

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長辺方向における正負水平交番載荷実験

阿部 紗希子^{*1}・門 真太郎^{*2}・田附 伸一^{*3}・築嶋 大輔^{*4}

要旨: 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鋼材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。今回、壁式橋脚の長辺方向荷重に対するじん性を確保することを目的として、軸方向鉄筋の内側に円形スパイラル状の鋼材を部材基部に配置し、その位置に損傷を誘導するため軸方向鉄筋の外側に配置したせん断補強鉄筋の量を変化させた供試体を製作し、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の長辺方向の荷重に対しても変形性能が向上することがわかった。

キーワード: 正負水平交番載荷実験, 内巻き帯鉄筋, 変形性能, 壁式橋脚

1. はじめに

単線の鉄道鉄筋コンクリートラーメン高架橋において、2 柱式構造を採用すると橋軸直角方向の柱間隔が狭いため、耐震設計時において柱部材に大きな軸引張力が作用し、柱の断面寸法や配筋量が大きくなり不経済となることから、壁式橋脚を用いることが合理的な場合がある。

この壁式橋脚は、橋軸直角方向の荷重に対して有効高が大きく、せん断スパン比が小さい場合、地震時の繰り返し荷重に対して塑性ヒンジが形成されず、柱基部圧縮縁と載荷位置を結ぶせん断ひび割れが発生することにより、急激に耐力が低下する挙動を示す。そのため部材の塑性変形性能によるエネルギー吸収を期待できず、橋軸直角方向に対する設計においては曲げ降伏させない設計を用いることも多い。

一方、これまで鉄道では鉄筋コンクリート構造物の耐震設計には、構造物の変形性能を考慮したじん性設計を採用している¹⁾。このじん性を考慮した設計は、コンクリート構造物が塑性化した後の挙動も考慮し、構造物に作用する地震動のエネルギーを塑性変形性能により吸収させるものである。

石橋ら²⁾や杉崎ら³⁾の研究では、鉄筋コンクリート柱部材の変形性能を向上させるため、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、外巻き帯鉄筋という）に加え、軸方向鉄筋の内側に円形のスパイラル状に加工した鋼材（以下、内巻き帯鉄筋という）、もしくは円形の帯鉄筋を基部から柱幅程度の高さまで配置することにより、大変形領域において内巻き帯鉄筋や、円形の帯鉄筋内部のコンクリート（以下、コアコンクリートと

いう）の欠損を防ぎ、大きな変形性能を確保できることが確認されている。

しかしながら、これらの研究は柱部材の長短辺比が1:1~2:1程度のものであり、荷重載荷方向も短辺方向に限られている。そのため、内巻き帯鉄筋の配置が長辺方向の荷重に対して破壊形態や変形性能にどのように寄与するのか確認できていない。

そこで本研究では、外巻き帯鉄筋の配置により柱部材の損傷を柱基部に誘導するとともに、損傷箇所内巻き帯鉄筋を配置することで橋脚の長辺方向載荷に対するじん性を確保することを目的とした。また、損傷範囲を誘導する範囲は、柱基部からの長さを柱長辺幅や等価塑性ヒンジ長 L_p ⁴⁾とすると、内巻き帯鉄筋の配置範囲が非常に大きくなってしまったため、0.3D程度に損傷範囲を誘導することを目指した。本論文は、長短辺比が3:1以上となる鉄筋コンクリート柱部材の軸方向鉄筋の内側に内巻き帯鉄筋を配置した供試体を製作し、長辺方向に正負水平交番載荷実験を実施した結果について報告するものである。

2. 実験概要

2.1 供試体概要

(1) 供試体概要

供試体の諸元を表-1に、材料強度および耐力比（部材が計算上曲げ耐力に達するときのせん断力 V_{mu} に対するせん断耐力 V_{yd} の比、 V_{yd}/V_{mu} ）、等価塑性ヒンジ長を表-2に示す。また、供試体の概要図を図-1に示す。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No.1のみSR235、その他の供

