

論文 損傷軽減機構を有する鉄筋コンクリート造半固定型柱の開発研究

小菅 真緒*1・平石 久廣*2・劉 詩琦*3

要旨：本論文では、損傷軽減機構を有し柱脚部のヒンジ領域において優れたエネルギー吸収を示す鉄筋コンクリート造半固定型柱の開発を目標とする。著者等は、既に降伏機構分離型の梁¹⁾、耐震壁²⁾、杭^{3) 4)}の開発を終えており、半固定型柱をもって大地震時においても架構全体にはば損傷の生じない構造の構築が可能となる。しかし、これまで半固定型柱の具体的な構造詳細の開発と構造設計のための適切な解析モデルの作成は行われていない。本論文では、半固定型柱の工法の考案しその妥当性を検証するとともに基本的な構造的な性状を解明するため構造実験を行った。実験結果より、半固定型柱は優れた構造性能を有することを示した。

キーワード：損傷軽減、半固定型柱、テーパー加工

1. はじめに

近年、建築物の設計においては大地震に対しても一定の建築物の継続使用性や損傷軽減が要求されるようになり、制震構造や免震構造等の構造システムが普及しつつある。しかし、これには建設コストの上昇や意匠上の制約といった問題が伴う場合も多いのが現状である。

このような背景から、著者等は損傷軽減機構を有しコスト性能に優れかつ意匠上の制約の少ない新たな鉄筋コンクリート造高耐震構造システム(図-1)⁵⁾の開発研究を行っている。著者等は、既に降伏機構分離型を有する梁、耐震壁、杭の開発を終えており、損傷軽減機構を有する半固定型柱の開発をもって大地震時においても架構全体にほとんど損傷の生じない構造の構築が可能となる。

また、積山、平石等は半固定型柱の応用例として、半固定型柱を最上層柱頭及び最下層柱脚に用いることによる各層の変形一様化法^{6) 7)}を提案しており、その妥当性をファイバーモデルを使用した地震応答解析により低層、中層、高層建物において検証している。

しかしながら、これまで鉄筋コンクリート造半固定型柱の開発研究そのものが行われておらず、その具体的な構造詳細の開発と構造設計のための適切な解析モデルの作成が今後の課題とされている。

以上より、本論文では、損傷軽減機構を有しかつ変形一様化構造システムに対応する鉄筋コンクリート造半固定型柱の開発、ならびに合理的な復元力モデルの作成を目的とし、半固定型柱の工法の考案とその構造実験を行った。実験結果より、考案した半固定型柱の工法の妥当性を検証するとともに鉄筋コンクリート造半固定型柱の基本的な構造的な性状を解明する。

2. 工法概要

損傷軽減機構を有しかつ変形一様化構造システムに対応する半固定型柱の開発にあたり以下に示す工法を考案した。

2.1 断面縮小

図-2に危険断面部の断面縮小概念図を示す。

ヒンジ領域を柱脚部に限定し柱脚部以外の損傷を軽減することを目的として、ヒンジ想定部である柱脚部の断面積を柱軸部よりも縮小させ、柱外側主筋を固定端に定着させず鉄筋量を減少させた。

