは、圧縮側のかぶりコンクリートが圧壊することによって圧縮側コンクリートの面積減少、有効高さの減少が起きるものの、内巻き帯鉄筋を多量に配置したコアコンクリートがプレーンコンクリートよりも高い強度を発揮できる⁴⁾ため、断面耐力が横ばいもしくは増加するものと考えられる。よって、内巻き帯鉄筋を多量に配置した場合の部材の最大荷重については、最外縁コンクリートのひずみが破壊ひずみに達した時点ではなく、かぶりコンクリート剥落後の状態で内巻き帯鉄筋の存在によるコンクリートの応力-ひずみ関係を適切に評価して算出する必要があると言える。

3.4 変形性能

一般にRC部材のじん性率として、 $\mu = (\text{最大荷重後降伏荷重まで低下した時の変位}) / (\text{降伏荷重に初めて達した時の変位})$ が用いられる。しかし、今回の実験では圧縮側コンクリートの圧壊が先行しており、また圧縮側コンクリートの圧壊時がほぼ最大荷重になっている。その後の荷重は横ばいもしくは微増し、その後減少していく傾向を示している。そこで、圧縮側コンクリートの圧壊が始まった時点の荷重を基準とし、その後荷重増加した後にその荷重まで荷重低下した時点の変位を終局とし、終局時点の回転角を比較する。なお、正側と負側では、正側を先行載荷としていることから、挙動が異なっている。本稿では、先行載荷側である正側の載荷について考察を行っている。

図-13に、各供試体の回転角と曲げモーメント比（曲

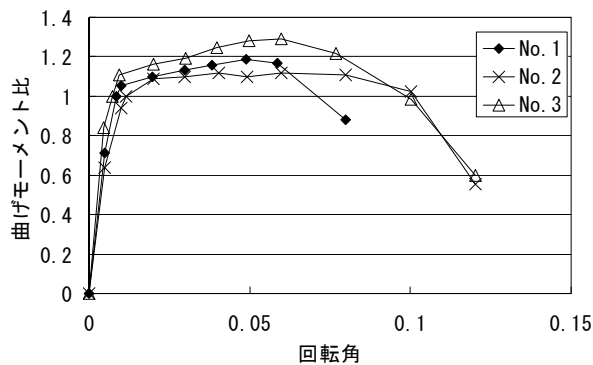


図-13 各供試体の包絡線

表-6 各供試体の終局時回転角

No.	回転角
1	0.0708 (1/14.1)
2	0.101 (1/9.89)
3	0.0985 (1/10.1)

げモーメントを部材降伏時の曲げモーメントで除したものの包絡線を示す。また、表-6に、図-13の包絡線から算定した各供試体の終局時点の回転角を示す。

軸力比を変えた供試体である No.1, No.2 の比較においては、終局時の回転角が異なっており、No.1の方が30%以上小さい回転角となっている。これは、軸力比がNo.1の方が高いことにより圧縮側コンクリートの圧壊が早く始まるとともに、その後のコンクリートの圧壊が進行しやすいためであると考えられる。ただし、No.1供試体は実験の目的外である、内巻き帯鉄筋を配置していない1D区間外で最終的には破壊が進行したことから、1D区間外で破壊が進行しないよう配慮すれば、実際には終局時回転角はもう少し大きくなることが想定される。

一方、せん断スパンを変えた供試体である No.2 と No.3 の比較では、あまり変化がなかった。軸力比を同じにする予定であったが、せん断スパンの小さい No.3 の方がコンクリート実強度が小さかったことにより軸力比が若干高くなったにもかかわらず終局時の回転角が同程度であったことから、せん断スパン（せん断スパン比）は本実験の範囲ではあまり変形性能に影響を及ぼさないものと考えられる。

今回の内巻き帯鉄筋配置量においては、非常に高い軸力下において、軸力による付加モーメントの影響を補正した状態で回転角 1/14 以上の変形量を確保することができており、良好な変形性能を有していたと判断できる。なお、荷重変位の増加割合、同一変位の荷重回数などの荷重ステップにより、変形性能は若干変化するものと考え

えられるが、高軸力下において内巻き帯鉄筋を配置した場合の変形性能は、良好なものと推定される。

4. まとめ

軸力比が 0.4、釣合い軸力比が 1.0 を超える、内巻き帯鉄筋を有する RC 円形柱の交番荷重実験を行った。実験の結果得られた知見を以下に示す。なお、本結果はいずれも軸力による付加モーメントの影響を補正した場合のものである。

- ・ 荷重を進めるに従い圧縮側かぶりコンクリートの圧壊、引張側軸方向鉄筋の降伏が発生するが、その後も荷重はかぶりコンクリート圧壊時点の荷重以上を維持することができる。変形性能としては、軸力による付加モーメントの影響を補正した状態で 1/14 以上の回転角を確保できる。
- ・ 塑性ヒンジ部の損傷が進行し、圧縮側軸方向鉄筋のはらみ出しが発生したときに荷重が低下する。
- ・ 圧縮側コンクリートの圧壊の時の荷重と変位の計算値は、コンクリートの終局ひずみを 0.4% で算出すると比較的精度よく算定できる。最大荷重についてはこの値をさらに上回ることから、内巻き帯鉄筋の拘束効果を考慮した耐力算定を行う必要がある。
- ・ 回転角は、軸力比が高い場合に終局時回転角が小さくなる。今回の実験のせん断スパン比及び曲げ/せん断耐力比の範囲では、せん断スパン比の影響はあまり大きくない。

参考文献

- 1) 小林薫, 木野淳一, 菅野貴浩: 軸方向鉄筋の内側にせん断補強鉄筋を配置した RC 柱の交番荷重実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.1135-1140, 2002.6
- 2) 岡西努, 林静雄, 香取慶一: 高軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の曲げ降伏後の限界変形に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.15, No.2, pp.519-524, 1993.6
- 3) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計), 丸善, 1999.10
- 4) 星隈順一, 川島一彦, 長屋和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係, 土木学会論文集, No.520/V-28, pp.1-11, 1995.8
- 5) 土木学会: コンクリート標準示方書(設計編), pp.128-129, 2008.3