論文　軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した壁式橋脚の短辺方向における正負水平交番載荷実験

西村　脩平[*1]・門　真太郎[*2]・阿部　紗希子[*3]・田附　伸一[*4]

要旨：既往の研究において，鉄筋コンクリート柱の軸方向鉄筋の内側に円形のスパイラル状に加工した帯鉄筋を配置することにより，柱の変形性能が向上することが確認されている。しかし，既往の研究で用いられている供試体の断面は，長短辺比 2：1 までであり，長短辺比 3：1 程度の長方形断面を有する供試体では実施されていない。本実験では，長短辺比の大きな壁式橋脚を模擬した供試体を用いて，軸方向鉄筋の内側に円形のスパイラル状に加工した帯鉄筋を部材の基部に配置し，正負水平交番載荷実験を行った。その結果，長短辺比の大きな壁式橋脚においても変形性能が向上することを確認した。

キーワード：正負水平交番載荷実験，変形性能，内巻き帯鉄筋，壁式橋脚

1. はじめに

大規模地震に対して，鉄筋コンクリート構造物の耐震性を確保するためには，変形性能の向上が必要であり，大変形領域における鉄筋コンクリート部材の変形性能を明らかにすることは，鉄筋コンクリート構造物の耐震設計を考える上で重要な課題である。1995 年兵庫県南部地震の教訓を活かして，鉄筋コンクリート柱部材の軸方向鉄筋を取り囲むようにせん断補強筋（以下，外巻き帯鉄筋）を配置し，変形性能の向上を目指した設計が行われてきた。しかし，柱部材に外巻き帯鉄筋を配置した場合，大変形領域において軸方向鉄筋のはらみ出しに伴い，外巻き帯鉄筋のフックが外れるため，耐力が急激に低下する挙動を示す。

こうした背景から，石橋ら[1)]は外巻き帯鉄筋に加えて，軸方向鉄筋の内側に円形の帯鉄筋（以下，内巻き帯鉄筋）を配置する設計を考案した。これは，内巻き帯鉄筋を配置することにより，大変形時に内巻き帯鉄筋よりも内側のコンクリート（以下，コアコンクリートという）の欠損，また，軸方向鉄筋のはらみ出しによるせん断補強鉄筋の機能低下を防ぐことにより，変形性能の向上を目指したものである。

内巻き帯鉄筋を配置した鉄筋コンクリート構造物の開発に関しては，小林ら[2)]が内巻き帯鉄筋の径やピッチ及び形状をパラメータに交番載荷実験を行い，変形性能に与える影響に関する知見を示している。同様に，木野ら[3)]も内巻き帯鉄筋を配置した供試体で交番載荷実験を実施し，大変形領域においてもコアコンクリートが欠損せず，変形性能が向上することを示している。

しかしながら，これらの既往の研究で用いられている供試体の断面は，長短辺比 2：1 までであり，長短辺比 3：1 程度の長方形断面を有する供試体を用いた実験は実施されていない。よって，長方形断面の構造物において，内巻き帯鉄筋が変形性能に与える影響については明らかにされていない。そこで本実験では，実構造物を 1/3 スケールにて模擬した長短辺比が 3:1 程度の長方形断面を有する供試体に対して，内巻き帯鉄筋を配置し，内巻き帯鉄筋の個数をパラメータとして正負水平交番載荷実験を実施した。本稿は，短辺方向に載荷した供試体の実験結果と大変形時の耐荷機構について考察を行ったので報告する。