2.2 テーパー加工

図-3にテーパー加工概念図を示す。

柱脚部にヒンジを発生した後、柱脚部のコンクリートの圧壊による損傷を抑制し、十分なエネルギー吸収を可能とすることを目的として、柱脚部の形状をテーパー状に加工した。

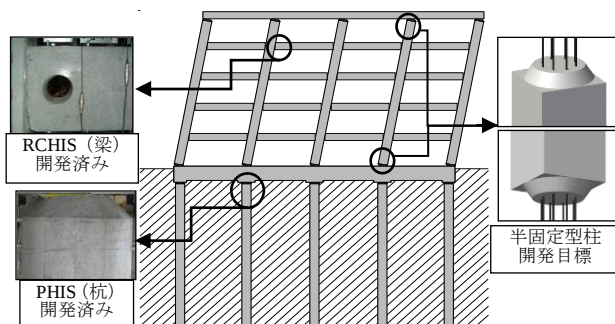


図-1 損傷軽減機構を有する変形一様化構造システム

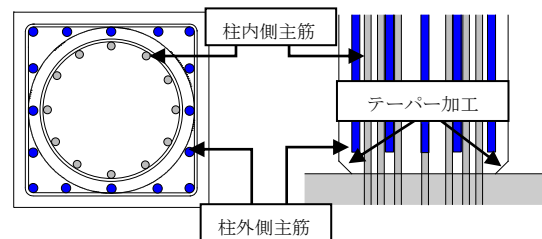


図-2 断面縮小概念図

図-3 テーパー加工概念図

*1 明治大学大学院博士前期課程

(学生会員)

*2 明治大学理工学部建築学科 教授・博士(工学)

(正会員)

*3 明治大学大学院博士前期課程

3. 試験体概要

図-4 に試験体全体図、図-5 に試験体断面図、表-1 に試験体概要を示す。

試験体は構造設計・部材断面事例集⁸⁾ 14 階モデルを参照し、1 階の内柱および外柱を想定した 2 体を計画し、実大の 1/2 スケールとした。共通因子は、柱高さ 800mm、柱軸部の断面せい及び断面幅 400mm、接合部径 340mm、上下スタブ高さ 1050mm である。いずれの試験体も断面縮小及びテーパ加工を施している。以下に各試験体特徴を記す。なお、試験体は縦打ちとし、スタブ部を打設し、テーパ状の型枠を設置したのち柱の型枠を設置しコンクリートを打設した。

(1) 試験体 No.1 (内柱想定)

柱外側せん断補強筋間隔を 70mm とし、断面応力度がより大きくなる柱内側せん断補強筋間隔は 30mm とした。

(2) 試験体 No.2 (外柱想定)

外側断補強筋間隔は 95mm とし、内柱と同様に断面応力度がより大きくなる柱内側せん断補強筋間隔は 30mm とした。

表-2、表-3 に試験体に使用したコンクリート及び鉄筋の材料試験結果を示す。

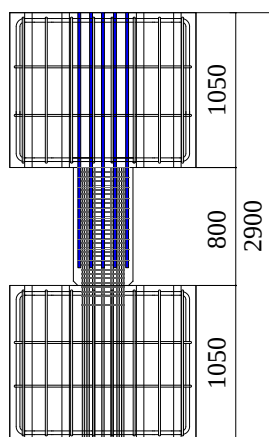


図-4 試験体全体図

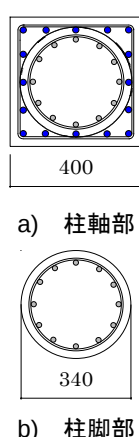


図-5 試験体断面

表-1 柱試験体概要

試験体名	No.1		No.2	
	柱軸部	柱脚部	柱軸部	柱脚部
柱軸部断面(mm*mm)	400*400	-	400*400	-
接合部断面径(mm)	-	340	-	340
外側主筋	16-D19-SD345	16-D19-SD345	16-D19-SD345	16-D19-SD345
内側主筋	12-D16-SD345	12-D16-SD345	12-D16-SD345	12-D16-SD345
外側せん断補強筋	D6-SD295@70	D6-SD295@95	D6-SD295@95	D6-SD295@95
内側せん断補強筋	D6-SD345@30	D6-SD345@30	D6-SD345@30	D6-SD345@30
引張鉄筋比P _t (%)	0.90	0.87	0.90	0.87
せん断補強筋比P _w (%)	0.23	0.70	0.17	0.70
せん断スパン比	2.0		2.0	

