論文　優れた損傷軽減機構を有する鉄筋コンクリート造柱の開発研究

小菅　真緒[*1]・平石　久廣[*2]・加賀　朱音[*3]

要旨：本論文は，損傷軽減機構を有するとともに優れたエネルギー吸収を発揮する鉄筋コンクリート造柱の開発を目標とする。具体的には，損傷軽減のため半固定型柱とした既往の研究[1)]にテーパー形状，配筋等に改良を加え，更に外柱等も対象として検討を行なったものである。実験結果より，提案した半固定型柱は想定した変形角まで有意な損傷は生じず安定したエネルギー吸収を示した。本研究の成果をもって従来進めてきた梁[2)]，耐震壁[3)]，杭[4)5)]の開発と併せ損傷軽減機構を有する鉄筋コンクリート造高耐震構造システムの構築の完成を得たといえる。

キーワード：損傷軽減，鉄筋コンクリート造柱，テーパー，付着除去

1. はじめに

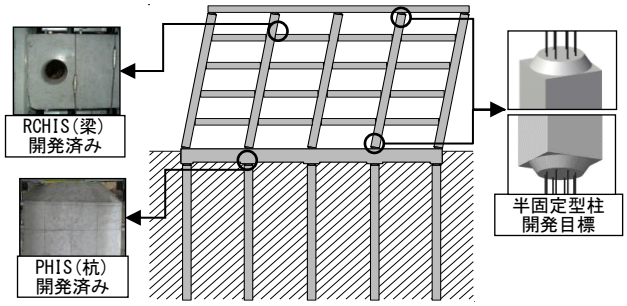
近年，建築物の設計においては大地震時に対しても一定の建物継続使用性や損傷軽減が要求されるようになり，制振構造や免震構造等の構造システムが普及しつつある。しかし，これらには建設コストの上昇や計画上の制約といった問題が伴う場合も少なくない。

そこで，平石等は損傷軽減機構を有するとともにコスト性能に優れかつ計画上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**）の開発研究を行っている。[6)]既に降伏機構分離型を有する梁[2)]，耐震壁[3)]，杭[4) 5)]の開発を終えており，半固定型とした損傷軽減機構を有する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。

一方，積山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および最下層柱脚に用いることによる変形一様化を提案しており，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，高層建物において立証している。[7)8)]

このような背景から，鉄筋コンクリート造半固定型柱の構造実験による開発研究が行われた。[1)]結果として，半固定型柱は変形角 R=1/100rad 程度まではほとんど損傷もなく良好なエネルギー吸収を示したものの，変形角 R=1/50rad では柱脚部コンクリート部分に割裂破壊および割裂破壊に伴う剥落が生じた。

以上より，本研究では柱脚部かぶりコンクリートの割裂破壊の改善を図るとともに，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とした鉄筋コンクリート造柱の開発，並びに合理的な復元力モデルの作成を目的とし，工法の考案とその構造実験を行った。実験結果より，考案した鉄筋コンクリート造半固定型柱の工法の妥当性の検討およびその基本的性状を解明する。



図－1　損傷軽減機構を有する変形一様化構造システム

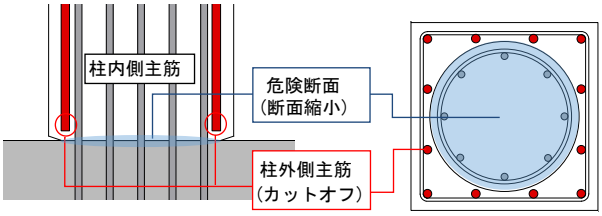
2. 工法概要

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。なお，試験体柱頭部も柱脚部同様にテーパー状に加工し，逆対称



図－2　断面縮小概念図

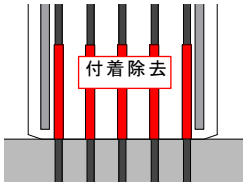
*1 明治大学大学院博士課程前期 (学生会員)
*2 明治大学　理工学部　教授・博士(工学)　(正会員)
*3 明治大学大学院博士前期課程

加力装置により載荷を行った。テーパー形状については，既往の研究 [1]ではテーパー角度を 45° と定めたことで，柱脚部のコンクリートに大きな無筋部分が生じ，これが割裂破壊および剥離を引き起こす一因となった。このため，本研究においては想定した変形角を許容しうる最大角度約 11° のテーパーを設けた。

