

論文 帯鉄筋の形状を変化させた RC 柱の交番載荷実験

小林将志*¹・石橋忠良*²・小林薫*³

要旨: 阪神大震災以降、鉄筋コンクリート (RC) 柱に対し帯鉄筋を密に配置した部材の交番載荷試験が数多く報告されている。このような試験では、終局変位が基準荷重を下回る時点であるとしたものが多いが、座屈以降も急激な耐力低下を生じないものもあり、こうした曲げ引張り破壊部材の破壊メカニズムが明確にされていないのが現状である。

そこで、曲げ圧縮破壊するような部材の帯鉄筋の役割に着目し、せん断補強効果と圧壊補強効果に分離した試験体の試験を行い、せん断補強鉄筋のみでも一定の変形性能が得られ、側面鉄筋の 0.3~0.5 程度の応力度で圧縮コンクリートの圧壊を防止できることを確認した。

キーワード: RC 柱, 変形性能, 帯鉄筋, 曲げ引張り破壊

1. はじめに

RC 柱の帯鉄筋は、部材のせん断補強筋としての効果とともに、配筋量により変形性能を向上させる効果が知られている。せん断補強効果に関しては、棒部材のせん断耐力 V_y が、コンクリートの負担分 V_c とせん断補強筋によるトラス機構の抵抗力 V_s の和として与えられるとされている¹⁾。

一方、変形性能を増減させる効果については、実験的にいくつか確認されており^{2) 3)}、一定条件下では、耐力比 V_y/V_{mu} (計算上のせん断耐力と部材が曲げ耐力に達する時のせん断力の比) が 2 以上であれば、曲げ降伏後の交番載荷によっても安定した曲げ引張り破壊となり、部材じん性率が 10 程度になることが示されている⁴⁾。しかし、帯鉄筋がせん断補強及び変形性能の向上に対してどのような働きをしているのかは明らかにされていない。

そこで、部材じん性率が 10 以上となるような部材の帯鉄筋の働きを明らかにする目的で、柱基部 1D (D は柱断面高さ) 区間の帯鉄筋の形状を 4 種類に変化させた交番載荷試験を行い若干の考察を加えたので報告する。

2. 試験概要

2.1 試験体の考え方

柱部材の変形性能には、塑性ヒンジを形成する区間の損傷状態が大きく影響する。塑性ヒンジ区間については、明確な知見は得られていないが、耐力比 2.0 程度の部材では、回転中心 (卓越するせん断ひび割れの交点) がフーチングから 0.45D 程度であるとする報告を参考に⁵⁾、1D 区間の帯鉄筋の形状を変化させることにより、帯鉄筋が変形に対してどのような影響を及ぼすかを明らかにすることとした。

2.2 試験体の諸元

対象とした RC 柱試験体の形状と配筋状況を図-1 に、形状及び配筋量に関するデータを表-1 に示す。試験体は、断面寸法、有効高さ、せん断スパン比、軸方向鉄筋量及び配置、1D 区間以外の帯筋量及び配置は共通とした。

試験体のパラメータとして、1D 区間の補強鉄筋 (帯鉄筋、せん断補強鉄筋等) の形状及び鉄筋径を変化させた。R-1 は、補強鉄筋に通常の帯鉄筋を配置した基準試験体であり、1D 区間の帯鉄筋が軸方向鉄筋を取囲むように配置されている。R-2 は、最外縁の軸方向鉄筋を拘束しないよう側鉄筋の外側にせん断補強鉄筋のみが配置されて

*1 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)

*2 東日本旅客鉄道(株) 建設工事部 構造技術センター 担当部長 工博 (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 主席 (正会員)