2. 実験概要

2.1 供試体概要

供試体の諸元を**表－1**に示す。ここで，面積比は柱全断面積に対するコアコンクリートの断面積である。また，材料強度及び耐力比（部材が計算上曲げ耐力に達するときのせん断力 Vmu に対するせん断耐力 Vyd の比，Vyd/Vmu）を**表－2** に示す。ここで、せん断耐力および曲げ耐力は、鉄道構造物等設計標準・コンクリート構造物[4)]により求めた。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柱部材で，柱断面寸法は1200mm×400mmの長短辺比が3:1の長方形断面とした。既往の研究[5)]にて提案されている等価塑性ヒンジ長 Lp≦D（D：断面高さ）をもとに，柱基部から 1D の高さまでの区間を 1D 区間とし，1D 区間にスパイラル状に加工された内巻き帯鉄筋を配置した。

外巻き帯鉄筋は，内巻き帯鉄筋を配置している 1D 区間とそれ以外の区間（以下，一般区間という）で配置量

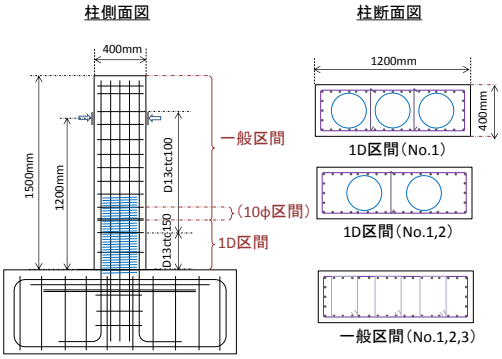
*1 東日本旅客鉄道株式会社　東北工事事務所　仙台工事区　施設技術係　工修　(正会員)
*2 東日本旅客鉄道株式会社　東北工事事務所　工事管理室　課員　工修　(正会員)
*3 東日本旅客鉄道株式会社　東北工事事務所　工事管理室　課員　(正会員)
*4 東日本旅客鉄道株式会社　東北工事事務所　工事管理室　副課長　博士（工学）　(正会員)

表－1　供試体諸元

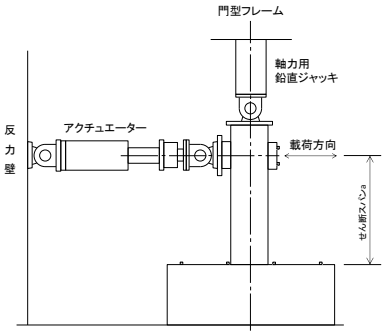
供試体 No.	柱断面寸法 (mm) (b×h)	有効高さ (mm) (d)	せん断スパン (mm) (a)	軸方向鉄筋		内巻き帯鉄筋				外巻き帯鉄筋	
				種類×本数	鉄筋比 (%)	径－ピッチ (mm)	配置高さ (mm)	個数 (個)	面積比 (%)	径－ピッチ(mm) (スパイラル配置区間)	径－ピッチ(mm) (一般区間)
No.1	1200×400	347	1200	D19×40	2.39	φ6.2－6.2	590	3	35.5	D13－150	D13－100
No.2	1200×400	347	1200	D19×40	2.39	φ6.2－6.2	590	2	23.7	D13－150	D13－100

表－2　材料強度及び耐力比

供試体 No.	コンクリート圧縮強度 (N/mm^2)	軸方向鉄筋		内巻き帯鉄筋降伏強度 (N/mm^2)	外巻き帯鉄筋降伏強度 (N/mm^2)	耐力比		
		降伏強度 (N/mm^2)	降伏ひずみ (μ)			スパイラル設置区間	10φ区間	一般区間
No.1	29.5	487	1997	1442	403	1.28	2.09	2.57
No.2	29.5	487	1997	1442	375	1.28	2.09	2.57



図－1　供試体概要図



図－2　実験装置概要図

を変えている。1D 区間では，部材が計算上曲げ耐力に達するときのせん断力 Vmu に対して，せん断耐力 Vyd が Vyd/Vmu＞1.0 となる外巻き帯鉄筋量を配置している。また，外巻き帯鉄筋の定着には直角フックを採用する。外巻き帯鉄筋による拘束度を大きくした場合，大変形領域において軸方向鉄筋が外巻き帯鉄筋に拘束され，塑性箇所が局所的となり，軸方向鉄筋の破断を招きやすくなる。そこで，直角フックを用いて，軸方向鉄筋のはらみ出しを拘束しないようにした。