2.3 付着除去

図－4 に付着除去概念図を示す。鉄筋の塑性化によるエネルギー吸収と曲げ戻し効果による柱端部のひび割れ軽減を目的とし柱端部 150mm を付着除去区間とし，鉄筋にビニールテープを平滑に巻き付着を除去した。

図－3　テーパー概念図



図－4　付着除去概念図

3. 試験体概要

図－5 に試験体全体図，**図－6** 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 [9]14 階モデルを参照し，1 階の内柱および外柱の柱脚部を想定した 3 体を計画し，実大の 1/2 スケールとした。

共通因子は，試験体高さ 1400mm，柱軸部の断面せいおよび断面幅 350mm，接合部径 300mm，上下スタブ高さ 720mm である。いずれの試験体も断面縮小およびテーパー加工を施している。以下に各試験体特徴を記す。なお，試験体は縦打ちとして，スタブ部分を打設し，テーパー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。

a)　試験体 No.1【内柱モデル】

柱外側せん断補強筋間隔を 50mm，柱内側せん断補強筋間隔を 23mm とした。

b)　試験体 No.2【付着除去モデル】

柱外側せん断補強筋間隔を 50mm，柱内側せん断補強筋間隔を 23mm とした。柱内側主筋において柱端部 150mm を付着除去区間とした。

c)　試験体 No.3【外柱モデル】

柱外側せん断補強筋間隔を 40mm，柱内側せん断補強筋間隔を 23mm とした。

表－2, **表－3** に試験体に使用したコンクリートおよび鉄筋の材料強度を示す。

4. 載荷方法

加力装置を**図－7** に示す。実験は逆対称加力装置を用いて部材角制御で行った。

表－1　試験体概要

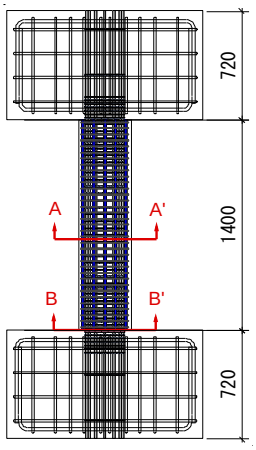
試験体名	No.1		No.2		No.3	
	柱軸部	断面縮小部	柱軸部	断面縮小部	柱軸部	断面縮小部
試験体高さ(mm)	1400		1400		1400	
断面寸法(mm)	350	径:300	350	径:300	350	径:300
付着除去区間(mm)	–		150		–	
コンクリート強度(N/mm²) *断面縮小部は支圧効果考慮	33.2	38.9	32.8	38.3	34.8	40.5
柱外側主筋	16-D16SD295		16-D16SD295		16-D16SD295	
柱内側主筋	12-D13SD295		12-D13SD295		12-D13SD295	
柱外側せん断補強筋	D6SD345@50		D6SD345@50		D6SD345@40	
柱内側せん断補強筋	D6SD345@23		D6SD345@23		D6SD345@23	

表－2 コンクリート材料試験結果

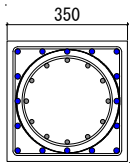
試験体	使用部分	養生方法	圧縮強度 (N/mm²)	ヤング率 (×10⁴N/mm²)
No.1	柱部材	気乾	33.2	2.84
No.2			32.8	3.40
No.3			34.8	3.01

表－3 鉄筋材料試験結果

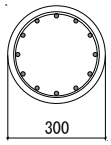
試験体	降伏強度 (N/mm²)	終局強度 (N/mm²)	ヤング係数 (×10⁵N/mm²)	降伏歪 (%)	伸び率 (%)
SD345-D6	400	438	2.04	0.19	12.6
SD295-D13	317	468	2.18	0.15	17.5
SD295-D16	328	494	2.00	0.16	17.7