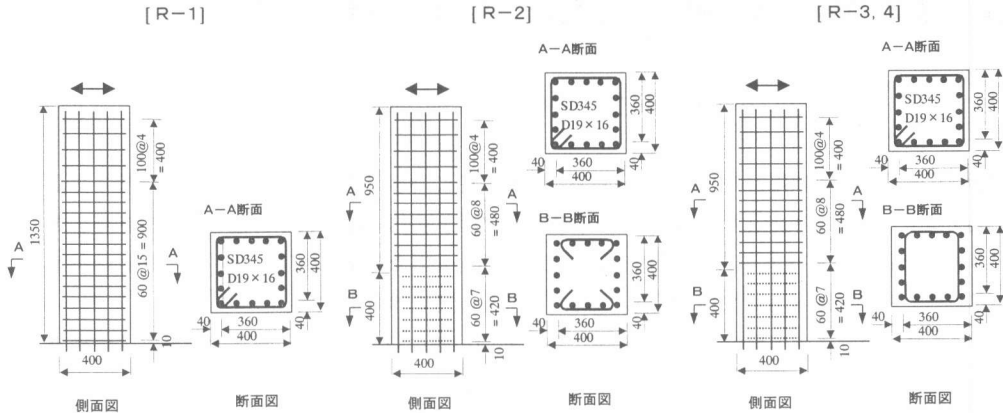


図-1 試験体形状及び配筋状況

いるもので、鉄筋の端部は135°の鋭角フックにて柱の内部コンクリートに定着されている。R-3、R-4は、圧縮・引張鉄筋の最外縁の軸方向鉄筋に内接するように帯鉄筋を配置したものであり、1D区間の補強鉄筋は、フックの代わりに鉄筋隅角部でフレア溶接により閉合した。

また、鉄筋の配置ピッチは、60mmで共通であるが、鉄筋径はR-1～3がD13を使用しており、R-4がD10を使用している。

2.3 使用材料及び計算上の耐力

表-2に使用材料の実験時の材料強度と、計算上の耐力、耐力比を示した。コンクリートの配合は、設計基準強度27N/mm²とし、早強セメントを使用して、粗骨材最大寸法20mmのものを用いた。試験体は、蒸気養生を行った。鉄筋はSD345を用いており、各鉄筋種別毎に引張強度試験を行い、降伏強度、降伏ひずみを計測した。

曲げ耐力の計算値から算定した V_{mu1} 、 V_{mu2}

は、かぶりコンクリートがある場合と載荷側のかぶりコンクリートが剥落して断面が減少してからの曲げ耐力の計算値より算定したものである。計算にあたっては、材料試験から決まる実強度を用いて、かぶりコンクリート部分がない時にも平面保持の仮定が成り立つとして計算した。

耐力比を求める際のせん断耐力の算定にはせん断スパン比(a/d)の効果を考慮した式⁶⁾により算定したものである。圧縮応力度の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離(z)については、曲げ耐力の計算値から求まる値を用いることとし、 V_{y2}/V_{mu2} の算出にあたっては、載荷側のかぶりコンクリートの減少分を考慮して算出したものである。

2.4 載荷方法

図-2に載荷状況を示す。試験体は、フーチングを反力フレームに固定し、鉛直ジャッキにて一定軸方向応力度(0.98N/mm²)を作用させながら、

表-1 試験体形状及び配筋量

試験体 No.	供試体寸法 b×h(mm)	有効高 d(mm)	せん断 スパン比 a/d	軸方向鉄筋	軸方向鉄筋比 p (%)	フーチング～1D区 間の帯筋又は、 せん断補強筋	帯鉄筋比 pw1 (%)	1D区間以外 の帯筋	帯鉄筋比 pw2 (%)
R-1	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D13-1ctc 60	1.056	D13-1ctc 60	1.056
R-2						D13-1ctc 60	1.056	D13-1ctc 60	1.056
R-3						D13-1ctc 60	1.056	D13-1ctc 60	1.056
R-4						D10-1ctc 60	0.594	D13-1ctc 60	1.056

表-2 材料諸元と耐力

試験体 No.	材料試験値			計算値			実験値		
	コンクリート f _{ck} (N/mm ²)	軸方向鉄筋 f _{sy} (N/mm ²)	帯鉄筋(1D) f _{sy} (N/mm ²)	V _{mu1} (kN) [かぶり有り]	V _{mu2} (kN) [かぶり無し]	V _{y1} /V _{mu1}	V _{y2} /V _{mu2}	最大耐力 P _{max} (kN)	P _{mu2} (kN) [かぶり剥落]
R-1	19.4	367	354	239	212	2.59	2.36	278	—
R-2	34.7	367	354	259	224	2.51	2.44	280	220
R-3	34.3	367	354	259	224	2.51	2.48	292	234
R-4	33.5	383	360	266	232	1.74	1.55	281	223

