

論文 丸鋼を用いた RC 円形部材の変形性能に関する実験的検討

丸山 貴広*1・鈴木 裕隆*2・平林 雅也*3

要旨: 丸鋼を用いた鉄筋コンクリート部材は、異形鉄筋を用いた場合と比較して地震時の変形性能が異なる。これまで、丸鋼を用いた円形部材の変形性能に関する研究事例が少ないことから、本研究では、丸鋼を用いた円形試験体を製作し正負交番載荷試験を行うことにより実験的検討を行った。その結果、丸鋼を用いた円形部材は、曲げ破壊した場合は最大荷重後の荷重低下は比較的緩やかであること、載荷点変位は軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位と全断面有効とした曲率を用いて算出した柱く体の曲げ変形による変位の和で概ね妥当に評価することができること、軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位が支配的となることが確認された。

キーワード: 丸鋼, 静的正負交番載荷試験, 変形性能, 鉄筋コンクリート, 円形部材

1. はじめに

建設年次の古い鉄道鉄筋コンクリート（以下、RC という）構造物には、主要鉄筋として丸鋼が用いられているものがある。主要鉄筋に丸鋼を用いた場合、異形鉄筋を用いた場合よりも鉄筋とコンクリートの間の付着が弱いことから、コンクリートにひび割れが生じにくいことや、地震時の履歴がスリップ型となりエネルギー吸収能が低下することが知られている¹⁾²⁾。

現在、RC ラーメン高架橋柱等に対する耐震補強が進められており、対象構造物の中には丸鋼を用いた RC 円形柱も含まれている。しかし、丸鋼が用いられている RC 柱の変形性能に関するこれまでの知見は、矩形柱を対象にしたものが多く、円形柱を対象にした実験は少ない³⁾⁴⁾。そこで、本検討では、丸鋼を用いた RC 円形部材の変形性能を把握するため、実物大試験体および縮小試験体を用いた静的正負交番載荷試験を行うとともに、丸鋼を用いた RC 円形柱の水平変位の算定に関する検討を行ったので、以下に報告する。

2. 実験の概要

2.1 既存の RC ラーメン高架橋円形柱の諸元

本検討において着目した既設高架橋は 1951 年（昭和

26 年）頃に建設されたものであり、柱の軸方向鉄筋と帯鉄筋に丸鋼が使用されている。表-1 に既設 RC ラーメン高架橋柱の諸元を示す。

いずれの柱も円形断面であり、断面直径 D は 1000～1200mm、せん断スパン比 a/d は 1.54～2.72、引張鉄筋比 P_t は 0.33～0.42%、帯鉄筋比は 0.06～0.17% である。試験体の軸方向鉄筋が異形鉄筋であると仮定して算出した曲げせん断耐力比（せん断耐力 V_u と部材が曲げ耐力に達するときのせん断力 V_{mu} の比）は 0.76～1.13 である。ここで、 V_u は帯鉄筋により受け持たれる棒部材のせん断耐力 V_s とせん断補強鋼材を用いない棒部材のせん断耐力 V_c の和とし、 V_s は鉄道構造物等設計標準⁵⁾により、 V_c は a/d によるせん断耐力の増加を考慮した式⁶⁾⁷⁾によって算定した。また、 V_{mu} の算出にあたっての曲げ耐力 M_u は鉄道構造物等設計標準⁵⁾に示される方法により算出した。

円形断面のせん断耐力を算出するにあたっては、鉄道構造物等設計標準⁵⁾に従い、円を正方形に等積換算した腹部幅 b_w のく形断面とし、引張側鉄筋の断面積 A_s は引張側最外縁から $\pm 45^\circ$ の範囲にある軸方向鉄筋の断面積とし、有効高さ d は等積正方形の圧縮縁から引張側鉄筋の図心までの距離とした。

2.2 試験体の諸元

表-1 既設 RC ラーメン高架橋柱の諸元

既設柱	直径 D [mm]	せん断 スパン比 a/d -	軸方向鉄筋				帯鉄筋			材料強度		曲げせん断 耐力比
			径φ [mm]	間隔s [mm]	s/φ -	P_t [%]	径φ [mm]	間隔 [mm]	P_w [%]	鉄筋	コンクリート	
										f_{syk} [N/mm ²]	f'_{ck} [N/mm ²]	
1	1000	1.54	25	139	5.6	0.33	12	150	0.17	235	24	1.13
2	1200	2.26	28	118	4.2	0.40	9	200	0.06			0.86
3	1150	2.33	28	131	4.7	0.42	9	200	0.06			0.77
4	1000	2.72	25	111	4.4	0.40	9	150	0.095			0.76