表-2 コンクリート材料試験結果

使用部分	養生方法	圧縮強度(N/mm ²)
下スタブ	気乾	33.9
柱・上スタブ	気乾	36.8

表-3 鉄筋材料試験結果

種別	降伏強度(N/mm ²)	引張強度(N/mm ²)	降伏歪(%)	伸び率(%)
SD295-D6	402	497	0.21	11.5
SD295-D16	400	552	0.24	13.9
SD345-D6	425	544	0.23	16.3
SD345-D19	386	549	0.20	17.5

4. 荷重方法

加力装置図を図-6 に示す。なお、軸力比の算出には、断面縮小部の危険断面の断面積を用いた。荷重方法は、一定軸力下での繰り返し荷重とし、2 基の鉛直アクチュエーター(ACT2 及び ACT3)を用いて所定の軸力を加え、水平アクチュエーター(ACT1)を用いてせん断力を加えた。ACT2 の軸力と ACT3 の軸力は等しくなるように加力した。なお、反曲点位置は、加力装置が片持ち梁形式のため変位の増大とともに変動するが、部材変形角 $R=1/50\text{rad}$ 時にせん断スパン比 2 となるよう ACT1 の取り付け位置と角度を調整している。以下では、図-6 の西側圧縮時を正加力方向とし、東側圧縮時を負加力方向とする。各試験体の加力サイクルを以下に示す。

(1) 試験体 No.1 (内柱想定)

初期軸力として、軸部断面における軸力比を 0.05 とした場合の断面縮小部の危険断面における軸力比 0.09 の軸力を与えた。以下、危険断面における軸力比を単に軸力比とする。軸力比 0.09 で試験体の回転角 $R=1/800\text{rad}$ では正負加力を 1 回ずつ行い、 $R=1/400\text{rad}$, $1/200\text{rad}$, $1/100\text{rad}$, $1/50\text{rad}$, $1/33\text{rad}$ では正負加力を 2 回ずつ繰り返し行った。これを基本サイクルとする。基本サイクル後は、軸力比を 0.18, 0.26, 0.35, 0.44 と随時増大させて $R=1/33\text{rad}$ で正負加力を 2 回ずつ繰り返し行った。

(2) 試験体 No.2 (外柱想定)

試験体 No.1 の加力サイクルと同様の基本サイクルを行った後、軸力比を 0.18, 0.26, 0.35, 0.44, 0.53, 0.70 と随時増大させて $R=1/33\text{rad}$ で正負加力を 2 回ずつ繰り返し行った。なお、外柱の軸方向力は変位とともに変動するが本実験では外柱想定の実験についても危険断面においてより厳しい境界条件である一定軸力下での加力を実施した。

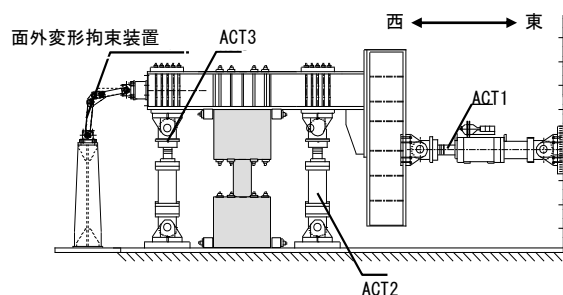


図-6 加力装置

5. 履歴性状

図-7 に各試験体の基本サイクルにおける曲げモーメント-回転角関係を、図-8 に軸力増加サイクル毎の曲げモーメント-回転角関係を示す。本実験では、載荷方法の都合上、試験体の変形に伴い柱脚部が回転し、結果として水平アクチュエーターに傾斜が生じる。このため、曲げ耐力が同一であってもせん断力は変形と共に変化する。この影響を取り除くために、履歴特性では柱脚部の曲げモーメントを用いて示している。なお、柱頂部の曲げモーメントは、柱脚部の回転に伴う水平アクチュエーターの傾斜等から反曲点位置及び実質のせん断力を算定し、危険断面への作用曲げモーメントを算出している。

いずれの試験体とも超高層建物等で大地震時の変形の一つのクライテリアとなりつつある最大層間変形角 $R=1/100\text{rad}$ の変形では安定した履歴性状を示した。