また，一般区間では 1D 区間に形成された塑性ヒンジの拡大を防ぐため，1D 区間から上へ 10φ（φ：軸方向鉄筋径）までの区間では，Vyd/Vmu＞1.5 となる外巻き帯鉄筋量を配置し，かつ 1D 区間との境界部では 2 重で配筋している。また，1D 区間と一般区間の境界部に塑性ヒンジが形成されることを避けるため，一般区間のうち，10φ に該当する区間にも内巻き帯鉄筋を配置している。これ以外の一般区間では，内巻き帯鉄筋は配置せず，Vyd/Vmu＞1.0 となる外巻き帯鉄筋量を配置している。本実験では，内巻き帯鉄筋の個数が壁式橋脚の変形性能に与える影響を確認するため，内巻き帯鉄筋の配置個数をパラメータとしている。

軸方向鉄筋は SD345（D19）を一列あたり，17 本，外巻き帯鉄筋には SD345（D13），柱・フーチングのコンクリートの設計基準強度は 27N/mm^2，内巻き帯鉄筋は SBPDN1275/1420 を使用している。

2.2 正負水平交番載荷実験概要

正負水平交番載荷実験の概要図を**図－2** に示す。柱とフーチングからなる供試体のフーチングを PC 鋼棒により床に堅固に固定した。また，水平力はアクチュエーターにより柱頭部付近に載荷し，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。

載荷手順は，以下の通りである。

- 鉛直ジャッキで所定の軸方向圧縮応力度（0.98N/mm^2）を導入する。
- 最外縁の軸方向鉄筋の柱基部の高さにひずみゲージを貼り付け，ひずみの測定値が材料実験の結果から求まる降伏ひずみ（2266μ）に達するまで正側に荷重制御で載荷する。引き続き，負側について同様に載荷する。この時の正側載荷，負側載荷の載荷点変位量の平均値を降伏変位 δy とする。
- アクチュエーターを変位制御に切替え，δy の整数倍に正負交番で 1 サイクルずつ載荷する。
- 10δy に到達後，変位量を 2δy ずつに切替え，正負交番に載荷する。

写真－1　損傷状況（1δy）

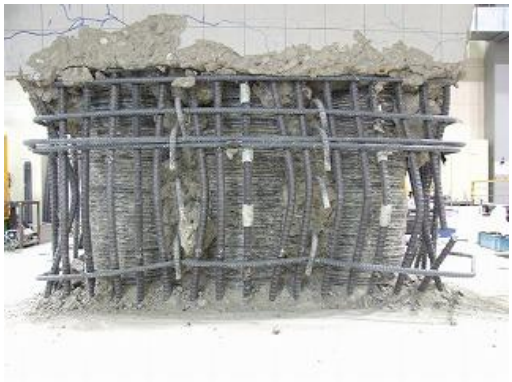
写真－2　損傷状況（6δy）

写真－3 損傷状況（7δy）

写真－4　損傷状況（8δy）

写真－5　8δy 載荷時点の 1D 区間の損傷状況

写真－6　22δy 載荷時点の損傷状況



写真－7　載荷終了後の損傷状況（No.1）

写真－8　載荷終了後の損傷状況（No.2）

・いずれの供試体においても，軸方向鉄筋が低サイクル疲労により破断した後，2δy 程度載荷し荷重が低下したことを確認して載荷終了とした。

3. 実験結果

3.1 損傷状況

正負水平交番載荷実験による供試体の損傷過程を以下に記す。No.1 と No.2 で損傷過程に大きな違いが見られなかったため，No.1 の損傷過程を代表として述べる。