*1 東日本旅客鉄道（株） 構造技術センター 主任 工修（正会員）

*2 東日本旅客鉄道（株） 構造技術センター マネージャー 工修（正会員）

*3 東日本旅客鉄道（株） JR 東日本研究開発センター 副主幹研究員 工修（正会員）

表-2 試験体の諸元と使用材料の材料試験値

試験体 No.	直径 D [mm]	有効高さ d [mm]	せん断スパン a [mm]	a/d	軸方向鉄筋				帯鉄筋		材料強度※				軸力 [N/mm ²]	曲げせん断耐力比 -
					径・本	間隔 s [mm]	s/φ	P _t	径・間隔	P _w	コンクリート		鋼材			
											柱	フーチング	軸方向鉄筋	帯鉄筋		
					[mm]	[mm]	[mm]	-	[mm]	[mm]	-	[%]	[mm]	[%]		
1	1000	830	1280	1.54	φ25×20	139	5.6	0.33	φ12ctc150	0.17	22.5	54.7	302.6	288.0	2.0	0.99
2	500	415	640	1.54	φ16×18	75	4.7	0.49	φ6ctc60	0.21	30.5	28.1	306.8	305.9	2.0	0.95
3	600	502	1150	2.29	φ16×28	56	3.5	0.53	φ6ctc150	0.07	27.5	27.3	321.0	354.4	1.5	0.75
4	575	479	1100	2.30	φ16×26	65	4.1	0.60	φ6ctc150	0.07	27.7	54.2	306.3	411.0	1.5	0.81
5	500	413	1100	2.66	φ16×22	60	3.8	0.68	φ6ctc100	0.13	22.9	22.0	327.6	359.3	1.5	0.83
6	500	415	1500	3.61	φ22×18	75	3.4	1.03	φ6ctc60	0.16	33.3	57.1	296.4	429.5	1.5	0.96

※コンクリートは圧縮強度を、鋼材は引張降伏強度を示す。

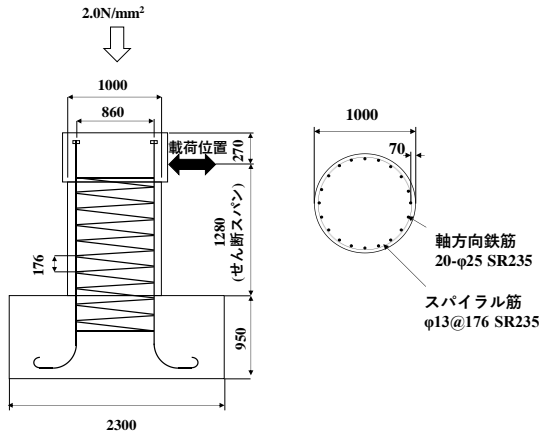


図-1 試験体の形状および配筋例
(No.1 試験体)

表-3 降伏変位の計算値と実験値

試験体 No.	$\delta_{y,cal}$	δ_{y1}	δ_{y2}	δ_{y2}/δ_{y1}	$\delta_{y2}/\delta_{y,cal}$
	[mm]	[mm]	[mm]	-	-
1	2.28	4.33	12.86	2.97	5.64
2	1.53	3.32	5.60	1.69	3.66
3	3.57	6.03	11.89	1.97	3.34
4	2.78	3.94	7.85	1.99	2.82
5	4.61	7.82	15.34	1.96	3.33
6	6.18	8.03	22.97	2.86	3.72

$\delta_{y,cal}$: 計算から求めた降伏変位

δ_{y1} : 計算値の降伏荷重に達した時の載荷点変位

δ_{y2} : 引張鉄筋が降伏ひずみに達した時の載荷点変位

実験は、既存の RC ラーメン高架橋の柱を模擬した実物大モデルおよび縮小試験体を用いて正負交番載荷試験を実施した。試験体の諸元と使用材料の材料試験値を表-2に、形状および配筋例を図-1に示す。試験体は大型試験体1体と小型試験体5体の合計6体を製作した。