(1) 試験体 No.1 (内柱想定)

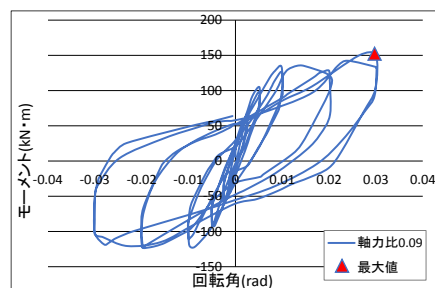
軸力比 0.09 において $R=1/100\text{rad}$ に至る過程で柱内側主筋が降伏し、 $R=1/33\text{rad}$ ピーク時に最大曲げモーメント $M_{\max} = 150\text{kN}\cdot\text{m}$ となった。軸力比が 0.09, 0.18, 0.26, 0.35, 0.44 と増大すると耐力も増大し、軸力比 0.44 において $R=1/33\text{rad}$ に至る過程で最大曲げモーメント $M_{\max} = 181\text{kN}\cdot\text{m}$ となった。履歴は軸力比 0.44 の最終サイクルにおいて安定した形状となったが、この理由としては柱脚部のテーパーにより危険断面に対する柱軸部断面による支圧効果が寄与したことが考えられる。

(2) 試験体 No.2 (外柱想定)

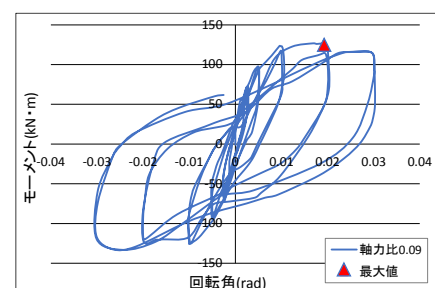
軸力比 0.09 において $R=1/100\text{rad}$ に至る過程で柱内側主筋が降伏し、 $R=1/50\text{rad}$ に至る過程で最大曲げモーメント $M_{\max} = 126\text{kN}\cdot\text{m}$ となった。軸力比が 0.09, 0.18, 0.26, 0.35, 0.44, 0.53 と増大すると耐力も増大し、安定した履歴を示した。軸力比 0.53 において $R=1/33\text{rad}$ に至る過程で最大曲げモーメント $M_{\max} = 224\text{kN}\cdot\text{m}$ となった。また、軸力比を 0.70 に増大後は、耐力の増大はなかったものの安定した履歴を示した。軸力比 0.70 における最大曲げモーメントを最大時と比較すると約 9.72% 減少しているが、これは通常の鉄筋コンクリート造にみられる高軸力による断面の応力中心間距離の減少によるものと考えられる。

6. 諸強度

理論値の計算は、半固定型柱の断面縮小部の危険断面における耐力を計算するため鈴木等による円形柱の曲げ終局強度算定式⁹⁾を用いた。半固定型柱の柱脚部におけるせん断強度は、せん断摩擦理論に基づくせん断強度¹⁰⁾¹¹⁾とダウエル鉄筋によるせん断強度¹¹⁾¹²⁾のうち最大値を採用した。柱軸部のせん断強度は、修正荒川式を用いた。なお、各試験体の理論値及び実験値を表-4 に示す。