軸方向鉄筋が降伏ひずみに達する 1δy までの載荷では，曲げひび割れが発生し，一部の曲げひび割れは斜めひび割れに移行した（**写真－1**）。

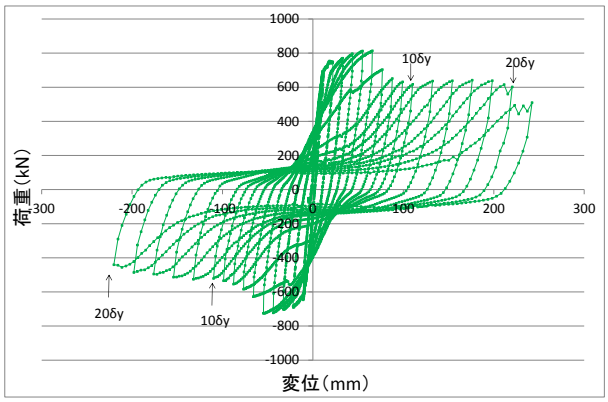
3δy 載荷時点で，柱基部にかぶりコンクリートの圧壊の兆候が見られ，柱側面にもひび割れが生じ始めた。

5δy 載荷時点で，軸方向鉄筋のはらみ出しにより，柱基部から 1D（=400mm）の位置のひび割れ幅が拡大し，かぶりコンクリートの浮き上がりが見られた。

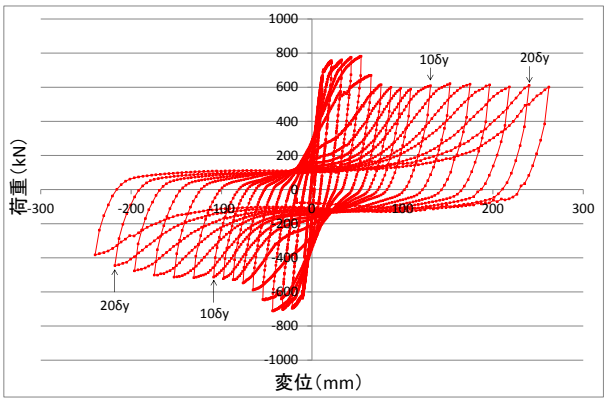
6δy 載荷時点で，負側から正側に移行する際に，1D 区間のかぶりコンクリートが剥離し，正側の載荷で荷重の低下が発生している。その後，7δy に移行する際にかぶりコンクリートが剥落した（**写真－2,3**）。

8δy 載荷時点で，軸方向鉄筋と内巻き帯鉄筋の間のコンクリートの剥離・剥落が発生し，徐々に内巻き帯鉄筋が露出した（**写真－4,5**）。その後，載荷に伴い，内巻き帯鉄筋の外側のコンクリートの剥落範囲が広がり，載荷を終了した 22δy 時点では，内巻き帯鉄筋がほぼすべて露出した状態（**写真－6**）となり，降伏荷重を下回った。