大型試験体の No.1 試験体は、既設柱1をモデル化したほぼ実物大の試験体で、断面直径 D を 1000mm としている。帯鉄筋は既設柱に合わせてスパイラル筋を用いた。No.2,3,4,5 試験体はそれぞれ既設柱 1,2,3,4 を 1/2 に縮小したもので、断面直径 D を既設柱の 1/2(500~600mm)とし、せん断スパン比 a/d は既設柱と同程度(1.54~2.66)になるよう設定した。帯鉄筋は、製作の容易性を考慮し、スパイラル筋ではなく単鉄筋を用いて半円形フックで定着した。軸方向鉄筋と帯鉄筋は曲げせん断耐力比が既設

柱と同程度になるよう設定した。

No.6 試験体は、比較のため追加した試験体であり、引張鉄筋比 P_t を既設柱の 2.5~3 倍程度に設定する一方、曲げせん断耐力比が No.1,2 試験体と同等となるように製作した。

軸方向鉄筋の柱上部での定着は、鉄筋をネジ切り加工し、柱上端付近のコンクリート内部に設置した定着板に軸方向鉄筋をナットにて固定する方法として、柱上部で軸方向鉄筋のコンクリートとの付着切れによる抜出しが発生しないようにした。

2.3 載荷方法

試験体により軸方向圧縮応力度を 1.5~2.0N/mm² に設定し、水平方向に静的正負交番載荷を行った。異形鉄筋が使用された円形の柱試験体の交番載荷試験⁸⁾などにおいては、一般に、柱基部の引張側最外縁から±45°の位置の軸方向鉄筋が初めて降伏強度に達した際の変位を基準変位 $1\delta_y$ とするが、丸鋼が使用された柱部材では鉄筋とコンクリートの間の付着力が小さいために軸方向鉄筋のひずみが平均化され、鉄筋が降伏に至った時点の変位が大きくなることが知られている。そこで、本実験では、既往の実験^{3), 4)}と同様に、軸方向鉄筋が初めて降伏強度に達した時、または試験体の軸方向鉄筋が異形鉄筋であると仮定して算出した降伏荷重 P_{y,cal} に水平荷重が達した時、のいずれか早い方の載荷点変位を基準水平変位 $1\delta_y$ とすることとした。表-3 のとおり、今回の実験では全試験体において、水平荷重が降伏荷重の計算値に達する方が、軸方向鉄筋が初めて降伏強度に達するよりも早かった。

載荷は、基準水平変位 $1\delta_y$ の整数倍 ($1\delta_y, 2\delta_y, 3\delta_y, \dots$) の変位制御で行い、各ステップでの繰り返し回数は3回とした。主な計測項目は、載荷位置の水平変位、軸方向鉄筋及び帯鉄筋のひずみとした。