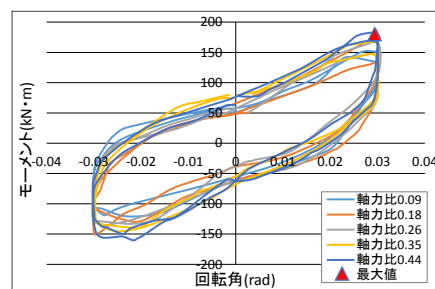


a) 試験体 No. 1

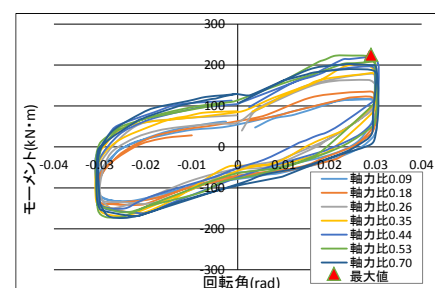


b) 試験体 No. 2

図-7 基本サイクルにおける履歴性状



a) 試験体 No. 1



b) 試験体 No. 1

図-8 軸力増大サイクルにおける履歴性状

表-4 理論値と実験値の比較

試験体名	軸力比	軸力(kN)	実験結果		終局曲げモーメント		せん断終局強度	
			$M_{\max}$ ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	$Q_{\max}$ (kN)	M_u ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	$M_{\max}/M_u$	Q_u (kN)	$Q_{\max}/Q_u$
No.1	0.09	240	151	106	107	1.41	198	0.54
	0.18	480	168	118	126	1.33	219	0.54
	0.26	720	164	124	140	1.17	240	0.52
	0.35	960	169	131	150	1.12	241	0.54
	0.44	1200	182	137	155	1.17	241	0.57
No.2	0.09	240	117	85	107	1.09	198	0.43
	0.18	480	134	98	126	1.07	219	0.45
	0.26	720	179	114	140	1.27	240	0.47
	0.35	960	203	139	150	1.35	241	0.57
	0.44	1200	215	143	155	1.38	241	0.59
	0.53	1440	224	148	155	1.44	241	0.61
	0.70	1920	203	142	142	1.43	241	0.59

7. 歪状況

図-9 に歪測定位置図を、図-10 に試験体 No.1 の正加力時に圧縮歪が大きくなる柱内側主筋(A1 主筋)及び柱外側主筋(C1 主筋)の軸力比 0.09 時における歪分布を、図-11 に軸力比変動時における $R=1/33\text{rad}$ での柱内側主筋及び柱外側主筋の歪分布をそれぞれ示す。

下スタブに定着している柱内側主筋の歪が柱外側主筋に比べて大きく、回転角が大きくなるにつれその傾向は顕著になり、変形が柱脚部に集中する傾向がみられた。また、試験体 No.2 についても同様の傾向がみられた。

8. 破壊性状

写真-1 に各試験体の基本サイクル終了時と各試験体における最大軸力比における載荷終了時のひび割れ写真を示し、図-12 に各試験体の軸力比 0.09 における $R=1/100\text{rad}$, $R=1/33\text{rad}$ 時と最大軸力比における $R=1/33\text{rad}$

時のひび割れ図及び各回転角ピーク時及び除荷時のひび割れ幅を示す。

いずれの試験体とも超高層建物等で大地震時の変形の一つのクライテリアとなりつつある最大層間変形角 $R=1/100\text{rad}$ の変形を経験後の残留ひび割れは、小さく最大でも幅 0.15mm であった。また、柱脚部に発生するひび割れ幅が大きく、柱軸部に発生するひび割れ幅は小さい傾向にあり、 $R=1/33\text{rad}$ の大変形を経験後も柱軸部の残留ひび割れは小さく最大でも幅 0.25mm であった。

写真-2 に柱脚部の破壊状況を示す。柱脚部のテーパ加工部分のかぶりコンクリートに剥離が確認されたが、これによる耐力への影響は、軸力比 0.70 の最終載荷終了までみられなかった。