*1 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)

*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 副課長 博士 (工学) (正会員)

*4 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター 課長 (正会員)

表-1 供試体諸元

No.	柱断面寸法 (mm) (b×h)	有効高さ (mm) (d)	せん断スパン (mm) (a)	せん断スパン比 (a/d)	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)		
											損傷を誘導する 区間	10φ区間	一般区間
1	400×1200	1147	1300	1.13	D19×40	2.39	φ 6.2-6.2	590	2	23.7	D13-100	D13-100	D13-100
2	400×1200	1147	1300	1.13	D19×40	2.39	φ 6.2-6.2	590	2	23.7	D13-100	D19-100	D19-100
3	400×1200	1147	1300	1.13	D19×40	2.39	φ 6.2-6.2	590	3	35.5	D13-100	D19-100	D19-100
4	200×600	574	1500	2.61	D19×40	2.38	φ 6.2-6.2	390	2	23.7	D10-200	D10-100	D10-150
5	200×800	774	1700	2.20	D10×52	2.32	φ 6.2-6.2	300	4	31.8	D10-200	D10-100	D10-130

表-2 材料強度, 耐力比, 等価塑性ヒンジ長, じん性率

No.	コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	軸方向鉄筋		帯鉄筋			耐力比			等価塑性 ヒンジ長 (mm) (Lp)	Py (kN)	δy (mm)	じん性 率
		降伏強度 (N/mm ²)	降伏 ひずみ (μ)	降伏強度 (内巻き) (N/mm ²)	降伏強度 (外巻き※ ¹) (N/mm ²)	降伏強度 (外巻き※ ²) (N/mm ²)	損傷を 誘導 する区間	10φ 区間	一般 区間				
1	32.6	376	2086	361	403	403	1.23	1.53	1.23	845	1418.9	8.92	6.4
2	32.7	375	1998	1442	359	375	1.17	2.49	1.88	845	1270.3	6.56	17.5
3	32.4	375	1998	1442	359	375	1.16	2.48	1.87	845	1235.2	6.49	17.3
4	24.5	378	2482	1442	375	375	1.12	2.61	1.37	388	173.3	7.50	14
5	25.8	368	2839	1442	368	368	0.96	2.26	1.31	480	278.6	8.34	12

※1: 損傷を誘導する区間の外巻帯鉄筋の値 ※2: 10φ区間および一般区間の外巻帯鉄筋の値

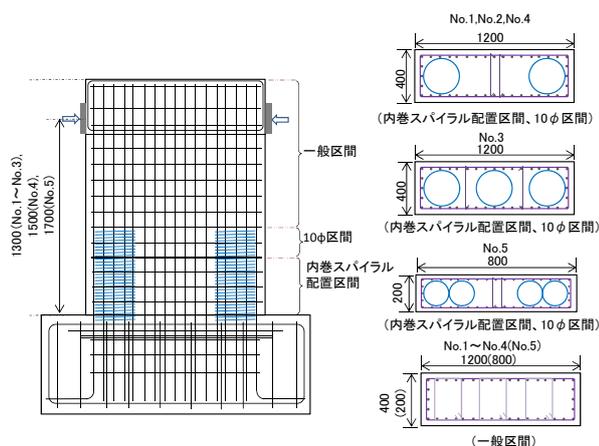


図-1 供試体概要図

供試体についてはSBPDN1275/1420を使用している。

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, 800mm×200mm, 600mm×200mmの3種類の長方形断面とした。損傷を誘導する範囲は、短辺方向の断面高さに相当する400mmまたは200mmとした。この長さは、載荷方向に対する断面高さをDとした場合、供試体 No.1 から No.4 については0.33D, No.5については0.25Dとなる。