3. 実験結果

3.1 試験体の損傷状況

各試験体の損傷状況を図-2に示す。No.1,2,6 試験体は曲げ破壊、No.3,4,5 試験体は曲げ降伏後のせん断破壊となった。

No.1,2 試験体は、ともにフーチング天端の柱根元付近

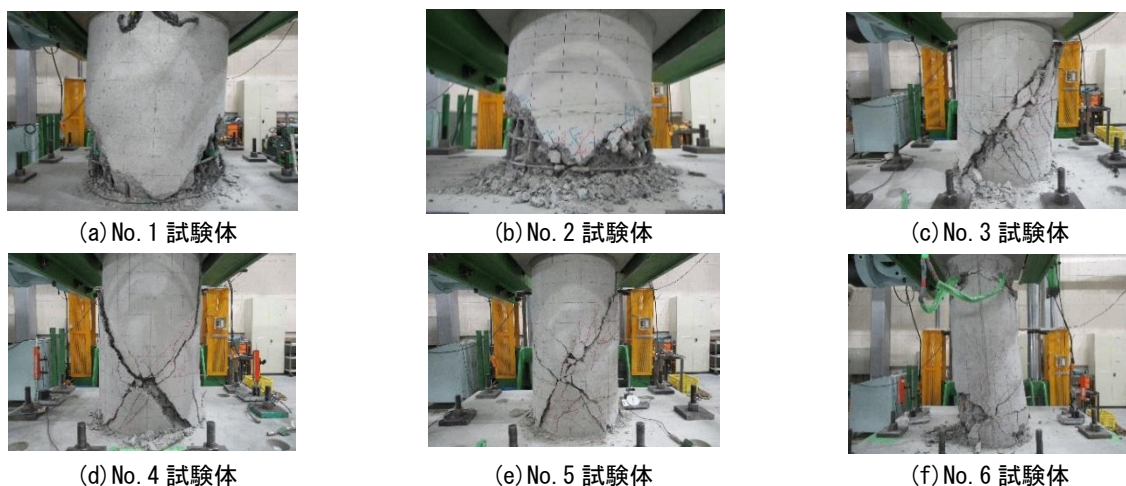


図-2 載荷終了時の試験体損傷状況

に曲げひび割れと損傷が集中し、柱基部のみが回転変形するロッキング状の変形性状を示した。水平変位が大きくなるにつれて、柱基部から徐々に上方に向けてコンクリートの剥落範囲が広がった。No.1 試験体は $16\delta_y$ において、No.2 試験体は $14\delta_y$ において、柱基部の軸方向鉄筋が複数本破断したため、その段階で載荷を終了した。

No.1,2 試験体は、載荷終了時においても、柱基部のひび割れのみが開いており、それより上部はかぶりコンクリートの剥落は発生しているものの、主鉄筋内部のコアコンクリートはほとんど損傷していない状況であった。

No.3 試験体は、 $4\delta_y$ において、柱上部の引張側から柱基部の圧縮側にかけて斜めひび割れが大きく開いてせん断破壊した。

No.4 試験体は、 $6\delta_y$ の 2~3 サイクル目において、No.3 試験体と同様に、柱上部の引張側から柱基部の圧縮側にかけて斜めひび割れが大きく開いてせん断破壊した。

No.5 試験体は、 $4\delta_y$ の 2 サイクル目において、No.3 試験体と同様に、柱上部の引張側から柱基部の圧縮側にかけて斜めひび割れが大きく開いてせん断破壊した。

No.6 試験体は、載荷初期の $2\delta_y$ において、柱基部のフーチング天端から 300mm 高さの範囲において斜めひび割れが発生した。その後 $7\delta_y$ においてフーチング天端から 300~700mm 高さの範囲の柱側面において、斜めひび割れが進展するとともに少し開き気味となった。 $8\delta_y$ においては柱基部のひび割れが開き、フーチング天端から高さ 200mm 位置の曲げひび割れも少し開いた。また、 $12\delta_y$ において、フーチング天端から 400mm の範囲においてコンクリートが剥落する損傷が観察された。

3.2 荷重と変位の関係

各試験体の荷重と変位の関係を図-3 に示す。

曲げ破壊した No.1,2,6 試験体は、 $3\delta_y$ もしくは $4\delta_y$ で荷重がピークに達し、その後緩やかに荷重が低下した。また、No.1,2 試験体は、降伏荷重を下回った後も急激な荷

重低下は生じなかった。

No.3 試験体は、 $3\delta_y$ まで荷重が上昇した後、 $4\delta_y$ にて、荷重が急激に低下した。これらは、柱の斜めひび割れが大きく開いてせん断破壊した状況と一致している。

No.4,5 試験体は、 $3\delta_y$ で荷重がピークに達した後、荷重維持できずに緩やかに荷重低下した。その後 No.4 試験体は $7\delta_y$ で、No.5 試験体は $5\delta_y$ で荷重が急激に低下した。これらは、柱の斜めひび割れが大きく開いてせん断破壊した状況と一致している。

各試験体の荷重と変位の関係の包絡線を図-4 に示す。なお、縦軸には正側載荷時と負側載荷時の水平荷重の平均を降伏荷重の計算値 P_{ycal} で除すことにより無次元化したものを、横軸には塑性率を示している。