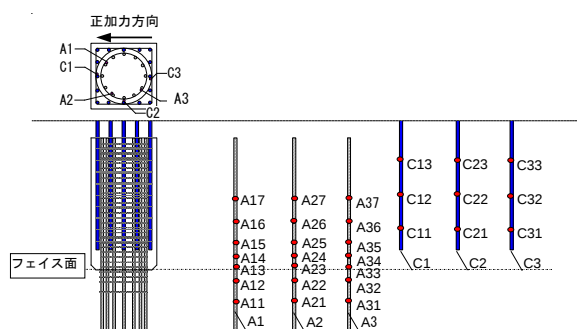


図-9 歪測定位置

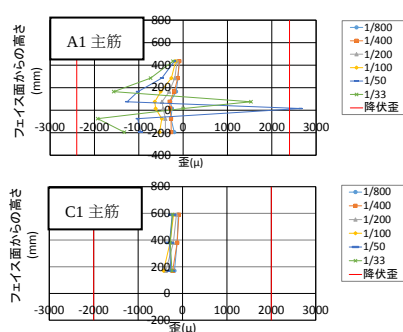


図-10 軸力比 0.09 正加力時の歪分布

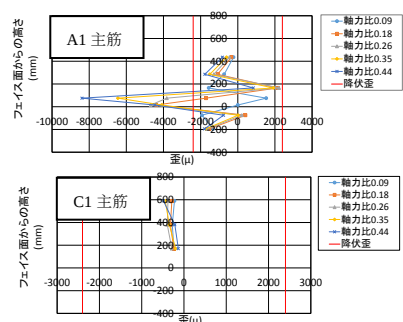


図-11 軸力変動サイクル正加力時の歪分布



試験体 No.1 軸力比 0.09



試験体 No.1 軸力比 0.44



試験体 No.2 軸力比 0.09

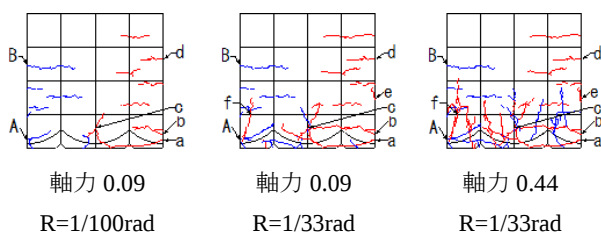


試験体 No.2 軸力比 0.70

写真-1 ひび割れ写真



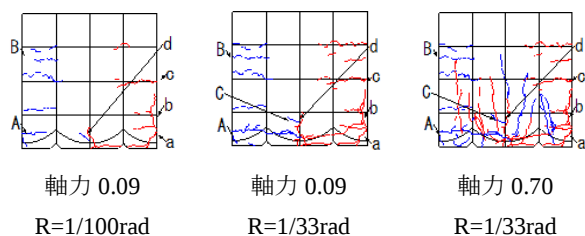
写真-2 柱脚部の破壊状況



試験体No.1		ひび割れ幅(mm)		
		軸力比0.09		
		R=1/100	R=1/33	R=1/33
正加力	a	0.40(0.05)	測定不能	測定不能
	b	0.20(0.05)	1.5(0.50)	測定不能
	c	0.05(0.05未)	0.40(0.05)	0.60(0.30)
	d	0.10(0.05未)	0.10(0.05未)	0.10(0.05未)
	e	-	0.10(0.05)	0.15(0.15)
	f	-	0.25(0.15)	測定不能
負加力	A	0.35(0.10)	2.0(0.90)	測定不能
	B	0.20(0.05)	2.0(0.95)	測定不能

※括弧内は除荷後のひび割れ幅

a) 試験体 No.1



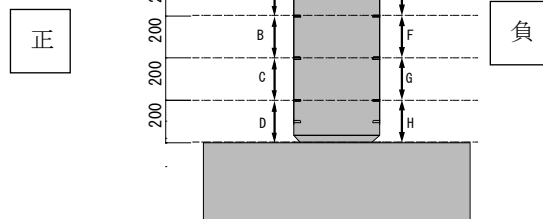
試験体No.2		ひび割れ幅(mm)		
		軸力比0.09		
		R=1/100	R=1/33	R=1/33
正加力	a	0.50(0.15)	2.0(0.75)	測定不能
	b	0.10(0.05未)	0.15(0.10)	0.45(0.25)
	c	0.10(0.05未)	0.10(0.05未)	測定不能
	d	0.05(0)	0.10(0.05)	0.85(0.20)
負加力	A	0.35(0.15)	1.9(0.35)	測定不能
	B	0.05未(0.05未)	0.05(0.05未)	0.05(0.05未)
	C	-	0.05(0)	0.05(0.05)