図－5　試験体全体図



(a) 柱軸部断面



(b) 接合部断面

図－6 試験体断面図

載荷方法は，内柱想定の試験体 No.1，No.2 については一定軸力下，外柱想定の試験体 No.3 については変動軸力下での正負繰り返し載荷とし，鉛直ジャッキで所定の軸力を与え水平ジャッキを用いてせん断力を与えた。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。以下，危険断面部における軸力比を単に軸力比と表し，圧縮軸力を正，引張軸力を負として示す。各試験体加力サイクルを以下に示す。

a)　試験体 No.1【内柱モデル】

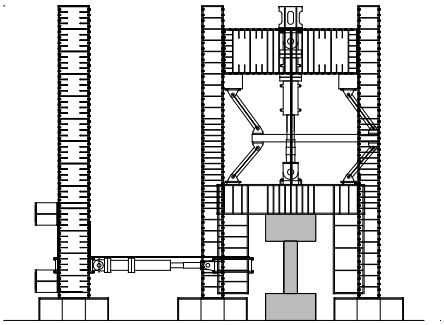
初期軸力として軸力比 0.05 の軸力を与え，試験体の変形角を R=1/800rad で正負加力を 1 回ずつ行い，R=1/400rad，1/200rad，1/100rad，1/50rad では正負加力を 2 回ずつ繰り返し行った。これを基本サイクルとする。基本サイクル後は，軸力比を 0.20，0.30，0.40，0.50 と随時増大させ R=1/50rad で正負加力を 2 回ずつ行った。

b)　試験体 No.2【付着除去モデル】

試験体 No.1 同様，軸力比 0.05 において基本サイクルを行った後，軸力比を 0.20，0.30，0.40，0.50 と随時増大させ R=1/50rad で正負加力を 2 回ずつ行った。

c)　試験体 No.3【外柱モデル】

外柱を想定した試験体 No.3 は変動軸力下において加力を行った。正加力時の軸力比を 0.05，負加力時の軸力比を-0.13 として基本サイクルを行った後，正加力時の軸力比のみを 0.20，0.40，0.50，0.60，0.68 と随時増大させ，R=1/50rad で正負加力を 2 回ずつ行った。



図－7 加力装置

5. 履歴性状

図－8 に各試験体の基本サイクルにおける曲げモーメント-変形角関係を，**図－9** に軸力増加サイクル毎の曲げモーメント-変形角関係を示す。

a)　試験体 No.1【内柱モデル】

軸力比 0.05 において R=1/200rad に至る過程で柱内側主筋が早期に降伏し，R=1/50rad ピーク時に最大曲げモーメント Mmax=80.1kN・m となった。軸力比が 0.05，0.20，0.30，0.40，0.50 と増大すると耐力も増大し，軸力比 0.50 における R=1/50rad ピーク時において最大曲げモーメント Mmax=178.1kN・m となった。履歴は軸力比 0.50 の最終サイクルにおいても安定した形状となったが，この理由としては，危険断面よりテーパー部および軸部の断面が大きいことに伴う支圧効果によるコンクリートの実質的な強度の上昇が寄与したことが考えられる。

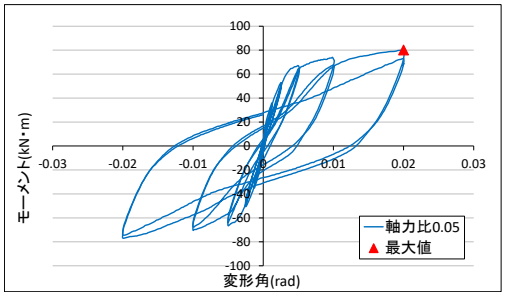
b)　試験体 No.2【付着除去モデル】

軸力比 0.05 において R=1/200rad に至る過程で柱内側主筋が早期に降伏し，R=1/50rad ピーク時に最大曲げモーメント Mmax=74.2kN・m となった。軸力比が 0.05，0.20，0.30，0.40，0.50 と増大すると耐力も増大し，軸力比 0.50 における R=1/50rad ピーク時において最大曲げモーメント Mmax=173.5kN・m となった。履歴は軸力比 0.50 の最終サイクルにおいても安定した形状となった。なお，試験体 No.1 と比較すると同変形角における耐力が小さい傾向にあるが，この一因に柱内側主筋の付着除去による，危険断面部における主筋歪の遅れ [10]が考えられる。