曲げ破壊した No.1,2,6 試験体は、荷重がピークに達した後の荷重低下は緩やかで、かつ降伏荷重を下回った後も急激な荷重低下が生じなかった。また、No.6 試験体は、 $6\delta_y$ までは No.1 試験体と類似の曲線を描いているものの、 $6\delta_y$ 以降は No.1 試験体よりも荷重低下が緩やかになり、降伏荷重を下回った後は荷重低下が逆に顕著になった。これは No.6 試験体が $6\delta_y$ 以降柱体に曲げひび割れが発生したことにより、圧縮側のコンクリートの損傷が進展しなくなったためと考えられる。

3.3 鉄筋が異形鉄筋であると仮定して算定した骨格曲線と実験値の比較

図-3 に、試験体の軸方向鉄筋が異形鉄筋であると仮定して鉄道構造物等設計標準⁵⁾に基づき算定した各試験体の骨格曲線を赤線で併記した。骨格曲線の折れ点は、変位が小さい方から、C 点（ひび割れ点）、Y 点（軸方向鉄筋の降伏点）、M 点（最大耐力点）、および N 点（部材耐力が Y 点まで低下した点）をそれぞれ示している。

曲げ破壊した No.1,2,6 試験体は、実験値の方が Y 点の変位がやや大きくなるものの、軸方向鉄筋が異形鉄筋であると仮定して算定した骨格曲線を実験値が概ね包含し

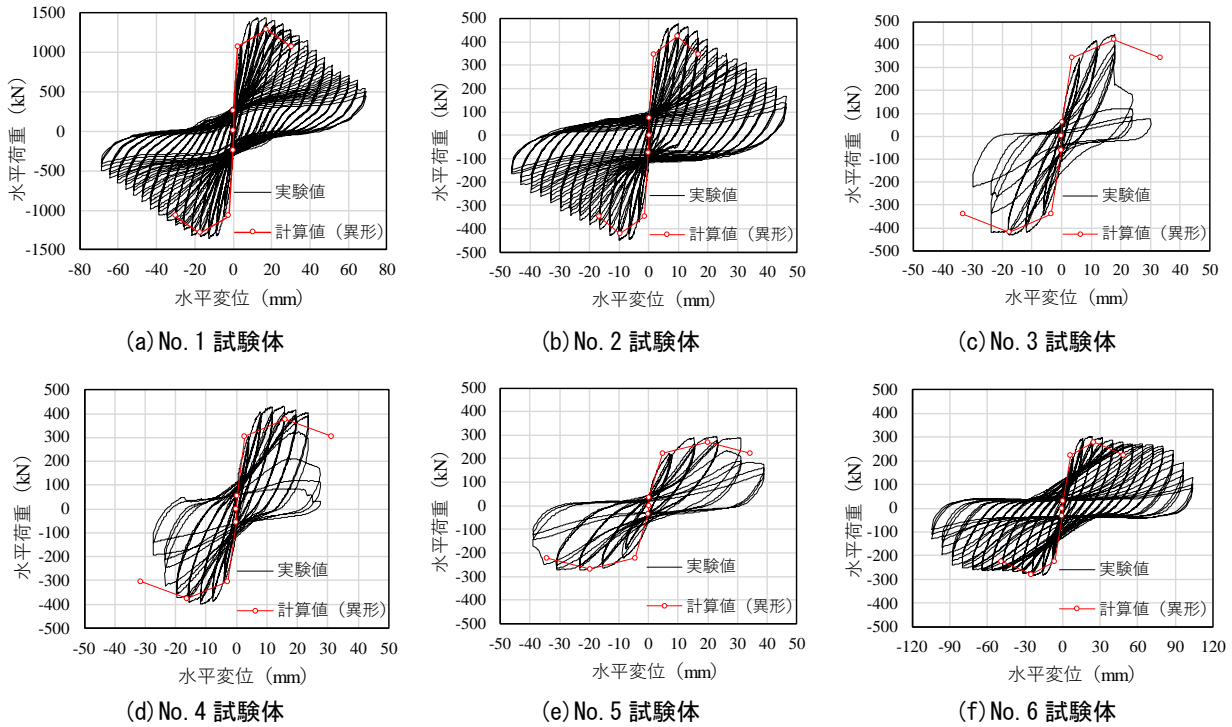


図-3 荷重と変位の関係

た。

また、せん断破壊した No.2,3,4 試験体についても、曲げ破壊した試験体と同様に実験値の方が Y 点の変位がやや大きくなるものの、斜めひび割れが大きく開いてせん断破壊する前までは、鉄筋が異形鉄筋であると仮定して算定した骨格曲線を実験値が概ね包含した。