注1: R-1の実験値P_{mu2}は、かぶりコンクリートの剥落時点が明確でないため値を除いた。

試験体の柱下端から 1,150mm の位置に水平力を作用させることにより静的正負交番載荷試験を行った。

降伏変位 ($1\delta y$) までは荷重制御による載荷とし、

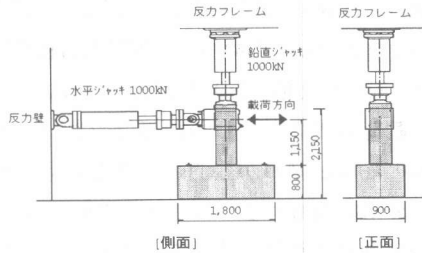


図-2 載荷状況

$2\delta y$ 以降は変位制御により載荷を行った。試験体の基準変位となる降伏変位は、最外縁の軸方向鉄筋のひずみが鉄筋の材料試験の結果から求まる降伏ひずみに達したときの載荷点の水平変位とした。載荷ステップは、 $1\delta y$ の整数倍に変位を増加させ、 $1\delta y$ 、 $-1\delta y$ 、 $2\delta y$ 、 $-2\delta y$ 、 $3\delta y$ 、 $-3\delta y$ 、 $4\delta y$ …と増加させ、1ステップ1サイクルの載荷回数とした。

試験体の載荷回数を各ステップ1回づつとしたのは、文献3)より、試験体の計算上の耐力比 (V_y/V_{mu}) が 2.0 以上と高い場合、低サイクル疲労により軸方向鉄筋が破断する傾向にあることから、これを防止するように配慮したためである。

計測は、柱の水平変位を糸式変位計にて、鉄筋のひずみは塑性ひずみゲージにて計測を行った。

3. 試験結果

3.1 水平力-塑性率の関係

図-3は、各試験体の水平力と載荷点の水平変位の包絡線を P_n/P_{max} (各 δy ごとの最大水平力

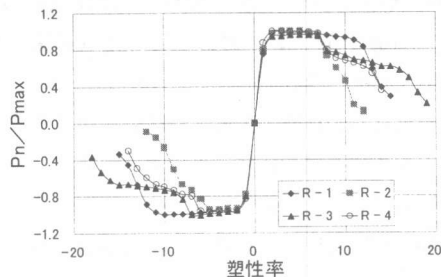


図-3 水平荷重-塑性率

(P_n) を各試験体の最大水平力 (P_{max}) で除した値) と各塑性率 (部材の変形を、降伏変位を基準に整理した値) の関係として示したものである。

(1) 1~7 δy 時

押し側 (+) で $7\delta y$ 、引き側 (-) で $5\delta y$ の変形時まで包絡線の形状はほとんど変わらない。

(2) 8~11 δy 時

最外縁の軸方向鉄筋を取囲んでいない R-2, 5, R-4 試験体の水平力は、押し側の $8\delta y$ 時点、引き側の $6\sim 8\delta y$ 時点でかぶりコンクリートの剥離・剥落により一旦減少し、部材塑性率 (降伏変位を下回る時点での塑性率) は、 $7\delta y$ 程度の変形性能が得られた。

$9\delta y$ 以降になると、せん断方向のみに鉄筋を配置した R-2 試験体は、急激に耐力が減少したが、軸方向鉄筋に内接するように帯鉄筋を配置した R-3, R-4 試験体は、水平力が若干減少する程度であった。

(3) 12~15 δy 時

$12\delta y$ 時点では、帯鉄筋で軸方向鉄筋を取囲んだ R-1 試験体と軸方向鉄筋に内接するように配置し、鉄筋径を D10 とした R-4 試験体の耐力が低下し始め、急激に耐力が減少した。

(4) 16~19 δy 時

R-3 試験体は $13\sim 15\delta y$ になっても、かぶりコンクリート剥落時の水平力の 8 割程度を確保し続けた。 $16\delta y$ 以降になると次第に耐力の減少が顕著になり、 $18\delta y$ 変形時に急激に耐力が減少した。