※括弧内は除荷後のひび割れ幅

b) 試験体 No.2

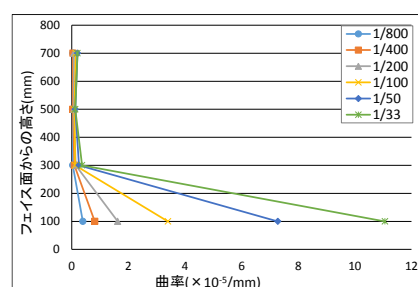
図-12 ひび割れ状況とひび割れ幅

正

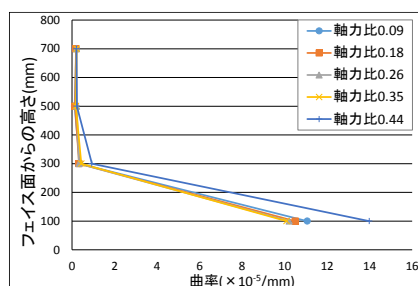


負

図-13 曲率の測定区間 (単位:mm)



a) 軸力比 0.09 における曲率分布



b) 軸力増大時における曲率分布

図-14 試験体 No.1 の曲率分布

9. 曲率分布

図-13 に曲率の測定区間を示す。また、図-14 の a) に試験体 No.1 の軸力比 0.09 で $R=1/800\text{rad}$, $1/400\text{rad}$, $1/200\text{rad}$, $1/100\text{rad}$, $1/50\text{rad}$, $1/33\text{rad}$ の正加力時における曲率分布の比較を、b) に試験体 No.1 の軸力比が 0.09, 0.18, 0.26, 0.35, 0.44 と増大した場合の正加力時における曲率分布の比較を示す。

曲率分布より、テーパ加工及び断面縮小を施した柱脚部に変形が集中する傾向にあった。また、軸力比の変動による曲率の変化はほとんどみられなかった。試験体 No.2 についてもほぼ同様の変形を示し、軸力比の変動による変化はみられなかった。なお、軸力比 0.44 における曲率分布は他の軸力比における曲率分布に比べやや大きめの値となった。これは、かぶりコンクリートが剥離したことにより柱脚部の変位計の取り付け治具が多少緩んだためであると考えられる。

10. 半固定型柱の工法に関する検討

各試験体とも危険断面における断面の縮小により、柱脚部に変形や損傷が集中し、柱軸部に発生するひび割れ幅は柱脚部と比較すると極めて小さい傾向にあった。また、柱脚部にテーパ加工を施したことにより、超高層建物等で大地震時の変形の一つのクライテリアとなりつつある最大層間変形角 $R=1/100\text{rad}$ の変形を経験した場合においても柱脚部の損傷は軽微に止まることがわかった。これらのことから、考案した損傷軽減機構を有する半固定型柱の工法は妥当であったといえる。

しかしながら、大変形時に柱脚部のテーパ部分のかぶりコンクリートに割裂破壊が生じた。これは、テーパ加工及び危険断面の縮小により柱外側主筋が柱内でカットオフされているため、コンクリートに生じた引張力に起因するものと考えられる。

11. まとめ

本論文では、損傷軽減機構を有する半固定型柱の工法の考案とその妥当性の検証及び半固定型柱の基本的な構造性状の解明を目的とし、鉄筋コンクリート造半固定型柱の構造実験を行った。実験は、鉄筋コンクリート造建物1階柱脚部に半固定型柱を使用した場合を想定した。構造実験より得られた結果を検討し、以下の結論が得られた。