3.4 軸方向鉄筋のひずみ分布

曲げ破壊した試験体のうち、ひずみゲージの配線不良によりデータを一部取得することのできなかつた No.1 試験体を除いた No.2,6 試験体について、引張側最外縁から $\pm 45^\circ$ の位置の軸方向鉄筋ひずみの高さ方向の分布を図-5に示す。図-5には、降伏荷重時($1\delta_y$ 時)、最大荷重時($3\delta_y$ 時)、鉄筋が異形鉄筋であると仮定して算定した骨格曲線の N 点の変位に到達した時(No.2 は $5\delta_y$ 時、No.6 は $6\delta_y$ 時)の値をそれぞれ示した。

降伏荷重時においては、降伏ひずみに近い値のひずみが基部だけでなく高さ方向に広範囲に発生した。その後の、最大荷重時や鉄筋が異形鉄筋であると仮定して算定した骨格曲線の N 点到達時においては、高さ方向に広範囲に発生したひずみが降伏ひずみ付近で頭打ちとなる一方、柱く体基部付近の一部の範囲(鉛直方向 300~400mm 程度の範囲)のひずみだけが大きくなる傾向を示した。

4. 異形鉄筋と仮定した場合と丸鋼の場合の載荷点変位およびその内訳の比較

4.1 載荷点変位に影響する内訳の整理とその算出方法について

曲げ破壊した No.2,6 試験体について、異形鉄筋と仮定

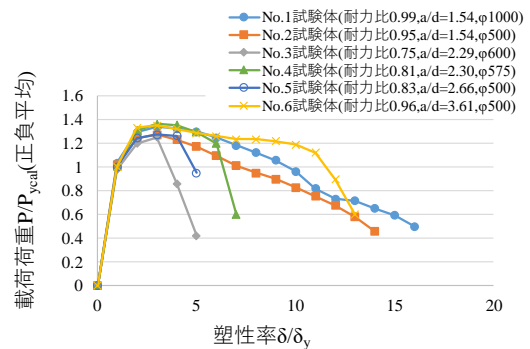
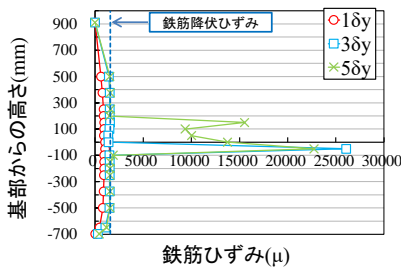


図-4 荷重と変位の関係の包絡線

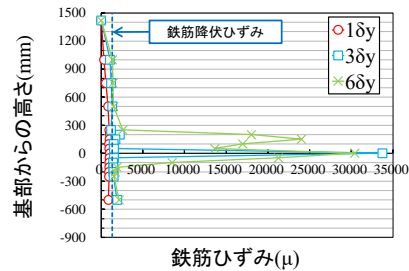
した場合と今回丸鋼を使用した場合の載荷点変位及びその内訳(それぞれの変形要因が載荷点変位に与える影響)を整理したものを図-6に、各値の算定イメージを図-7に示す。

図-6 における異形鉄筋と仮定した場合の値は、鉄道構造物等設計標準⁹⁾に基づき、Y 点ではフーチングからの軸方向鉄筋拔出しによる回転変位、く体変形による変位を、M 点、N 点ではフーチングからの軸方向鉄筋拔出しによる回転変位、塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位、塑性ヒンジ部の回転変位をそれぞれ算出し、その和を載荷点変位とした。なお、No.2 試験体は、せん断スパン比が小さく、塑性ヒンジが形成された後に塑性ヒンジ部以外の区間がほとんど残らないため、M 点、N 点における塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位がほとんど無かった。