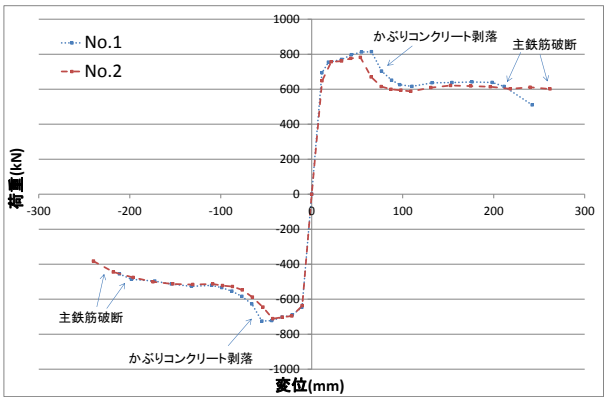
かぶりコンクリートの剥落は，1D 区間内に集中して発



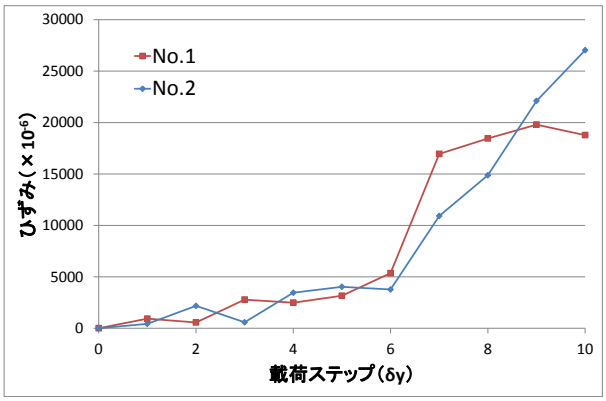
図－3　荷重－載荷点変位曲線（No. 1）



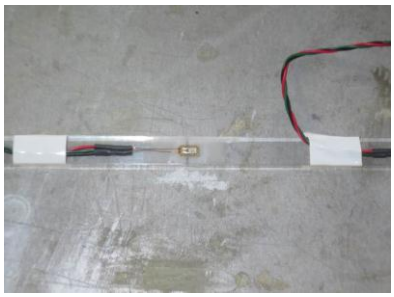
図－4　荷重－載荷点変位曲線（No. 2）



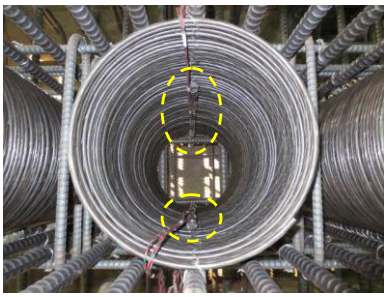
図－5　荷重－変位の包絡線



図－6　アクリル棒のひずみ推移



写真－9　アクリル棒
（ひずみゲージ貼付）



写真－10　アクリル棒設置状況

写真－11　内巻き帯鉄筋の損傷状況
（No. 1:20δy 時）

生したが，これは，前述の 1D 区間内の外巻き帯鉄筋の定着方法を一般区間と変えているためである。

載荷終了後，剥離したコンクリートを除去すると，内巻き帯鉄筋より外側のコンクリートはほぼすべて欠損していたが，コアコンクリートは内巻き帯鉄筋の外側に出てくることがなく，載荷終了時においても内巻き帯鉄筋の内側に留まっていた（**写真－7**）。No.2 についても載荷終了後の写真を示す（**写真－8**）。No.1 同様，コンクリートの損傷は 1D 区間に集中しており，載荷終了時点においては，内巻き帯鉄筋の外側のコンクリートはほぼすべて欠損していた。

3.2 荷重－変位曲線

No.1，2 それぞれの荷重－載荷点変位曲線を**図－3，4** に示す。いずれの供試体でも，降伏変位以後，荷重が増加し，No.1 では 6δy 時に，No.2 では 5δy 時に最大荷重に達している。最大荷重後はかぶりコンクリートの剥落により荷重が低下したが，その後は一定以上の荷重を保っており，内巻き帯鉄筋を配置したことにより，変形性能が付与された様子がわかる。内巻き帯鉄筋の個数をパラメータとして実験を行ったが，荷重－載荷点変位の関係に大きな差異が生じなかった（**図－5**）が，この点について 4 章で考察する。

4. 考察

本実験では，内巻き帯鉄筋に囲まれたコアコンクリートについて検討するため，コアコンクリート内にひずみゲージを貼付したアクリル棒を設置し，コアコンクリートのひずみを計測した（**写真－9**）。この方法は，既往の

研究 [6]にて提案されたものでコンクリート部材への適用例が報告されており，局所的なひずみを精度良く測定できることが確認されている。アクリル棒をこの内巻き帯鉄筋内の両端（引張・圧縮）に配置し，ひずみを計測した（**写真－10**）。