内巻き帯鉄筋は、損傷を誘導する範囲に加え、配置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、10φ(φ:軸方向鉄筋径)に該当する区間(以下、10φ区間という)まで配置している。

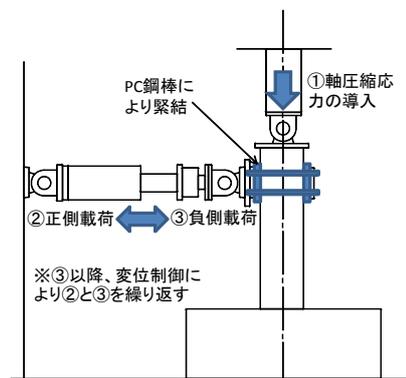


図-2 実験装置概要図

外巻き帯鉄筋は、内巻き帯鉄筋の配置区間に形成された塑性ヒンジの拡大を防ぐため、内巻き帯鉄筋の配置されていない区間(以下、一般区間という)は、耐力比が1.0以上となるよう柱部材の鉄筋量を決定した。また、損傷を誘導する範囲の境界部では、この位置に塑性ヒンジが形成されるのを防ぐため外巻き帯鉄筋を2重で配筋しフレア溶接している。10φ区間の外巻き帯鉄筋は、フレア溶接して確実に塑性ヒンジを柱基部に誘導するようにした。一方、損傷を誘導する範囲については直角フックを用いている。これは、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、軸方向鉄筋の塑性箇所伸びが局所的となって破断するのを防ぐためである。

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2個から4個まで変化させ、内巻き帯鉄筋に囲まれたコンクリートの面積比（面積比：内巻き帯鉄筋に囲まれたコンクリートの面積が柱の全断面積に占める割合）を23.7～35.5%まで変化させている。

長短辺比はNo.1からNo.4までが1：3、No.5は1：4である。せん断スパン比（せん断スパン／有効高さ）はNo.1からNo.3が1.13、No.4を2.61、No.5を2.20とした。

(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。水平力はアクチュエーターにより柱頭部付近に載荷し、ストロークの引き側を正、押し側を負とした。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。なお、軸方向圧縮応力は 0.98N/mm^2 とした。

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。
- ・柱基部高さにおける最外縁の軸方向鉄筋のひずみの測定値が、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 、降伏荷重の絶対値を平均した値を降伏荷重 P_y 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。
- ・ $10\delta y$ に到達後、変位増分量を $2\delta y$ 毎に切替え、正負交番に載荷する。
- ・正負水平交番載荷実験は、軸方向鉄筋の低サイクル疲労による破断、もしくは降伏荷重 P_y を下回った時点で終了とした。

3. 実験結果

3.1 各供試体の損傷状況

No.1は、外巻き帯鉄筋にD13の異形鉄筋を用いて、配置間隔を100mmとした。耐力比は損傷を誘導する区間で1.23、 10ϕ 区間で1.53、一般区間が1.23である。1 δy 時の引き側、押し側それぞれで供試体の圧縮縁から載荷位置を結ぶ方向の斜めひび割れが発生した。その後、荷重の増加とともに斜めひび割れの本数も増え、柱基部の軸方向鉄筋が降伏した。3 δy 時以降は新たなひび割れの発生は殆ど見られず、柱基部の圧縮縁から載荷点を結ぶ斜めひび割れ幅が拡大した。6 δy 時にはひび割れに沿って柱基部のかぶりが剥落し、荷重が急激に低下した。載荷終了後の損傷状況を確認したところ、内巻き帯鉄筋は変形などを生じておらず、コアコンクリートがもれ出すような状況は確認されなかったが、内巻き帯鉄筋の外側

のコンクリートが柱全面にわたって損傷していた。No.1の最大変位時（10 δy ）の写真を写真-1に示す。

No.2は、No.1とせん断スパン比や断面寸法は同一であるが、損傷範囲を柱の基部に誘導するために、外巻き帯鉄筋の量を変更した供試体である。内巻き帯鉄筋の配置区間はNo.1と同一とし、 10ϕ 区間においては外巻き帯鉄筋径をD13からD19へ変更した。耐力比は損傷を誘導する区間で1.19、 10ϕ 区間で2.48、一般区間が1.88である。