図-6 における丸鋼を使用した場合の値は、今回の試

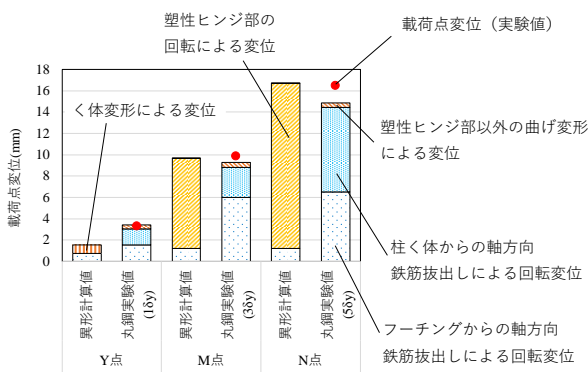


(a) No. 2 試験体

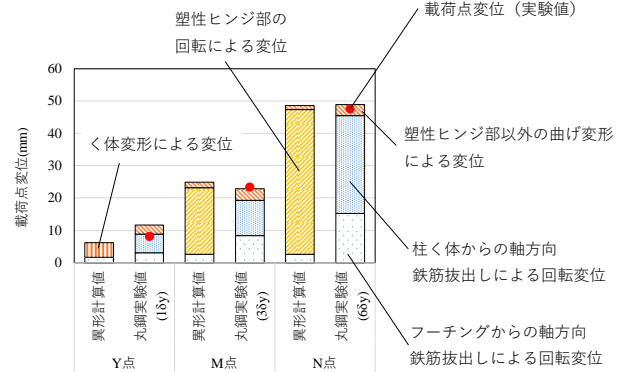


(b) No. 6 試験体

図-5 軸方向鉄筋ひずみ



(a) No. 2 試験体



(b) No. 6 試験体

図-6 荷点変位およびその内訳

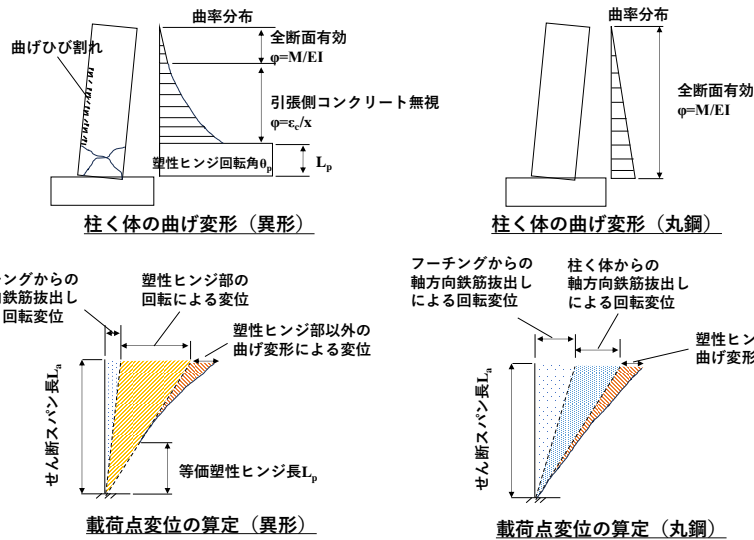


図-7 荷点変位の算定イメージ

験体の損傷状況を考慮の上、Y点、M点、N点における、フーチングからの軸方向鉄筋拔出しによる回転変位、柱く体からの軸方向鉄筋拔出しによる回転変位、塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位を算出し、その和を荷点変位とした。

丸鋼を使用した場合の軸方向鉄筋拔出しによる回転変位は、図-5 に示した軸方向鉄筋の高さ方向のひずみ分布の試験結果をもとに、式(1)により算出した。フーチング(柱基部)より下の部分をフーチングからの軸方向鉄筋拔出しによる回転変位、上の部分を柱く体からの軸方

向鉄筋拔出しによる回転変位とし、それぞれ算出した。

$$\delta = L_a \cdot \int L / (X - X_n) \quad (1)$$

ここに、

δ : 軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位

L_a : せん断スパン

$\int L$: 軸方向鉄筋の拔出し量 (図-5 に示した軸方向鉄筋ひずみを高さ方向に積分することにより算出する)

- X : 引張側最外縁から $\pm 45^\circ$ の位置の軸方向鉄筋から圧縮縁までの距離（円形断面として算出する）
- X_n : 中立軸から圧縮縁までの距離（円形断面として算出する）

なお、軸方向鉄筋ひずみの積分範囲は、フーチングからの軸方向鉄筋拔出しによる回転変位の算出時はフーチング内の折り曲げ開始点（曲線開始点）からフーチング上面（柱基部）まで、柱く体からの軸方向鉄筋拔出しによる回転変位の算出時はフーチング上面（柱基部）からく体上部の定着板までとした。