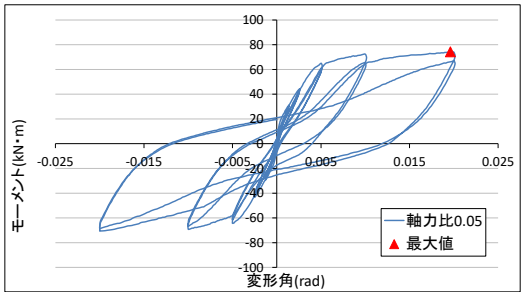
c)　試験体 No.3【外柱モデル】

軸力比 0.05 において R=1/200rad に至る過程で柱内側主筋が早期に降伏し，R=1/50rad ピーク時に最大曲げモーメント Mmax=74.1kN・m となった。軸力比が 0.05，0.20，0.40，0.50，0.60，0.68 と増大すると耐力も増大し，軸力比 0.68 における R=1/50rad ピーク時において最大曲げモーメント Mmax=197.0kN・m となった。履歴は変動軸力下においても安定した形状となった。

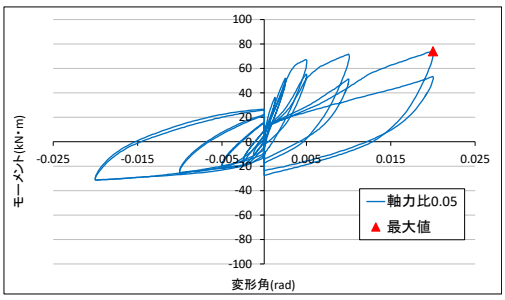
また，基本サイクルにおける引張軸力経験後の 2 サイクル目において耐力低下が確認された。この一因として，変動軸力下において引張軸力が圧縮軸力よりも大きい場合，引張軸力経験後の 2 サイクル目において，圧縮負担側の剛性が鉄筋によるもののみとなることが考えられ，その結果，基本サイクルにおける 2 サイクル目において，耐力低下が発生したと考えられる。なお，圧縮軸力比が 0.20 以降のサイクルにおいては上述の繰り返し時の耐力低下は確認されなかった。



(a) 試験体 No.1

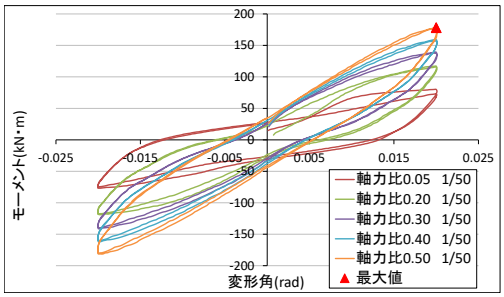


(b) 試験体 No.2

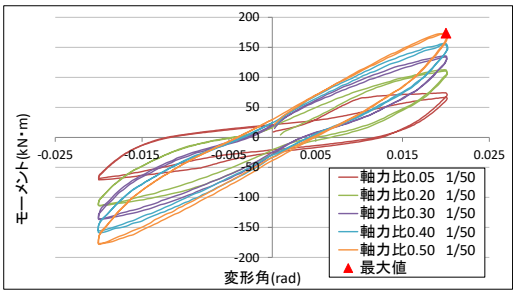


(c) 試験体 No.3

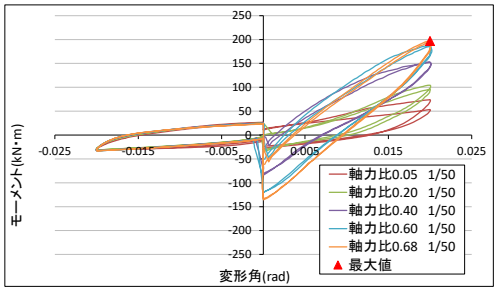
図－8 基本サイクルにおける M-θ 関係



(a) 試験体 No.1



(b) 試験体 No.2



(c) 試験体 No.3

図－9 軸力増大サイクルにおける M-θ 関係

6 .諸強度

表－4 に各試験体の断面縮小部曲げ終局モーメントおよび柱軸部せん断終局強度の実験値と理論値の比較を示す。理論値の計算については，断面縮小部の円形断面積を断面積の等しくかぶり厚の等しい正方形断面積に置換し，主筋の断面積および全主筋本数をそれぞれ等しくかつ各辺の主筋本数が同一となるように置き換えて，一辺に配置された主筋本数を引張鉄筋として理論値を算定した。なお，一辺の主筋本数は「(全主筋本数/4) +1」とした。曲げ終局モーメント Mu は略算式 [11]により算定した。