1 δy 時のひび割れは、No.1と同様に柱基部の圧縮縁から載荷点を結ぶ方向に斜めひび割れが発生し、荷重の増加とともにひび割れの本数も増加し、柱基部の軸方向鉄筋が降伏した。4 δy 載荷時は外巻き帯鉄筋を2段配置している位置より下となる、フーチングからの高さが400mmまでの範囲にひび割れが集中し、柱基部の圧縮縁にて圧壊が確認された。載荷の継続に伴い柱基部のかぶりが徐々に浮上り、7 δy で柱基部のかぶりコンクリートが引張側の面から中央に向かってくさび状に剥落した。

14 δy 時の損傷状況を写真-2に示す。16 δy 以降は徐々に損傷範囲が拡大し、18 δy 載荷時には、損傷の範囲



写真-1 No.1 10 δy 載荷時



写真-2 No.2 14 δy 載荷時



写真-3 No.2 16 δy 載荷時



写真-4 No. 2 載荷終了時



写真-7 No. 4 載荷終了後



写真-5 No. 3 16 δy 載荷時



写真-8 No. 4 柱基部の損傷状況



写真-6 No. 3 載荷終了後



写真-9 No. 5 14 δy 載荷時

が 400mm を超え、同時に降伏荷重を下回った。16 δy 時の損傷状況を写真-3 に示す。

30 δy で載荷終了後、かぶりが剥落した箇所において、外巻き帯鉄筋内のコンクリートの状況を確認したところ、コアコンクリートは載荷終了時においても内巻き帯鉄筋内に留まっており、欠損していなかった。それ以外の箇所ではかぶりが剥落している範囲の全域にわたってコンクリートが破碎されていた。載荷終了後内部のコンクリートを取り除いた状況を写真-4 に示す。なお、このときの損傷範囲はフーチング基部から約 700mm の範囲であった。

No.3 は、No.2 の内巻き帯鉄筋の配置個数を 3 つに変更した供試体である。初期のひび割れ進展や、基部に損傷が集中している状況については、No.2 とほぼ同様であった。柱基部の損傷が拡大し始めたのは 14 δy であったが、降伏荷重を下回ったのは No.2 と同様 18 δy であった。16 δy 時の損傷状況を写真-5 に示す。

24 δy で載荷終了した後、内部のコンクリートを取り除

いた状況を写真-6 に示す。No.2 同様コアコンクリート以外の箇所については、かぶりコンクリートが剥落した範囲全域にわたって破碎されていた。

No.4 は、断面の長短辺比を 3 : 1 とし、せん断スパン比を 2.62 として製作した供試体である。耐力比は損傷を誘導する区間で 1.12、10 ϕ 区間で 2.61、一般区間が 1.37 である。実験装置の載荷高さの制約により、柱断面が 600 \times 200mm となることに伴い、軸方向鉄筋径は D10 として配置した。外巻き帯鉄筋の配置は損傷を誘導する区間 200mm に対して D13 を 1 組、10 ϕ 区間の長さは 100mm のため、D10 を 100mm 間隔で配置した。一般区間については、同径の鉄筋を 150mm 間隔で配置し No.1 の耐力比を上回る 1.3 以上とした。

1 δy 載荷時のひび割れは No.1~No.3 とは異なり、引き側の短辺方向の面に水平ひび割れが発生した。3 δy 載荷時に柱基部の圧縮縁にてかぶりコンクリートの圧壊が確認された。5 δy 載荷時に圧縮側の軸方向鉄筋のはらみ出しによるかぶりコンクリートの剥落が発生した。10 δy