丸鋼を用いた場合の塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位については、今回曲げ破壊した No.2,6 試験体において塑性ヒンジ部以外にひび割れ等の損傷もなかったことから、全断面有効とした曲率を用いて算出した。

また、図-6 に、今回の丸鋼の荷点変位の実験値を赤点で併記した。No.2,6 試験体ともに、上述の方法により算出した丸鋼の荷点変位と実験値が近い値となっていることから、上述の算出手法は概ね妥当であるといえる。

4.2 異形鉄筋と仮定した場合と丸鋼の場合の比較

図-6 より、異形鉄筋と仮定した場合と丸鋼の場合の荷点変位の算定値を比較すると、Y 点において丸鋼の場合の方が異形鉄筋と仮定した場合と比べてやや大きくなるものの、M 点、N 点では近い値となることがわかった。

そして、図-6 より、荷点変位へ与える変形要因としては、異形鉄筋と仮定した場合は M 点や N 点では塑性ヒンジ部の回転による変位が支配的であるのに対し、丸鋼の場合は Y 点、M 点、N 点のすべてにおいて軸方向鉄筋拔出しによる回転変位が支配的であることがわかる。また、軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位には、フーチングからの拔出しだけでなく柱く体からの拔出しも大きく影響していることがわかった。

5. まとめ

本検討では、丸鋼を用いた RC 円形部材の変形性能を把握するため、実物大試験体および縮小試験体を用いた静的正負交番荷試験を実施した。本実験の範囲で得られた知見を下記に示す。

- (1) 曲げ破壊した試験体は、荷重がピークに達した後、水平荷重が低下して荷重を終了する段階まで荷重の低下度合いは緩やかであった。
- (2) 曲げ破壊した試験体について、試験体の軸方向鉄筋が異形鉄筋であると仮定して算定した骨格曲線と実験値を比較すると、Y 点の変位がやや大きくなる

ものの、実験値が骨格曲線を概ね包含した。せん断破壊した試験体についても、曲げ破壊した試験体と同様に Y 点の変位がやや大きくなるものの、斜めひび割れが大きく開いてせん断破壊する前までは、実験値が骨格曲線を概ね包含した。

- (3) 曲げ破壊の場合の Y 点、M 点、N 点の荷点変位は、フーチングおよび柱く体からの軸方向鉄筋拔出しによる回転変位と全断面有効とした曲率を用いて算出した塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位の和で、概ね妥当に評価することができた。
- (4) 曲げ破壊した試験体の荷点変位へ与える変形要因としては、試験体の軸方向鉄筋が異形鉄筋であると仮定した場合は M 点や N 点で塑性ヒンジ部の回転による変位が支配的である一方、丸鋼を用いた RC 円形部材の場合は Y 点、M 点、N 点のすべてにおいて軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位が支配的であった。

参考文献

- 1) 澤松俊寿, 三田村浩, 西弘明, 松本高志, 加保勇介: 柱部の鉄筋に丸鋼を用いた鉄筋コンクリート橋脚の履歴特性, 構造工学論文集, Vol.58A, pp.333-342, 2012.3
- 2) 松岡由高, 中村光, 国枝稔, 河村精一: 有限要素解析による主筋に丸鋼を用いた RC 部材の力学挙動評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.595-600, 2011
- 3) 桑木野耕介, 伊東典紀, 大郷貴之: 丸鋼を用いた RC 部材の変形性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.769-774, 2015
- 4) 伊東典紀, 桑木野耕介, 大郷貴之: 丸鋼を用いた RC 部材の地震時破壊形態に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.763-768, 2015
- 5) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造物), 丸善, pp.71-74, pp.135-150, 2004.4
- 6) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫: 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, V-5, pp.167-176, 1986.8
- 7) 石橋忠良, 松田好史, 斉藤啓一: 少数本のくいをを用いたフーチングのせん断設計について, 土木学会論文報告集, 第 337 号, pp.197-204, 1983.9
- 8) 渡辺一功, 伊吹真一, 大庭光商: 円形断面を有する RC 柱の変形性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.781-786, 2010