- (1) いずれの試験体も高軸力下においても、同一サイクルでは耐力はほとんど低下することはなく、 $R=1/33\text{rad}$ まで安定した履歴及び良好なエネルギー吸収を示すことが確認された。
- (2) いずれの試験体も柱脚部に変形が集中する傾向にあった。また、柱脚部に危険断面が円形となるテーパを施したことで大変形時における柱脚部の圧壊による損傷を軽減できた。
- (3) いずれの試験体も超高層建物等で大地震時の変形の一つのクライテリアとなりつつある最大層間変形角 $R=1/100\text{rad}$ の変形を経験後も、柱脚部及び柱軸部ともに発生した残留ひび割れは小さく、最大でも幅 0.15mm であった。
- (4) いずれの試験体も $R=1/33\text{rad}$ の大変形時にテーパ部分のかぶりコンクリートに割裂破壊が生じた。また高軸力下では、この割裂破壊に誘引されテーパ部分のかぶりコンクリートに剥落が生じたが、その範囲は限定的であった。
- (5) テーパ部分に割裂破壊が生じた原因は、テーパ加工及び危険断面の縮小により柱外側主筋が柱内でカットオフされているため、コンクリートに生じた引張力に起因するものと考えられる。テーパの曲率の増大、柱内側主筋の付着除去やテーパの曲率に合わせた主筋の加工といった改良が必要であると考えられる。

以上のように、高軸力下においてテーパ部分におけるかぶりコンクリートの割裂破壊及び剥落は生じるものの、損傷は限定的であり、考案した損傷軽減機構を有する半固定型柱の工法は妥当であったといえる。

謝辞

本研究は、独立行政法人日本学術振興会科学研究費補助金（基盤研究[B]）（代表 平石久廣 明治大学教授）により行った。

参考文献

- 1) 平石久廣，西尾浩平，山田宗徳，斉藤亮平，高木仁之，越路正人：降伏機構分離型鉄筋コンクリート造の開発(梁の耐震実験)，日本建築学会構造系論文集，第 580 号，pp99-104，2004.6
- 2) 勅使川原正臣，平石久廣，都祭弘幸，野口和也，飯島康仁：降伏機構分離型鉄筋コンクリート造耐震壁の基本耐震性能，日本建築学会構造系論文集，第 539 号，pp137-143，2005.7
- 3) 平石久廣，武争也，南谷知輝，平岡太一：降伏機構分離型鉄筋コンクリート造杭の開発，コンクリート工学論文集，Vol.20，No.3，pp.59-66，2009.9
- 4) 平石久廣，南谷知輝，平岡太一，藤原章弘：杭頭に接合部を設けた降伏機構分離型鉄筋コンクリート造杭の開発，コンクリート工学論文集，Vol.22，No.1，pp.23-31，2011.1
- 5) 平石久廣：損傷軽減機構を有する鉄筋コンクリート造，コンクリート工学 vol.46，No.3，pp3-9，2008.3
- 6) 平石久廣，仇遠，阿部優紀：高さ方向に様な変形モードを形成する建築構造に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 680 号，pp865-873，2013.4
- 7) 積山悠，平石久廣，仇遠，杉田裕行，須田あゆみ，川村昌弘：半固定型柱を用いた変形一様化構造システムの設計に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)，2014.9
- 8) (財)日本建築防災協会：構造設計・部材断面事例集，2007
- 9) 鈴木計夫，中塚佑，中田浩之：鉄筋コンクリート造円形柱の曲げ終局強度算定式，日本建築学会構造系論文報告集，第 424 号，pp23-34，1991.6
- 10) A.H.Mattock: Shear Friction and High-Strength Concrete, ACI Structural Journal, pp.50-59, 2001. 1
- 11) 小林勝巳，高森直樹，福島泰之，大西靖和，寺岡勝：杭頭半剛接合法を用いた場所打ちコンクリート杭のせん断耐力，構造工学論文集，Vol. 48B，pp.311-319，2002
- 12) 日本建築学会：現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計施工指針（案）・同解説，2002