

論文 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

小林 薫^{*1}・菅野 貴浩^{*2}・木野 淳一^{*3}

要旨：本報告は、軸方向鉄筋の内側にせん断補強鉄筋を配置した供試体にて正負交番載荷実験を行った結果をまとめたものである。軸方向鉄筋の内側のせん断補強鉄筋の径、間隔等を変化させて実験を行い、損傷状況・変形性能に及ぼす影響について検討した。その結果、一定量以上のせん断補強鉄筋を配置した場合において、軸方向鉄筋よりも内側のコンクリートが大変形領域においても破壊されず、変形性能が向上する結果が得られた。

キーワード：変形性能, せん断補強鉄筋,

1. はじめに

大規模地震時における鉄筋コンクリート(以下, RC という)構造物の耐震性能として, 十分な変形性能をとることで安全性を確保するという考え方がある。阪神・淡路大震災における被害を教訓として, RC柱部材については軸方向鉄筋を取り囲むように配置したせん断補強鉄筋(以下, 外巻帯鉄筋という)を多量に使用して変形性能を高めた設計が行われている。しかし, 外巻帯鉄筋量を多量に配置した供試体は, 大変形領域において軸方向鉄筋のはらみ出しにより外巻帯鉄筋のフックが外れ, 急激に耐荷力が低下する挙動を示す¹⁾。また, 破壊形態は曲げ破壊となるものの, 柱の損傷状況としては, 柱基部圧縮縁とフーチングから高さ1D付近(D:柱断面高さ)を結ぶせん断ひび割れにより軸方向鉄筋の内側のコンクリートが完全に分断され, このひび割れに挟まれるコンクリートがクサビ状に破碎される形態となる²⁾。このため, 変形性能の向上に限界がある。

そこで, 外巻帯鉄筋に加え, 軸方向鉄筋の内側にせん断補強鉄筋を配置する(以下, 内巻帯鉄筋という)ことを考案した。これは, 内巻帯鉄筋を使用することにより, 大変形時に内巻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)の損傷・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, 外巻帯鉄筋のみの場合に比べて大きな変形性能を確保することを目指したものである。本論文は, 内巻帯鉄筋を使用した供試体により交番載荷実験を行った実験結果について報告する。

2. 実験概要

(1) 供試体概要

供試体の諸元を表-1に示す。また, 供試体の概要図を写真-1, 図-1に示す。なお, 表-1中における内巻帯鉄筋の鉄筋比は, 以下の式により算出し



写真-1 内巻帯鉄筋配筋状況

*1 東日本旅客鉄道(株) 研究開発センターフロンティアサービス研究所副課長 博士(工学) (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 副課長 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 課員 工修 (正会員)

表-1 供試体諸元

記号	断面寸法	軸方向鉄筋 (径×本数, 降伏強度 (N/mm ²))	内巻帯鉄筋		外巻帯鉄筋 (1D 区間)	外巻帯鉄筋 (一般区間)	荷重パターン x (xδ _y)
			鉄筋径- ピッチ(mm)	鉄筋比 (%), 降伏強度 (N/mm ²)	鉄筋径- ピッチ(mm), 降伏強度 (N/mm ²)	鉄筋径- ピッチ(mm), 降伏強度 (N/mm ²)	
RCK-1	400 × 400 mm	D19×16 393.0	φ6-50 (円形)	0.29 269.5	D13-200 383.4	D13-125 383.4	1,2,4,6,8,10,12, 14,16,(18,20)
RCK-2			φ6-24 (矩形)	0.59 269.5	D13-200 (1D 区間 +100まで) 383.4	D13-90 383.4	1,2,4,6,8,10,12, 14,16,18,(20)
RCK-3			φ6-24 (円形)	0.59 269.5			1,2,4,6,8,10,12, 14,16,(18,20,22)
RCK-4			φ6-10 (矩形)	1.41 269.5			1,2,4,6,8,10,12, 14,16,18,20,(22)
RCK-5			φ6-10 (円形)	1.41 269.5			1,2,4,6,8,10,12, 14,16,18,(20)
RCK-6			D3-10 (円形)	0.35 256.1			D13-200 383.4
I -2 ¹⁾			D19×16 347.6	—	—	D13-80 377.7	D13-80 377.7

