

# 論文 高軸力または低軸力を受ける鉄筋コンクリート造柱の残留変形抑制に関する加力実験

河邊 亮介<sup>\*1</sup>・塩屋 晋一<sup>\*2</sup>・川添 敦也<sup>\*3</sup>・堤 章<sup>\*4</sup>

**要旨：**鉄筋コンクリート造建物を対象に大地震時に大変形を経験しても、構造体の損傷を軽微に留め、残留変形角を使用上問題にならない程度に抑制する技術の開発を目指している。1階の柱で、高軸力になり曲げ圧縮域で圧縮破壊が生じて復元性が劣化する柱と、低軸力で復元性が劣る柱を対象にして、それらの復元性の改良方法を提案している。高軸力の柱では柱脚の曲げ圧縮域に圧縮にだけ抵抗する圧縮抵抗筋を配筋して、柱の復元性を改善できることが明らかになった。また低軸力の柱では、柱脚の柱断面の中央に引張にだけ抵抗するアンボンドのPC棒鋼を配筋し、柱の復元性を極めて大きく改善できることが明らかになった。

**キーワード：**鉄筋コンクリート、柱、残留変形、残存振動、圧縮抵抗筋

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート造建物の耐震構造では大地震後の残留変形が問題になる。塩屋ら<sup>1)</sup>は、その残留変形を抑制する設計方法の開発を行っている。柱脚を曲げ降伏させる最下層の柱については、柱の軸力と最大応答変形後の建物の振動（以後、残存振動）により残留変形が抑制されることを明らかにしている。そこでは、柱の軸力の効果を表す指標として復元モーメント比 $\gamma$ を提案している。その $\gamma$ が0.6以上であれば最大変形角が1/50rad.を経験しても、残留変形角を、視覚的に許容できる変形角1/400rad.より小さくできることを明らかにしている。

しかし、中層建物のラーメン架構の外柱では大地震時の水平力に伴う変動軸力により高軸力が生じ、曲げ縁で圧縮破壊が生じて残留変形の抑制が困難になる。また、低層建物の柱では軸力が小さく、復元モーメント比 $\gamma$ が0.6より小さくなり残留変形の抑制が困難になる。

本研究では、これらの柱の残留変形を抑制する方法を考案して加力実験による検証を行った。

本論文では、高軸力の柱と低軸力の柱に対する改良方法と検証実験および実験結果と考察を述べる。

## 2. 復元モーメント比と残存振動および残留変形抑制法

### 2.1 復元モーメント比

柱脚が曲げ降伏する1階の柱では長期荷重により鉛直のプレストレスが存在する。図-1(b)に示すように長期

荷重の軸力Nによるモーメント $M_n$ (以後、復元モーメント)が、引張降伏して塑性伸びを生じた主筋の圧縮抵抗力により、塑性回転角を残留させようとする降伏モーメント成分 $sM_y$ を上回ると、塑性回転は急激に減少する。

本研究では、 $sM_y$ に対する $M_n$ の比( $M_n/sM_y$ )を復元モーメント比 $\gamma$ と定義している<sup>1)</sup>。

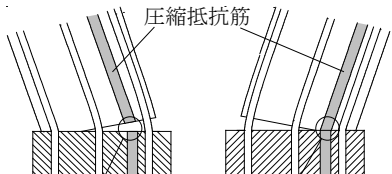
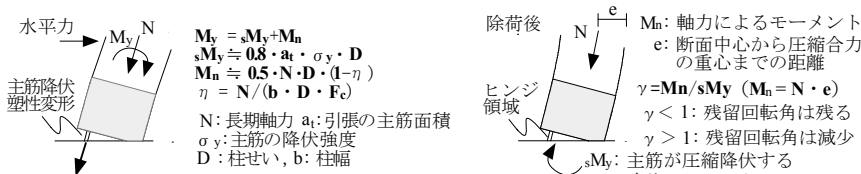
### 2.2 残存振動