3.2 ひび割れ及び破壊性状

(1) 1~7 δy 時

$1\sim 2\delta y$ では、載荷面に曲げひび割れが発生し、側面に発生したせん断ひび割れが部材軸中央で交差した。 $4\sim 5\delta y$ 程度でせん断ひび割れの先端が圧縮コンクリート基部に到達、基部のコンクリート表面に厚さ数 mm の剥離が発生した。ここまでは、各試験体のひび割れの発生状況にほとんど差は見られなかった。 $5\sim 7\delta y$ では、R-1 以外の試験体で、一部にかぶりコンクリートの剥離・剥

落も確認された。

(2) 8~11 δy 時

R-1 は、9 δy では、柱基部の圧縮縁の剥離範囲が100mm程度となり、1 D区間のせん断ひび割れは水平変位が0になっても若干開いているものの、載荷面の柱基部の損傷が進む程度であり、かぶりコンクリートがはらみ出すなどの顕著な損傷は確認されなかった(写真-1)。

軸方向鉄筋を帯鉄筋で取囲んだ R-1 以外の試験体は、8 δy までに載荷面 1 D 区間のかぶりコンクリートが剥離・剥落した。その後、R-2 は内部コンクリートの載荷面において縦ひび割れを発生し側面に軸方向鉄筋の側鉄筋と共にはらみ出すと共に、柱基部の内部コンクリートが粒状化し圧壊することにより急激に耐力を低下した(写真-2)。軸方向鉄筋に内接するように帯鉄筋を配置した R-3、R-4 は、側面のかぶりコンクリートが徐々に損傷を受けて断面を減少させる程度であった。



写真-1 R-1(9 δy 後) 写真-2 R-2(8 δy 後)

(3) 12~15 δy 時

R-1 は、12 δy でフーチングから高さ 350mm までのかぶりコンクリートが最外縁の軸方向鉄筋に押し出されるようにしてはらみ出した。また、側面のひび割れ幅も大きくなり、側面のかぶりコンクリートが菱形状の粒状となり剥離しはじめた。13 δy では、柱基部のかぶりコンクリートは、載荷面に続き側面も落ちはじめ、軸方向鉄筋の内部コンクリートが粒状化及び粉体化しながら外部に崩れはじめた。14~15 δy で、明確な塑性ヒンジの回転中心が

観測できるようになるとともに、内部のコンクリートの細粒化による断面損失により、急激に耐力を失った(写真-3)。

軸方向鉄筋に内接するように D13 の帯鉄筋配置した R-3 は、著しい変化は見られず、側面のかぶりコンクリートの損傷が若干進む程度であった。同じく鉄筋径を D10 にした R-4 は、12 δy で、載荷面の高さ 1 D の内部コンクリートに数本の縦ひび割れが観測されると共に、側面のひび割れ幅も大きくなった。13 δy では、載荷面の軸方向鉄筋の内部コンクリートが粒状化及び粉体化しながら外部に押し出されはじめた。14~15 δy で、明確な塑性ヒンジの回転中心が観測できるようになるとともに、内部のコンクリートが細粒化による断面損失により徐々に耐力を失った。

(4) 16~19 δy 時

軸方向鉄筋に内接するように D13 鉄筋を配

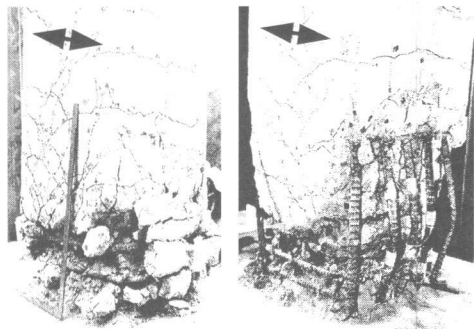


写真-3 R-1(15 δy 後) 写真-4 R-2(20 δy 後)

置した R-3 は、16 δy で、載荷面基部の内部コンクリートに数本の縦ひび割れが発生すると共に、側面のかぶりコンクリートのはらみ出しが観測された。17 δy では、内部コンクリートが粒状化及び粉体化しながら外部に崩れはじめ、断面損失により耐力を失った(写真-4)。