注:荷重パターンの()は、軸力を抜いた後の荷重を表す。

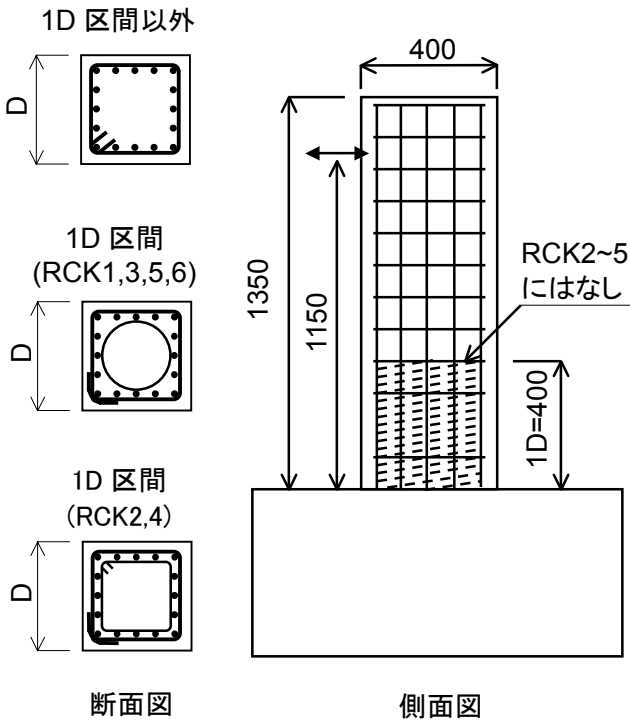


図-1 供試体概要図

たものである。

$$\rho = A_{wi} / (s \cdot b)$$

ここで、 ρ :内巻帯鉄筋比

A_{wi} :内巻帯鉄筋の断面積

s :内巻帯鉄筋の間隔

b:断面幅

供試体は、フーチングを有する片持ち形式の柱部材とし、柱断面は実 RC ラーメン高架橋柱断面の約 1/2 スケールとした 400mm×400mm の正方形断面とした。軸方向鉄筋は、実 RC ラーメン高架橋柱における軸方向鉄筋比と同程度となるよう設定した。内巻帯鉄筋は、図-1 に示すように、円形スパイラル状に加工した鉄筋を使用し、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る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。また、RCK-2、RCK-4 供試体については矩形の内巻帯鉄筋を使用して、形状の違いが損傷状況・変形性能に与える影響を比較するために設定した。外巻帯鉄筋は、内巻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)で配置量を変化させている。1D 区間においては、耐力比(せん断耐力 V_y / 曲げ耐力に達する時のせん断力 V_{mu})が 1.0 未満となる外巻帯鉄筋量とし、それ以外の区間では耐力比を 1.0 以上とすることを基本とした。外巻帯鉄筋の定着は、一般区間では鋭角フックによりコアコンクリート内に定着したが、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直角フックとしている。軸方向圧縮応力度は、全て 0.98N/mm^2 としている。

実験時に着目したパラメータとしては、内巻帯鉄筋の量、間隔、形状である。

また、断面寸法・軸方向鉄筋・軸圧縮応力度を同一とした、外巻帯鉄筋のみを密に配置した供試体 I-2¹⁾ についても実験を行い、内巻帯鉄筋の効果を確認した。

(2) 交番載荷概要

載荷装置の概要を図-2 に示す。

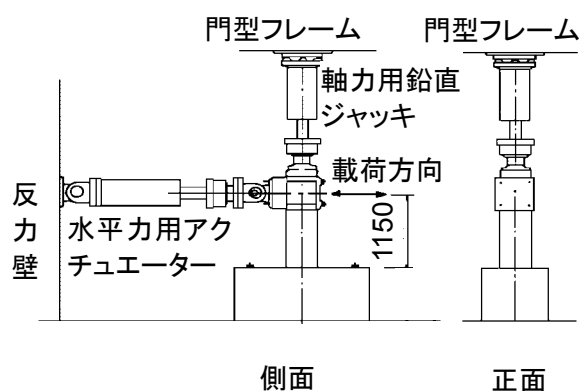


図-2 実験装置概要図

せん断スパン a は 1150mm としている。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。

- 鉛直ジャッキにより所定の軸方向圧縮応力度を導入する。
- 最外縁の軸方向鉄筋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に達するまで負側に荷重制御で載荷する。引き続き、正側について同様に載荷する。(この時の負側載荷、正側載荷の載荷点変位量の平均値を降伏変位 δ_y とする。)
- アクチュエーターを変位制御に切替え、 δ_y の整数倍に正負交番で1サイクルずつ載荷する。