最大応答後の建物の残存振動は、その後に残存する地動(以後、残存地動)と自由振動の成分からなる。

井上ら<sup>2)</sup>は鋼構造建物を対象に残存地動を無視し、自由振動だけを考慮して減衰エネルギーと塑性エネルギーにより振動が減衰するのとして評価される残留変形は、残留変形を抑制する目的であれば安全側の推定値になるとしている。残存地動を無視して自由振動だけを考慮する準静的加力は、有効な方法になる。本実験ではこれを利用する。

### 2.3 高軸力の柱の残留変形を抑制する方法

曲げ圧縮域のコンクリートの圧縮力を軽減するために圧縮抵抗筋を曲げ圧縮域に配筋する。水平力に伴う外柱の高軸力を対象にするため、高軸力時に曲げ圧縮域になる領域に配筋する。圧縮抵抗筋は図-2のように圧縮にだけ抵抗して、引張力が作用すると柱脚の危険断面位置の接合面で離れる。その接合は軽微な圧接で接合する。圧縮抵抗鉄筋には降伏ひずみがコンクリートの圧縮破壊ひずみより大きい高強度鉄筋を使用する。高強度鉄筋



\*1 鹿児島大学大学院 理工学研究科建築学専攻 (学生会員)  
 \*2 鹿児島大学大学院 理工学研究科教授 博士(工学) (正会員)  
 \*3 鹿児島大学大学院 理工学研究科物質生産科学専攻 工学修士(学生会員)  
 \*4 株式会社竹中工務店 元鹿児島大学大学院 理工学研究科建築学専攻 大学院生

(D16) の圧接時間と引張強度の結果を図-3に示す。

今回は圧接時間が10.5秒のもので、接合面が離れる応力度が59.4N/mm<sup>2</sup>の圧接を用いた。写真-1にその圧接の接合部と、引張試験後の接合面を示す。圧接部のコブはほとんど大きくなり、分離後の接合面の平面性もほとんど崩れなかった。

## 2.4 低軸力の柱の残留変形を抑制する方法

柱脚側の柱断面中央にアンボンド処理を行ったPC鋼棒を配筋する。それを大変形域まで弾性抵抗させて、柱脚が曲げ降伏後、二次剛性を発揮させる。塩屋ら<sup>3)</sup>は梁の上端筋を高強度鉄筋にして下端筋の普通鉄筋が曲げ降伏した後、二次剛性を発揮させることにより残留変形を抑制することを提案している。

## 3. 実験概要

### 3.1 試験体

図-4に試験体の形状と寸法を示す。図中の曲げ補

強筋は、柱頭と柱脚のひび割れ防止を目的として配筋している。高軸力の柱は圧縮抵抗筋を配筋した試験体(No.1-H)と、配筋しない試験体(No.1-N)の2体とした。低軸力の柱はアンボンド処理されたPC鋼棒を断面内に配筋した試験体(No.2-PC)の1体とした。試験体の縮尺は1/4とした。いずれの試験体とも柱脚のヒンジ領域に平石ら<sup>4)</sup>が提案している損傷抑制方法を採用した。平石ら<sup>4)</sup>はひび割れを防ぐ方法として、ヒンジ領域内の一定の区間の主筋の付着をなくし、ヒンジ領域の曲げひび割れを防止するための補強筋を設ける方法を提案している。アンボンド長さは柱成の半分とし、処理方法は鉄筋表面に蠟を薄く塗り、その上にポリエステルフィルム0.1mmを1周巻いた。