(5) 試験終了後の状況

塑性ヒンジ区間であるフーチングから 1 D 位までの高さの損傷状況は以下の通りである。

R-1 は、フーチングから 160mm 程度の高さに損傷範囲の回転中心(卓越したせん断ひび割れの交点)が形成されていた。この点で交差するように

せん断ひび割れが形成されており、このひび割れに挟まれる内部コンクリートがくさび状に粒状化して粉砕されていた（写真-5）。

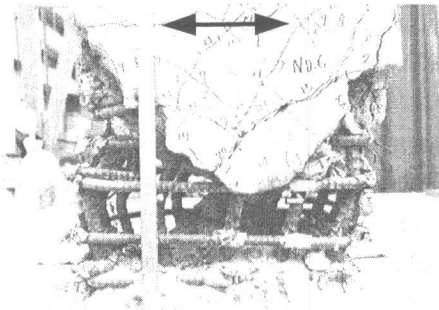


写真-5 R-1 (載荷終了後)

R-2 は、せん断補強鉄筋に挟まれる内部コンクリートが1D区間でせん断破壊面を形成して部材軸がずれており、載荷面の前後の内部コンクリートは粒状化して外側に押し出されていた。外観としては、せん断補強鉄筋部分と、これに挟まれる内部コンクリートが、部材軸方向に3分割にされるような性状を示した（写真-6）。

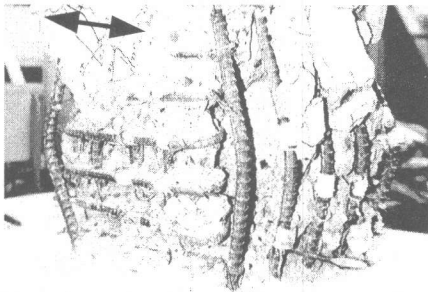


写真-6 R-2 (載荷終了後)

R-3 は、フーチングから 130mm 程度の高さに損傷範囲の回転中心が形成された。この点で交差するひび割れに挟まれるような狭い範囲の内部コンクリートが粉砕され集中的に圧壊していた（写真-7）。

R-4 は、R-3 とほぼ同様の破壊形態を示したが、塑性ヒンジの回転中心の位置は、約 160mm 程度であり、R-3 と比べると広い範囲の内部コンクリートが圧壊していた。

4. 帯鉄筋の効果に対する検討

破壊形態及び損傷状況より、1D区間の補強鉄

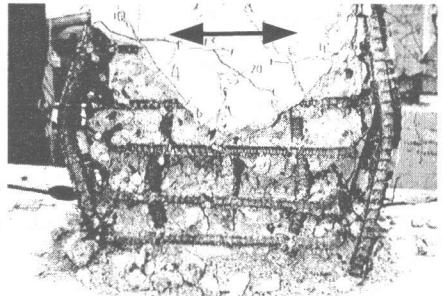


写真-7 R-3 (載荷終了後)

筋は部材をせん断破壊させない効果と、圧縮コンクリートを粒状化させることにより圧壊に至るのを防止する効果があることが分かる。以下では、それぞれの効果について考察する。

4.1 せん断補強効果

図-4 は、1D区間の側面の補強鉄筋に発生する応力度と塑性率を比較したものである。データの整理にあたっては、フーチングからの高さ

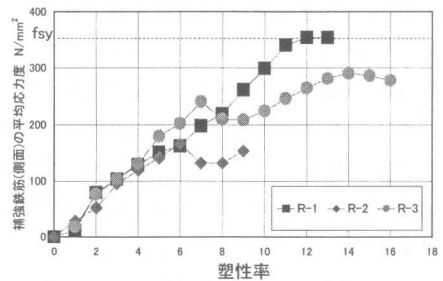


図-4 平均応力(側面)-塑性率

190mm, 250mm の鉄筋のひずみを応力度に換算し、平均値として示したものである。この図より、 $6\delta_y$ 程度の変形までは鉄筋の量が同じであれば、鉄筋形状に関わらず鉄筋に働く応力度も同程度であることが分かる。 $7\delta_y$ 以降では、R-2, 3 のかぶりコンクリートが剥離・剥落するために、水平力も減少することから、帯鉄筋における発生応力度も減少する。この時の応力度から V_y を計算すると耐力比で 1.7 程度となることから、R-2 のような配置でせん断補強筋を配置すれば部材じん性率で 7 程度を確保できると考えられる。