変位制御に切替えた後の交番載荷パターンを、表-1 に示す。はじめに行った供試体 RCK-2~5 は、降伏以降 δ_y の偶数倍で正負交番載荷を行っていたが、 $20\delta_y$ 付近の載荷段階において軸方向鉄筋が低サイクル疲労の影響により破断した。過去の地震でこのような破壊形態があまり確認されておらず、その可能性も小さいという指摘もあること³⁾、また、部材としての変形性能を評価する目的から、その後は $20\delta_y$ までに7回程度の交番載荷となるよう、実験状況を観察しながら載荷パターンを決定した。また、載荷終了については、軸方向圧縮力用鉛直ジャッキの水平方向変位制限までとし、その後状況に応じて軸方向圧縮力を抜いて載荷を行った。

3. 実験結果および考察

実験結果を表-2 に示す。実験結果のうち、降伏荷重、降伏変位、最大荷重は正側載荷、負側載荷

表-2 実験結果

記号	コンクリート圧縮強度 (N/mm^2)	降伏荷重 $P_y(\text{kN})$	最大荷重 $P_{\max}(\text{kN})$	かぶりコンクリート剥落範囲 (mm)
RCK-1	349	233	294	400
RCK-2	513	243	313	500
RCK-3	365	238	315	500
RCK-4	544	230	315	500
RCK-5	371	233	312	500
RCK-6	317	229	291	400
I-2	26.4	232	283	300

両側の値の平均値である。

3.1 各供試体の損傷状況

写真-2～7 に、実験終了後の各供試体の状況を示す。



写真-2 RCK-1
載荷終了



写真-3 RCK-2
載荷終了



写真-4 RCK-3
載荷終了



写真-5 RCK-4
載荷終了



写真-6 RCK-5
載荷終了



写真-7 RCK-6
載荷終了

円形スパイラル状の内巻帯鉄筋比を 0.29%とした RCK-1 は、フーチングから高さ約 100mm 付近に水

平ひび割れが断面を貫通して発生しており、さらにフーチングから高さ約 100mm 付近にかけて、コアコンクリートの載荷面側にクサビ状の欠損が発生した。また、それよりも上部のコアコンクリートに、フーチングから高さ 1D の位置を基点として柱基部へ向かう斜めひび割れが交差して発生した。

矩形の内巻帯鉄筋比を 0.59%とした RCK-2 は、RCK-1 同様フーチングから高さ約 100mm 付近に水平のひび割れが断面を貫通して発生し、さらにフーチングから高さ約 100mm 付近にかけて、コアコンクリートの載荷面側にクサビ状の欠損が発生した。また、それよりも上部のコアコンクリートに、フーチングから高さ 1D の位置を基点として柱基部へ向かう斜めひび割れが交差して発生した。

円形スパイラル状の内巻帯鉄筋比を 0.59%とした RCK-3 については、フーチングから高さ約 100mm 付近に水平のひび割れが断面を貫通して発生し、さらにフーチングから高さ約 100mm 付近にかけて、コアコンクリートの載荷面側にクサビ状の欠損が発生したが、それより上部のコアコンクリートには斜めひび割れは発生していなかった。

矩形の内巻帯鉄筋比 1.41%とした RCK-4 は、RCK-3 と同様にフーチングから高さ約 100mm 付近にかけて、コアコンクリートの載荷面側にクサビ状の欠損が発生したが、それより上部のコアコンクリートには斜めひび割れは発生していなかった。

円形スパイラル状の内巻帯鉄筋比を 1.41%とした RCK-5 については、フーチングから高さ約 100mm 付近に水平のひび割れが断面を貫通して発生していたが、断面の欠損は見られなかった。

円形スパイラル状の内巻帯鉄筋比を 0.35%とした RCK-6 の損傷状況は、フーチングから高さ約 100mm 付近に水平ひび割れが断面を貫通して発生しており、さらにフーチングから高さ約 100mm 付近にかけて、コアコンクリートの載荷面側にクサビ状の欠損が発生した。また、それよりも上部のコアコンクリートに、フーチングから高さ 1D の位置を基点として柱基部へ向かう斜めひび割れが交差して発生した。さらに、フーチングから高さ約 100mm 付近までの内巻帯鉄筋が破断した状態となった。