高軸力の柱の圧縮抵抗筋は2.3節で述べたものを用いた。軸力は変動軸力としており、高軸力時に曲げ圧縮域になる領域に配筋した。

低軸力の柱におけるPC鋼棒はφ11を4本配筋し、VM

表-1 使用材料の力学的特性

コンクリート	No.1-N	$E_c(\times 10^4)$	$\sigma_B$	$c \epsilon_B(\%)$	
			2.86	41.2	0.24
鉄筋	No.1-H	$E_s(\times 10^5)$	$\sigma_y$	$\sigma_p$	$\sigma_u$
	No.2-PC	2.97	45.4	0.26	
種類	D10	1.81	349	-	500
	D13(No.1-N)	1.75	336	-	503
	D13(No.1-H)	1.79	344	-	496
	D16(H)	1.79	943	602	1090
	PC鋼棒	2.00	1052	-	1115

$E_c$ : コンクリートのヤング係数,  $\sigma_B$ : 圧縮強度,  $c \epsilon_B$ : 圧縮強度のひずみ  
 $E_s$ : 鉄筋のヤング係数,  $\sigma_y$ : 降伏強度,  $\sigma_p$ : 比例限界,  $\sigma_u$ : 破断強度



写真-1 圧接の接合部と引張試験後の接合面

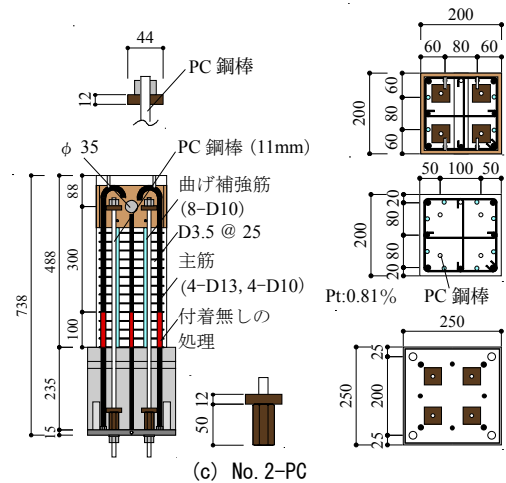
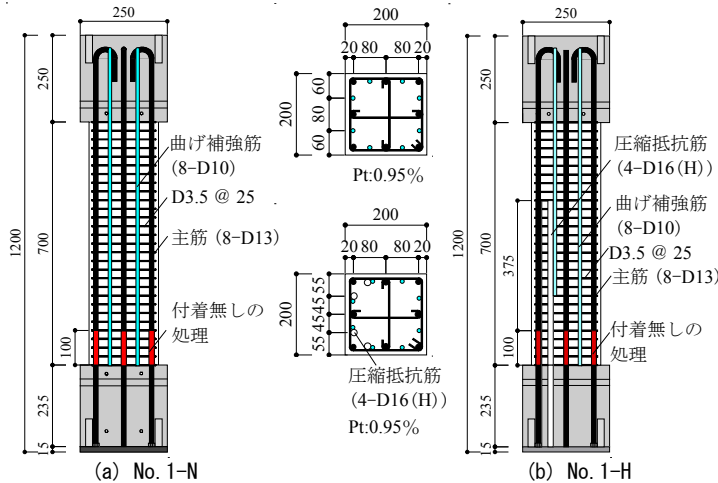
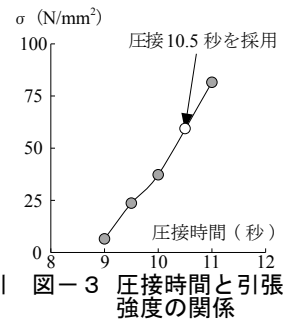