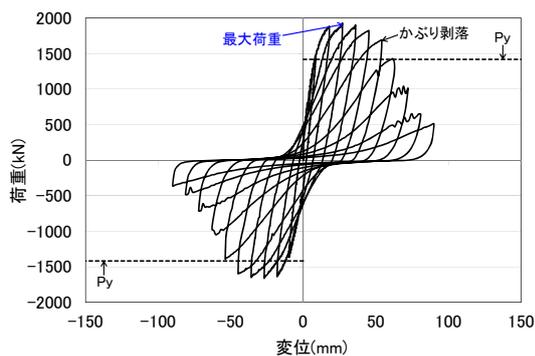


図-3 No. 1 の荷重-載荷点変位曲線

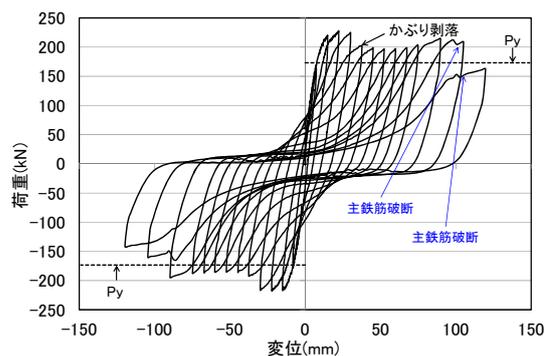


図-6 No. 4 の荷重-載荷点変位曲線

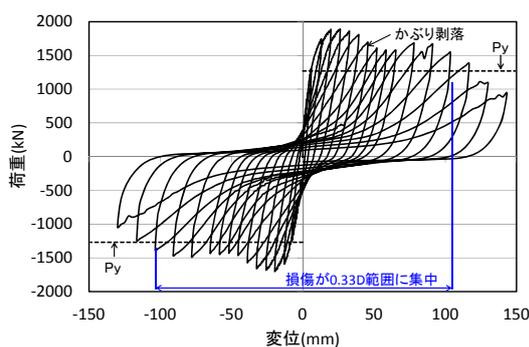


図-4 No. 2 の荷重-載荷点変位曲線

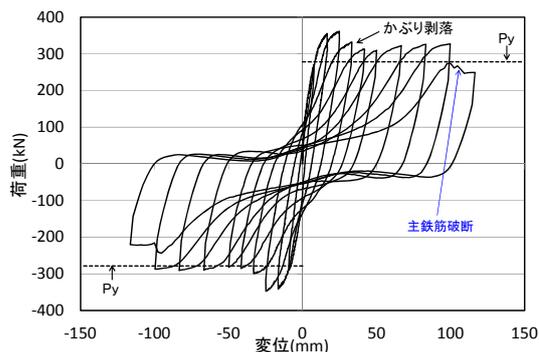


図-7 No. 5 の荷重-載荷点変位曲線

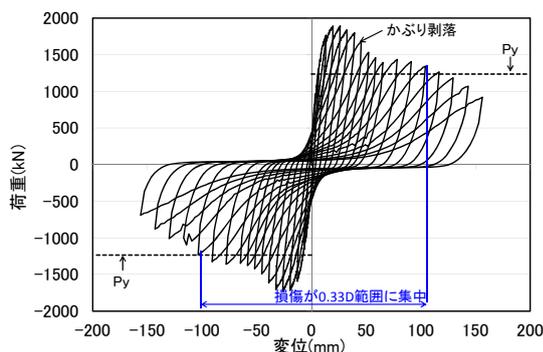


図-5 No. 3 の荷重-載荷点変位曲線

載荷時には、損傷を誘導した範囲である柱基部から 200mm までの範囲でかぶりコンクリートが全面にわたって剥落し、軸方向鉄筋のはらみ出しが顕著になった。その後、14 δy 載荷時に軸方向鉄筋が破断し載荷を終了した。載荷終了後の状況を写真-7 に示す。載荷終了後、かぶりコンクリートが剥落した範囲の外巻き帯鉄筋に囲まれたコンクリートの損傷状況を確認したところ、コアコンクリートに欠損は確認されなかったが、その他の箇所については、コンクリートが破砕されていることが確認された(写真-8)。