3.2 各供試体の荷重－載荷点変位履歴

図-3～9 に、今回実験を行った供試体の荷重－載荷点変位曲線をそれぞれ示す。

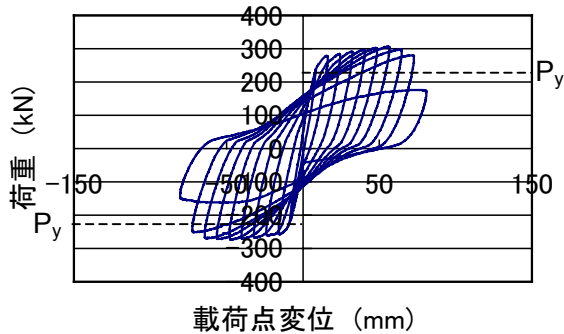


図-3 I-2¹⁾の荷重－載荷点変位曲線

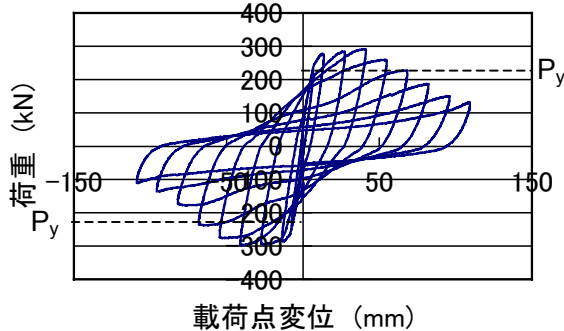


図-4 RCK-1の荷重－載荷点変位曲線

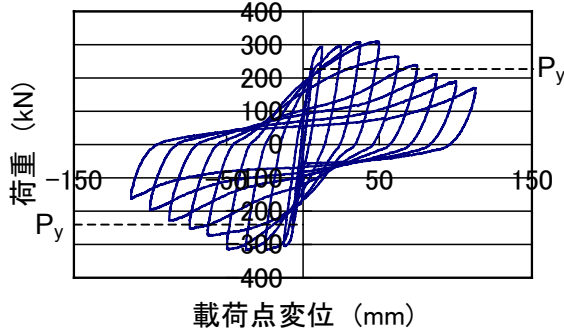


図-5 RCK-2の荷重－載荷点変位曲線

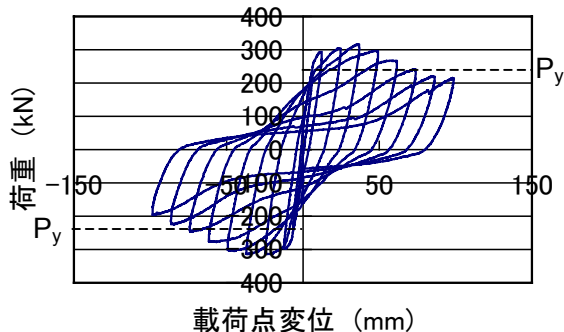


図-6 RCK-3の荷重－載荷点変位曲線

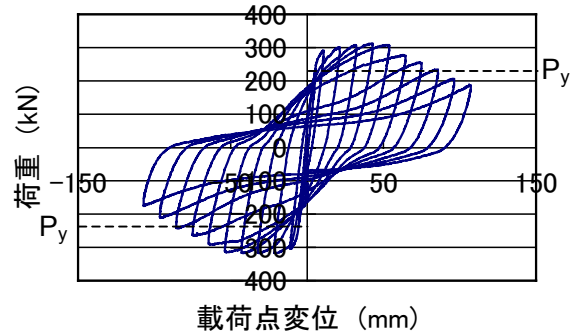


図-7 RCK-4の荷重－載荷点変位曲線

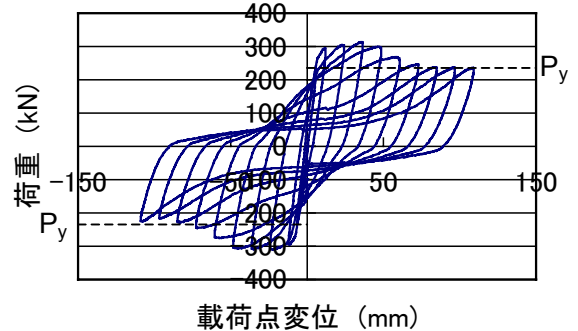


図-8 RCK-5の荷重－載荷点変位曲線

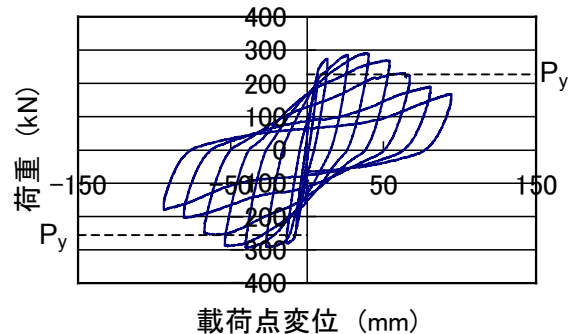


図-9 RCK-6の荷重－載荷点変位曲線

荷重－載荷点変位曲線の形状は、外巻帯鉄筋のみを密に配置した供試体 I-2 においては、 $8\delta_y$ 程度までほぼ最大耐力を維持した後、 $9\delta_y$ 程度で急激に荷重が低下した。