図-4 試験体の形状と寸法

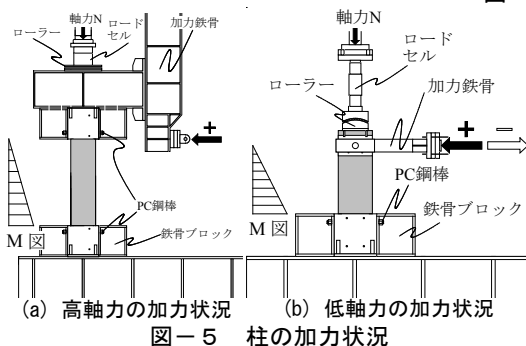


図-5 柱の加力状況

作用軸力 (kN)	η	
No.1-N	0.1	0.5
No.1-H	181	824
No.1-H	182	908

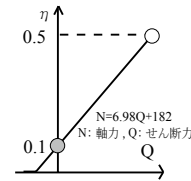
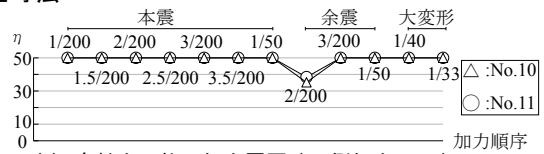


図-6 変動軸力



(a) 高軸力の柱の加力履歴 (正側加力のみ)



(b) 低軸力の柱の加力履歴 (正加力、負加力)

図-7 各変形レベルの最大の軸力比

テープを貼り付けてアンボンド処理を行った。PC 鋼棒の上下端に座金とナットを取り付け、PC 鋼棒が伸びようとするとき、座金とナットの間で応力伝達が生じるようにした。表-1 に使用材料の力学的特性を示す。

### 3.2 加力方法

図-5 に加力状況を示す。高軸力の試験体では水平力に伴う変動軸力とした。水平力は柱頭と上スタブの境界位置に反曲点が位置する加力とした。水平力と軸力の関係を図-6 に示す。関係式は、最大耐力時に最大軸力になるように予備計算により設定した。コンクリート強度が多少異なり、軸力比を同じにするため、No.1-N の作用軸力が小さくなった。図-7 に示すように各変形レベルでの最大軸力を設定して残存振動加力を行った。

低軸力の試験体では各変形レベルのサイクルで、一定軸力にし、残存振動加力を行った。残存振動加力終了後、次の段階の軸力を設定して再び残存振動加力 (3.3 節) を行った。所定の軸力を終えたら次の変形レベルへ進めて、同様の加力を行った。水平力は反曲点を模擬した柱頭の加力点に作用させた。変形は柱の曲げせん断変形を測定した。ひずみは圧縮抵抗筋と PC 鋼棒の軸ひずみを測定した。

### 3.3 残存振動加力 (準静的加力)

目標とする各経験変形まで加力して、その後は図-8 に示すように自由振動を想定して除荷時に排出されるエネルギー  $E_e$  と、反対の加力時に生じるひずみエネルギー  $E_s$  が等しくなるまで加力し、その後、また除荷に転じて、同様に繰り返して図-9 に示すように最終の残留変形角を特定する。

## 4. 実験結果

### 4.1 破壊状況と荷重変形関係

図-10 に 1/50rad. 経験後の破壊状況と実験終了時まで確認された 0.05mm 以上のひび割れを示す。番号はひび割れ発生順番である。図中に示す断面のように正側加力時に圧縮側となる柱幅面 (柱幅) と加力方向に対し側