No.5 は、断面の長短辺比を 4 : 1、せん断スパン比を 2.19 として製作した供試体である。外巻き帯鉄筋の配置は、一般区間の耐力比を No.4 と同程度とするため配置間隔を 130mm とし、それ以外の区間の配置間隔、および鉄筋径は No.4 と同じとした。耐力比は損傷を誘導する区間で

0.95、10 ϕ 区間で 2.28、一般区間が 1.31 である。1 δy 載荷時は引張が発生する面に水平方向のひび割れが発生した。3 δy 載荷時に柱基部の圧縮縁にてかぶりコンクリートの圧壊が確認され、4 δy 時に圧縮側の軸方向鉄筋のはらみ出しによるかぶりコンクリートの剥落が発生した。その後の損傷の進展状況は No.4 と同様であり、10 δy 載荷時に損傷を誘導する範囲である柱基部から 200mm までのかぶりコンクリートが全面にわたって剥落した。その後、14 δy 載荷時に軸方向鉄筋が破断し載荷を終了した。載荷終了後の状況を写真-9 に示す。軸方向鉄筋の座屈が柱基部に顕著に現れており、コアコンクリートに欠損は確認されなかったが、その他の箇所については、コンクリートが破砕されていた。また、載荷終了時の損傷範囲は柱基部から 300mm 程度であった。

3.2 各供試体の荷重-載荷点変位履歴

図-3 から図-7 に、本実験の供試体の荷重-載荷点変位曲線をそれぞれ示す。なお、図中の荷重は、軸力によるモーメントを荷重換算し、補正した後の値としている。

No.1 の荷重-載荷点変位曲線は、最大荷重である 3 δy 以降荷重の低下が始まり、6 δy 以降急激に荷重が低下している。損傷状況においても 3 δy から斜めひび割れ幅が拡大しており、曲げ降伏後圧縮縁から載荷位置を結ぶ方向に発生したせん断ひび割れが貫通し、6 δy 時にはひび割れに沿ってかぶりコンクリートの剥落が発生してせん断破壊した。これは、損傷を誘導する範囲外の耐力比が 1.2 程度と小さかったため損傷を柱基部に誘導すること

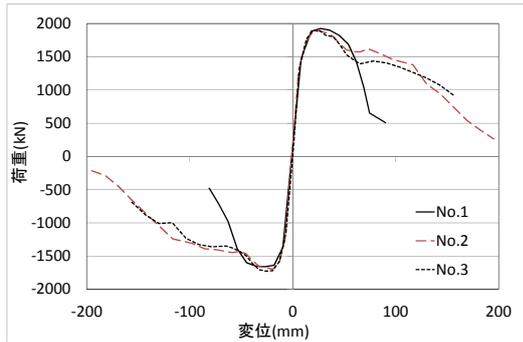


図-8 No. 1～No. 3 の荷重-載荷点変位曲線の包絡線

ができなかったことが原因であり、その結果内巻き帯鉄筋の効果が発揮されることなく荷重が低下したと考えられる。

これに対し、外巻き帯鉄筋量のみを変更した No.2 の荷重-載荷点変位曲線は、 $16\delta y$ までの荷重の低下が緩やかとなっている。損傷状況においても $16\delta y$ までは損傷範囲が $0.33D$ に集中していたことから、損傷範囲を誘導してせん断破壊を防止して塑性ヒンジを形成し、塑性ヒンジ部に内巻き帯鉄筋を配置したことにより変形性能が向上したと考えられる。 $18\delta y$ 以降は損傷範囲が拡大したことに伴い、荷重の低下が大きくなっている。