内巻帯鉄筋を配置した供試体においては、荷重が $6\delta_y$ 程度でピークになった後、 $8\delta_y$ 程度から荷重が低下し始める。これは、損傷状況におけるかぶりコンクリートの剥離の始まりと一致しており、かぶりコンクリートの剥離に伴う断面減少が原因と考えられる。また、RCK-5 を除く供試体については、荷重の低下が連続して発生している。この原因としては、内巻帯鉄筋量が少ないために、コアコンクリートがクサビ状に欠損する損傷が進んでいると想定され

る。なお、どちらの供試体においても、外巻帯鉄筋のみを配置した I-2 供試体と比較すると、荷重の低下は緩やかである。一方、コアコンクリートに欠損が見られなかった RCK-5 については、 $12\delta_y$ 程度から載荷終了までほぼ降伏荷重 P_y を保持し続ける結果となった。このことから、内巻帯鉄筋の量が十分である場合にはコアコンクリートの損傷がほとんど進行せず、柱部材の変形性能を大幅に向上できることを示している。

3.3 内巻帯鉄筋の形状による影響

RCK-2 と RCK-4 については内巻帯鉄筋を矩形とし、RCK-3 と RCK-5 については内巻帯鉄筋を円形のスパイラル鉄筋としている。内巻帯鉄筋比は、RCK-2 と RCK-3 が 0.59%、RCK-4 と RCK-5 が 1.41% となっている。RCK-2 と RCK-3 については、内巻帯鉄筋を矩形で配置した RCK-2 についてはフーチングから高さ約 100mm 付近までコアコンクリートにクサビ状の欠損を生じたほか、その上部のコアコンクリートにも斜めひび割れが発生していたが、内巻帯鉄筋を円形スパイラル状に配置した RCK-3 については、コアコンクリートにクサビ状の欠損が生じていたが、それより上部のコアコンクリートに斜めひび割れが発生してはいなかった。

RCK-4 と RCK-5 については、RCK-5 は前述の通りコアコンクリートの欠損が生じていない状態であったが、RCK-4 についてはコアコンクリートが欠損した状態となっていた。

これらの相違については、円形スパイラル状の方が矩形の内巻帯鉄筋よりコアコンクリートの拘束が大きいと考えられる。

4. まとめ

軸方向鉄筋の内側に内巻帯鉄筋を配置した RC 柱について正負交番載荷実験を行った。今回の実験により得られた知見を以下に示す。

- (1) 円形スパイラル状の内巻帯鉄筋を帯鉄筋比 1.41% 配置した場合には、載荷装置の限度 (回転角約 0.1rad) まで載荷を行ってもコアコンクリートにクサビ状の欠損は見られず、水平

ひび割れが発生するのみであった。

- (2) コアコンクリートの欠損が生じなかった供試体では、載荷終了 ($20\delta_y$) まで降伏荷重を保持し続けた。
- (3) 内巻帯鉄筋比が小さい供試体では、フーチングから高さ約 100mm 付近にかけてコアコンクリートがクサビ状に欠損する損傷となる。内巻帯鉄筋の量によっては、さらに上部のコアコンクリートに斜めひび割れが発生をし、内巻帯鉄筋の破断も発生する。
- (4) 内巻帯鉄筋を配置した場合、外巻帯鉄筋のみを使用した場合よりも荷重の低下が緩やかである。円形スパイラル状の内巻帯鉄筋を 1.41% 配置した場合においては、今回の載荷範囲では降伏荷重を下回ることがなかった。
- (5) 内巻帯鉄筋に矩形のものをを用いた場合と円形スパイラル状の鉄筋を用いた場合を比較すると、円形スパイラル状の形状の方がコアコンクリートの損傷を防ぐことができる。

参考文献

- 1) 中山弥須夫, 石橋忠良, 鎌田則夫, 鬼柳雄一: 帯鉄筋を密に配置した RC 柱の変形性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.783-788, 1997.7
- 2) 石橋忠良, 津吉毅, 小林薫, 小林将志: 大変形正負交番載荷を受ける RC 柱の損傷状況及び補修効果に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.648/V-47, pp.55-69, 2000.5
- 3) 日本コンクリート工学協会: 「塑性域の繰り返し劣化性状」に関するシンポジウム委員会報告, pp.108, 1998.8