半固定型柱の柱軸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 [12) 13)]とダウエル鉄筋によるせん断強度 [13) 14)]のうち最大値を採用した。また，柱軸部のせん断強度は修正荒川式を用いた。変動軸力で高軸力の場合を除けば，実験値は理論値を概ね 1～2 割程度上回る値となった。

表－4 実験値と理論値の比較

試験体名	軸力比	軸力(kN)	実験値		終局曲げモーメント		せん断終局強度	
			M_{max} (kN・m)	Q_{max} (kN)	M_u (kN・m)	M_{max}/M_u	Q_u (kN)	Q_{max}/Q_u
No.1	0.05	137	80.1	114	62.0	1.29	186	0.62
	0.20	548	116	165	103	1.12	213	0.78
	0.30	822	139	199	121	1.15	231	0.86
	0.40	1096	159	227	132	1.20	248	0.91
	0.50	1370	178	254	136	1.31	266	0.96
No.2	0.05	135	74.2	106	61.8	1.20	185	0.57
	0.20	541	110	158	102	1.08	211	0.75
	0.30	812	136	194	120	1.13	229	0.85
	0.40	1082	156	223	131	1.19	247	0.90
	0.50	1353	174	248	135	1.29	264	0.94
No.3	0.05	143	74.1	106	62.8	1.18	198	0.53
	0.20	573	104	149	106	0.99	226	0.66
	0.40	1146	152	218	136	1.12	263	0.83
	0.60	1719	187	267	136	1.37	300	0.89
	0.68	1948	197	281	128	1.54	300	0.94

7. 破壊性状

図－10 に各試験体の基本サイクル終了時と最終加力サイクル終了時のひび割れ図およびピーク時および除荷時のひび割れ幅を，**写真－1** に各試験体の最終加力サイクル終了時の柱脚部ひび割れ写真を示す。

a) 試験体 No.1【内柱モデル】

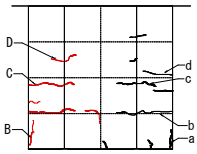
軸力比 0.05 における R=1/200rad サイクルで正加力時および負加力時ともに引張側柱脚部において最初の曲げひび割れが発生した。変形角の増大につれてひび割れの発生数は増加したが，ひび割れ幅はいずれも 0.05mm 未満であり，その幅はほとんど増大しなかった。また，R=1/100rad サイクルで正加力時および負加力時ともに引張側柱脚部において柱外側主筋の配筋位置に沿った縦ひび割れが発生し，軸力の増大とともにその幅は徐々に増大した。これは加力時に外側主筋に作用した引張力に起因するものと考えられる。なお，このひび割れの最終サイクル終了後の幅は最大で 0.20mm に留まった。

軸力比 0.50 サイクルにおいて正面柱脚部に柱外側主筋に沿った縦ひび割れが発生したが，これらはいずれも幅 0.05mm 以下と極めて軽微であった。

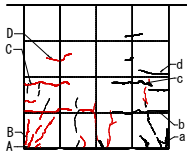
b) 試験体 No.2【付着除去モデル】

軸力比 0.30 サイクルに至るまで目視によるひび割れの発生は一切確認されなかった。これは柱端部に施した付着除去による曲げ戻し効果により端部の損傷が軽減されたものと考えられる [15)]。

軸力比 0.30 における R=-1/50rad において圧縮側柱脚部に柱外側主筋の配筋位置に沿った位置に最大で幅 0.05mm の縦ひび割れが発生し，軸力比 0.40 サイクルにおいてそのひび割れ幅は最大で 0.10mm に増大した。軸力比 0.40 における R=1/50rad において同様の縦ひび割れが圧縮側柱脚部に発生した。軸力比 0.50 サイクルにおいて正面柱脚部に柱外側主筋に沿った縦ひび割れが発生したが，その幅は最大で 0.05mm と損傷は軽微であった。また，軸力比 0.40 サイクルで東面柱脚部に発生した縦ひび割れの幅は最大 0.65mm にまで増大したが，これによる柱の構造性能への影響は確認されなかった。