No.2 と内巻き帯鉄筋の配置個数のみを変更した No.3 の荷重-載荷点変位曲線は、No.2 と同様に $16\delta y$ までは損傷が柱の基部に誘導できていたことからこの区間に塑性ヒンジが形成され、この範囲に内巻き帯鉄筋を配置したことにより、No.1 と比較して変形性能が向上したと考えられる。

せん断スパン比を 2.0 以上とした No.4, No.5 供試体の荷重-載荷点変位曲線は、どちらも軸方向鉄筋の破断によって載荷を終了しているが、かぶりコンクリートの剥落により荷重が一旦低下するものの、軸方向鉄筋の破断時までは荷重を保持している。

3.3 荷重包絡線と変形性能

せん断スパン比が 1.13 である No.1～No.3 までの荷重変位包絡線を図-8 に示す。図からわかるとおり、全ての供試体において、最大荷重後かぶりの剥落により一旦荷重が低下している。しかし、No.1 はその後も大きく荷重低下しているのに対し、No.2 および No.3 においては荷重低下が緩やかとなっている。また、No.2 と No.3 の包絡線に大きな差は生じておらず、本実験では内巻き帯鉄筋の個数による差は見られなかった。

表-2 に、各供試体のじん性率を示す。No.1 と No.2 については外巻き帯鉄筋のみの違いであるが、じん性率に大きな差が生じていることがわかる。荷重を維持できている $16\delta y$ までは損傷が $0.33D$ に集中しており、この範囲の耐力比は 3 体とも 1.2 程度とほぼ同等であること

から、外巻き帯鉄筋の配置により塑性ヒンジを誘導し、その区間に内巻き帯鉄筋を配置したことによって変形性能が向上したと考えられる。

4. まとめ

本稿の実験範囲内での、長短辺比が 3 : 1 および 4 : 1 となる鉄筋コンクリート柱部材の軸方向鉄筋の内側に内巻き帯鉄筋を配置し、その損傷範囲を内巻き帯鉄筋の配置範囲に誘導するために外巻き帯鉄筋の量を変化させた供試体を用いて、長辺方向に正負水平交番載荷実験を実施した。本実験により得られた知見について以下に示す。

- (1) せん断スパン比 $a/d=1.13$ で、 10ϕ 区間の耐力比が 1.53、一般区間の耐力比が 1.23 である場合、軸方向鉄筋が降伏後、せん断破壊することから、内巻き帯鉄筋の補強効果は発揮されることなく荷重が低下した。
- (2) せん断スパン比 $a/d=1.13$ で、 10ϕ 区間の耐力比を 2.48 以上、一般区間の耐力比を 1.87 以上確保することにより、初期の損傷部位を等価塑性ヒンジ長以下である $0.3D$ 区間に誘導することができ、じん性が向上した。
- (3) せん断スパン比 $a/d=1.13$ で、 10ϕ 区間の耐力比を 2.48 以上、一般区間の耐力比を 1.87 以上とした場合、 $16\delta y$ 程度までは内巻き帯鉄筋の配置区間での損傷となり、荷重の低下は緩やかであるが、その後損傷が上部に進展し、これにより荷重が低下した。
- (4) せん断スパン比が 2.2 以上で、 10ϕ 区間の耐力比を 2.26 以上、一般区間の耐力比を 1.3 以上確保することにより、損傷範囲を $0.25D$ 区間に誘導することが可能であり、軸方向鉄筋が破断するまで荷重を保持できた。

参考文献

- 1) 財団法人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，丸善株式会社，2012.9
- 2) 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交番載荷実験，土木学会論文集，No.795/V-68，pp.95-110，2005.8
- 3) 杉崎向秀，小林薫：コアコンクリートの補強鉄筋を分割配置した RC 橋脚の変形挙動に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.28, No.2, 2006
- 4) 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，No.711，V-56，45-57，2002.8