今回の試験から、1D区間に耐力比 2.5 程度のせん断補強鉄筋のみを配置すれば $7\delta_y$ 程度の部材じん性率を得られることが確認されたと

もに、側面の補強鉄筋に発生する応力度から、耐力比 1.7 程度であれば部材じん性率を $7\delta_y$ 程度確保できると考えられる。

4.2 圧壊補強効果

図-5は、1D区間の補強鉄筋の側面及び荷面に発生する平均応力度と塑性率の関係を示したものである。

R-1, 3 は、R-3 が $7\delta_y$ で軸方向鉄筋のはらみ

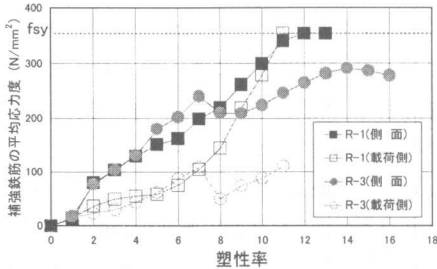


図-5 補強鉄筋の平均応力度-塑性率

出しによりかぶりコンクリートが剥落するまでは鉄筋に作用する発生応力度にほとんど差がなく、荷面の鉄筋に発生する応力度は側面の鉄筋に発生する応力度の 0.3~0.5 程度であった。

しかし、 $8\delta_y$ 以降では、軸方向鉄筋を取囲む補強鉄筋を配置したR-1は、荷荷方向の鉄筋応力度が急激に増加し $11\delta_y$ 程度で降伏応力に達するのに対し、R-3の荷荷側の鉄筋は、かぶりコンクリートが剥落した時点に比べて若干の増加は有るものの、降伏に至るような応力度の発生は計測範囲のデータからは得られず、 $10\delta_y$ 程度の塑性率でも側面鉄筋の 0.3 程度の値であった。

以上より、RC柱に軸方向鉄筋を取囲むように帯鉄筋を密に配置した部材では、軸方向鉄筋のはらみ出しにより、荷荷面及び側面の鉄筋に大きな発生応力が生じるため、内部コンクリート圧壊の防止効果にどの程度寄与しているか不明であるが、軸方向鉄筋に内接する帯鉄筋を配置した試験体の荷荷面の発生応力度より、 $10\delta_y$ 程度の塑性率で側面鉄筋の 0.3~0.5 程度の応力度で圧縮側コンクリートの圧壊を防止しているものと考えられる。

5. まとめ

形状 $400\text{mm}\times 400\text{mm}$ 、軸方向力 0.98kN/mm^2 、せん断スパン比 3.15、耐力比 2.5 程度のRC柱では、今回のような試験条件下では、以下のような性状が確認された。

- 1) 柱基部 1D区間の帯鉄筋は、部材をせん断破壊させない効果を有するとともに、圧縮コンクリートの圧壊を防止する効果を有することが確認された。
- 2) 柱基部の 1D区間に、せん断補強鉄筋のみを配置することによって得られる部材じん性率は、帯鉄筋を配置したほどの向上は見られないものの、一定の向上効果が得られることを確認した。
- 3) RC柱の 1D区間の帯鉄筋は、軸方向鉄筋のはらみ出しの影響を受けるため、これに抵抗する必要があるが、軸方向鉄筋の影響を受けなければ $10\delta_y$ 程度の塑性率時で、側面鉄筋の 0.3~0.5 程度の応力度で圧縮側コンクリートの圧壊を防止しているものと考えられる。

参考文献

- 1) コンクリート標準示方書 [設計編], 土木学会, 1996
- 2) 石橋・吉野: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究, 土木学会論文集, 第 390 号, 1988. 2
- 3) 中山・石橋・鎌田, 鬼柳: 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, pp783~788, 1997.
- 4) コンクリート標準示方書 [耐震設計編], 土木学会, 1996
- 5) 津吉・小林・石橋: 正負交番荷を受けるRC柱の損傷状況, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.22
- 6) 二羽・山田・横沢・岡村: せん断補強鉄筋を用いないRC梁のせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, 第 372 号, 1986. 8