軸力比 0.05

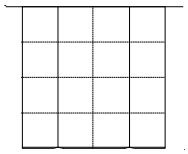


軸力比 0.50

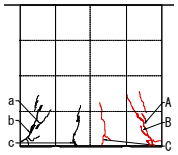
試験体No.1		ひび割れ幅(mm) 軸力比0.05 R=1/50rad	ひび割れ幅(mm) 軸力比0.50 R=1/50rad
正加力	a	0.05 (0.05未満)	0.20 (0.20)
	b	0.05未満 (0.05未満)	0.35 (0.30)
	c	0.05未満 (0.05未満)	0.05未満 (0.05未満)
	d	0.05未満 (0.05未満)	0.05未満 (0.05未満)
負加力	A	–	0.10 (0.10)
	B	0.05 (0.05未満)	0.15 (0.15)
	C	0.05未満 (0.05未満)	0.05未満 (0.05未満)
	D	0.05未満 (0.05未満)	0.06未満 (0.06未満)

*括弧内は除荷後の

ひび割れ幅



軸力比 0.05

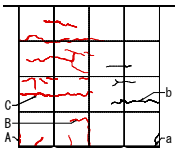


軸力比 0.50

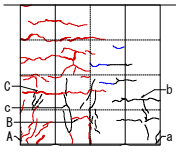
試験体No.2		ひび割れ幅(mm) 軸力比0.05 R=1/50rad	ひび割れ幅(mm) 軸力比0.50 R=1/50rad
正加力	a	ひび割れなし	0.05未満 (0.05未満)
	b		0.65 (0.60)
	c		0.10 (0.05未満)
負加力	A	ひび割れなし	0.10 (0.05)
	B		0.15 (0.05)
	C		0.05 (0.05未満)

*括弧内は除荷後の

ひび割れ幅



軸力比 0.05



軸力比 0.50

試験体No.3		ひび割れ幅(mm) 軸力比0.05 R=1/50rad	ひび割れ幅(mm) 軸力比0.68 R=1/50rad
正加力	a	0.05未満 (0.05未満)	0.05 (0.05)
	b	0.05未満 (0.05未満)	0.05 (0.05)
	c	–	0.10 (0.05)
負加力	A	0.05未満 (0.05未満)	0.35 (0.30)
	B	0.05未満 (0.05未満)	0.10 (0.10)
	C	0.05未満 (0.05未満)	0.05未満 (0.05未満)

*括弧内は除荷後の

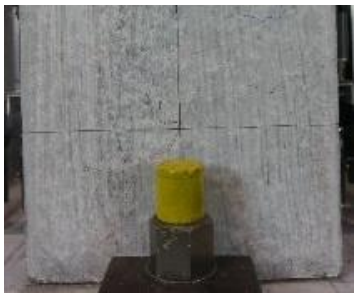
ひび割れ幅

(a) 試験体 No.1　　(b) 試験体 No.2　　(c) 試験体 No.3

図－10　各試験体の基本サイクルおよび最終サイクル終了時のひび割れ状況

(a) 試験体 No.1

(b) 試験体 No.2



(c) 試験体 No.3

写真－1　最終加力サイクル終了後のひび割れ写真

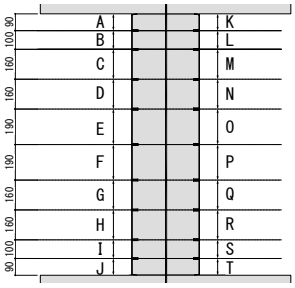
c)　試験体 No.3【外柱モデル】

軸力比 0.05 サイクルにおける引張軸力下の R=-1/800rad 加力時に微細なひび割れが確認された。この微細なひび割れは幅 0.05mm 未満であり，その残留ひび割れは R=1/200rad サイクルに至るまでは目視で確認できなかった。これは，軸力比 0.05 における R=1/800rad 加力の際に通常目視では確認できないほど極めて微細なひび割れが発生し，このひび割れが引張軸力入力時に顕になったものであると考えられる。軸力比 0.05 における R=-1/400rad で引張側柱脚部に曲げひび割れが発生し，軸力比 0.05 における R=1/200rad で引張側柱脚部に柱外側主筋の配筋位置に沿ったひび割れが発生した。基本サイクルにおいて変形角の増大につれてひび割れ数は増加したが，その幅はいずれも 0.05mm 未満であった。