アクリル棒に貼付したひずみゲージにより計測したひずみの各載荷ステップ（δy）の値の推移を**図－6** に示す。アクリル棒によるひずみの計測は，アクリル棒に貼付したひずみゲージの導線を内巻き帯鉄筋と軸方向鉄筋に沿って配置したが，供試体の変形により導線が追随できずに切れてしまい，10δy までしか計測することが出来なかった。

No.1 では 6δy 時に, No.2 では 5δy 時に最大荷重を示し，かぶりコンクリートが剥落することで，荷重が低下した。その後も，内巻き帯鉄筋の外側のコンクリートの欠損は進むが，**図-3**，**4** に示すように荷重-載荷点変位曲線では一定の荷重を保持し続けている。これは，一般に圧縮力を受けるコンクリートは，3500μ 程度で終局ひずみを迎えるが，**写真－11** に示すようにコアコンクリートは終局ひずみ到達後も密に配置した内巻き帯鉄筋に囲まれているため欠損せず，3500μ 以上のひずみの値を示したと考えられる（**図－6**）。内巻き帯鉄筋を配置していない通常の鉄筋コンクリート柱の場合，終局ひずみに達したコンクリートは欠損し荷重が低下するが，内巻き帯鉄筋を配置した今回の供試体では，コアコンクリートが欠損することなく圧縮力を負担し続けたため，変形性能が向上したと考えられる。

同一断面形状において，内巻き帯鉄筋の個数を変化させ，面積比をパラメータとした 2 体の供試体では，個数の違いによる差異がみられなかった。これは，供試体の耐荷力において，内巻き帯鉄筋で拘束されたコアコンクリートの性能が十分に発揮されておらず，内巻き帯鉄筋の配置が最適ではない可能性を示している。そこで，以下に示す検討を行った。

写真－12　10δ時の損傷状況

検証は，鉄筋の引張力と相応した圧縮力がコアコンクリートに作用するものとして，鉄筋が負担している引張合力とコアコンクリートが負担している圧縮合力の釣り合いから，中立軸を求め，コアコンクリートの圧縮応力を算出することとし，10δ時で検討を行った。圧縮縁から任意の位置に中立軸を仮定し，引張鉄筋のひずみは，実験値を用いて平面保持の仮定でひずみを直線分布する。この前提で，部材断面内の力の釣り合いを満足する中立軸を解く。

軸力は，実験で載荷していた 470kN を用いた。10δ時において圧縮鉄筋は座屈しているため，荷重は負担していないと判断した（**写真－12**）。コンクリートの圧縮応力度の合力に関して、試験体の損傷状況（**写真－12**）から，コア外のコンクリートは大きく欠損しているため，荷重を負担していないと判断し，コアコンクリートが負担する合力だけを考慮した。また，コアコンクリートが負担する合力は，横拘束効果を考慮したコンクリートの応力－ひずみ関係 [6]に, 実験パラメータを代入して算出した。引張鋼材が負担する合力に関しては，中立軸より引張側の軸方向鉄筋を考慮し，ひずみ分布と材料試験結果の応力－ひずみ関係を用いて荷重に換算した。

結果を**表－3** に示す。算出された最大圧縮応力と比較するために、横拘束効果を考慮したコンクリートの応力－ひずみ関係 [7]で求められる最大圧縮応力の理論値を示している。それぞれの中立軸は，引張縁から No.1 は 178mm，No.2 は 156mm の位置となった。鉄筋が負担する引張合力は，No.1 では 2505kN，No.2 では 2409kN であり，コアコンクリートが負担する圧縮力は，No.1 では 2975kN，No.2 では 2879kN である。コアコンクリートが負担する圧縮応力は No.1 では 98N/mm^2，No.2 では 109N/mm^2 を示している。横拘束効果を考慮したコンクリートの応力－ひずみ関係 [7]を用いて算出した最大圧縮応力の理論値である 229N/mm^2 と比べると，No.1 と No.2 ともに 5 割以下程度の圧縮応力に留まっている。このため，2 体の耐荷力に大きな差異が生じなかったと考えられる。