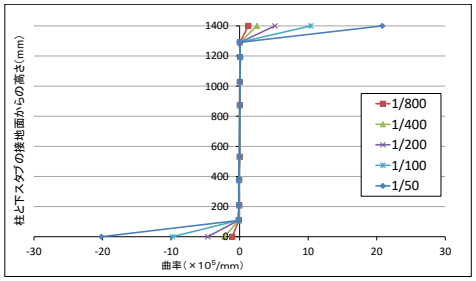
また，軸力増大サイクルにおいて軸力比 0.68 サイクルに至るまでひび割れ発生数は増大したが，その幅は最大 0.10mm と軽微であった。軸力比 0.68 サイクルにおいて引張側柱脚部のひび割れ幅が増大し最大 0.35mm となったが柱の構造性能への影響はみられなかった。

8. 曲率分布

図－11 に試験体鉛直方向の変位の測定区間を示す。曲率は測定した左右の鉛直変位より求めた。**図－12** に試験体 No.1 の基本サイクル正加力時における曲率分布の比較を示す。曲率分布より，考案した工法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, No.3 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



図－11 試験体鉛直方向の変位測定区間



図－12　基本サイクル時の曲率分布

9. まとめ

本研究では，半固定型柱の工法の考案および改善とその妥当性の検証，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。実験結果を検討し，以下の結論が得られた。

(1) 内柱を想定した試験体は，高軸力下おいて軸力の増大とともに耐力も増大し，軸力比 0.50 における R=1/50rad まで安定した履歴および良好なエネルギー吸収を示した。

(2) いずれの試験体も R=1/50rad を最大変形角とする基本サイクルを経験後も，柱脚部および柱軸部に発生したひび割れは小さく幅 0.05mm 未満であった。

(3) 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ー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。

(4) テーパー角度を小さくし柱脚部かぶりコンクリートの領域を減少させたことで，軸力を増大させ R=1/50rad の大変形を繰り返し経験後も，既往の研究 [1]にみられた柱脚部の割裂破壊および剥離は発生せず，破壊性状の大幅な改善が確認された。

(5) 付着除去を施した試験体は軸力比 0.20 における R=1/50rad 経験後も目視できる損傷は確認されなかった。加えて，軸力比 0.30 以降のサイクルについても付着除去を施していない試験体に比べひび割れの発生が少なく，優れた損傷軽減効果が確認された。

(6) 外柱を想定した試験体は，変動軸力下において圧縮軸力の増大とともに耐力も増大し，軸力比 0.68 における R=1/50rad まで安定した履歴および良好なエネルギー吸収を示した。加えて，発生したひび割れのほとんどは幅 0.05mm 以下と損傷は軽微であり，外柱を想定した場合においても半固定型柱の優れた構造性能が確認された。

以上のように，内柱および外柱を想定した半固定型柱は安定した履歴および優れたエネルギー吸収を示し優れた構造性能を有することが確認された。また，大変形を繰り返し経験後も柱軸部および柱脚部の損傷は軽微であり本工法は妥当であったといえる。

謝辞

実験にあたり五洋建設(株)の関係者様にご協力賜りました。深く感謝の意を表します。また，本研究の一部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)により行いました。

参考文献

1) 小菅真緒，平石久廣，劉詩琦：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，コンクリート工学年次論文集 Vol.38，No.2，pp145-150，2016

2) 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

3) 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

4) 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

5) 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

6) 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

7) 平石久廣，仇遠，阿部優紀：高さ方向に一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

8) 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

9) (財)日本建築防災協会：構造設計・部材断面事例集，2007

10) 寺田篤弘，鈴木学，平石久廣：部材端及び固定部の一部で付着を切った RC 柱の弾塑性性状に関する研究その 2 考察，日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)，2003.9

11) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能，1990.10

12) A.H.Mattock : Shear Friction and High-Strength Concrete, ACI Structural Journal，pp.50－59，2001.1

13) 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

14) 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

15) 寺田篤弘，平石久廣，岡功治：部材端及び固定部の一部で付着を切った RC 柱の弾塑性性状に関する研究，コンクリート工学年次論文集 Vol.26，No.2，pp.277-282，2004.