表－3　計算結果

No.	スパイラル個数	引張鉄筋が負担する合力 (kN)	中立軸位置 (mm) (*引張縁から距離)	コアコンクリート				最大圧縮応力の理論値 (N/mm^2)
				面積 (mm^2)	圧縮力 (kN)	最大圧縮ひずみ (×10^{-6})	最大圧縮応力 (N/mm^2)	
1	3	2505	178	60989	2975	14930	98	229
2	2	2409	156	52024	2879	17430	109	229

表－4　発生モーメントの比較

No.	発生モーメント		実験値/計算値
	実験値（kN・m）	計算値（kN・m）	
1	682.2	664.3	1.03
2	660.5	614.8	1.07

また，供試体の柱基部に発生するモーメントの実験値と計算値を**表－4** に示す。実験値は，水平荷重にせん断スパンを乗じた値と軸力に水平変位を乗じた値の和を示している。計算値は，部材断面内の釣り合いの計算過程で求められたコアコンクリートのモーメントと引張鉄筋のモーメントの和を示している。**表－4** の結果より，計算値と実験値に大きな差はなく，横拘束効果を考慮したコンクリートの応力－ひずみ関係を用いることで，本供試体のような鉄筋コンクリート部材の大変形領域の耐荷力を推定することができる。

5. まとめ

長短辺比の大きな壁式橋脚を模擬した供試体を用いて，軸方向鉄筋の内側に帯鉄筋を配置した鉄筋コンクリート柱の正負水平交番載荷実験を行った。本実験により得られた知見を以下に記す。

（1）　長短辺比 3：1 の壁式橋脚においても，一定以上の内巻き帯鉄筋を配置することで変形性能を付与することが可能である。柱断面 1200㎜×400㎜，せん断スパン 1200㎜ である今回の供試体の場合，コアコンクリートの面積が 23.6％以上であれば変形性能を付与できる。

（2）　長短辺比 3：1 の壁式橋脚においても，1D 区間から 10φ の長さの区間において，外巻き帯鉄筋量を他の区間より多く配置し，かつフレア溶接をすることで，塑性ヒンジの形成を 1D 区間に限定でき，1D 区間に内巻き帯鉄筋を配置することで，変形性能を付与することできる。

（3）横拘束効果を考慮したコンクリートの応力－ひずみ関係を用いることで，本供試体のような鉄筋コンクリート部材の大変形領域の耐荷力を推定することができる。

参考文献

1) 石橋忠良，菅野貴浩，木野淳一，小林薫，小原和宏：軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した鉄筋コンクリート柱の正負水平交番載荷試験，土木学会論文集，Vol.68，No.795，pp.95-110，2005.8

2) 小林薫，菅野貴浩，木野淳一：軸方向鉄筋の内側にせん断補強鉄筋を配置した RC 柱の交番載荷実験，コンクリート工学年次論文論文集，Vol.24，No.2，pp.1135-1140，2002

3) 木野淳一，菅野貴浩，小林薫：内巻きスパイラル RC 柱の耐震設計法について（東北線長町高架橋への適用），STRUCTURAL ENGINEERING DATA，No.18，pp.54-59，2002.5

4) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，丸善，2004.4

5) 石橋忠良，津吉毅，小林薫，吉田徹，海原卓也：大変形領域の交番載荷を受ける RC 脚柱の変形性能算定に関する研究，土木学会論文集，Vol.56，No.711，pp.45-57，2002

6) 越川武晃，上田正生，菊地優，和田俊良：フィードバック制御を用いたコンクリートの一軸圧縮破壊実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.91-96，2008

7) 堺淳一，川島一彦：コンクリートの横拘束効果に及ぼす横拘束筋の配置間隔と中間帯鉄筋の影響，土木学会論文集，No.717,/I-61，pp.91-106，2002.10