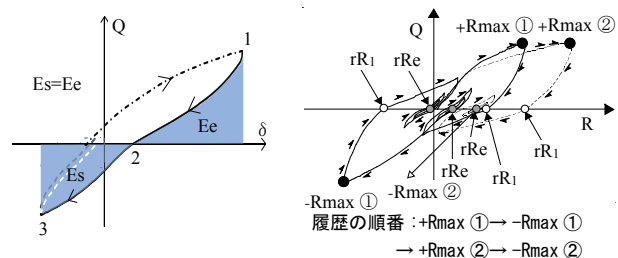


図-8 残存振動による 図-9 残留変形の抑制量を履歴ループ

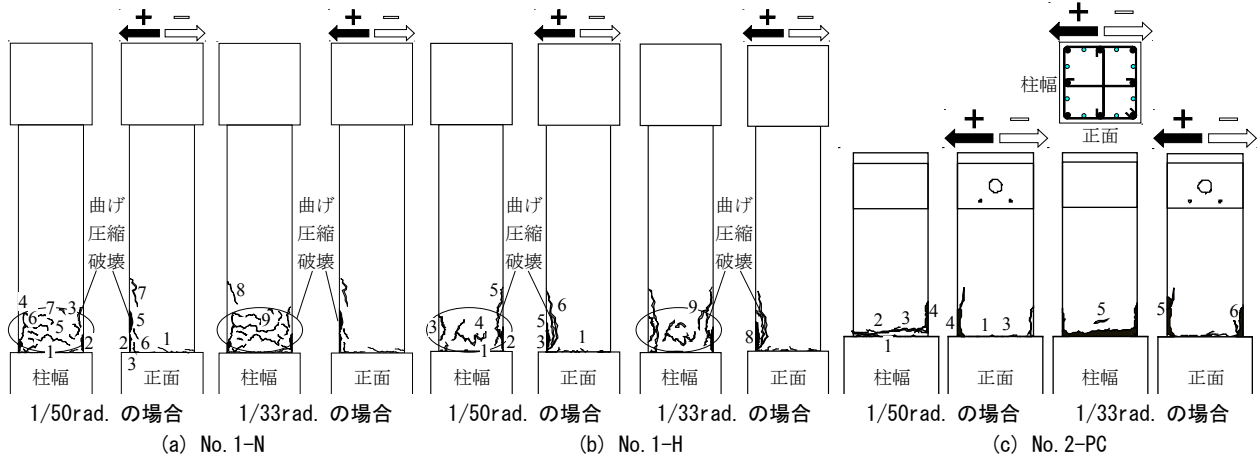


図-10 試験体ひび割れ (1/50rad. 1/33rad. の場合)

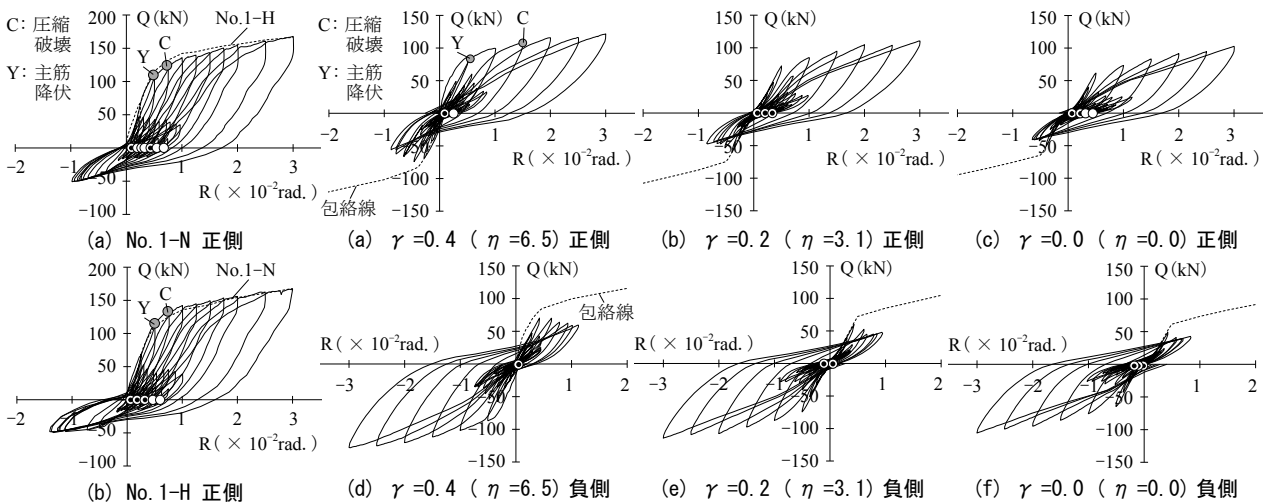


図-11 水平荷重 - 層間変形角関係 (高軸力)

図-12 水平荷重 - 層間変形角関係 (低軸力)

面となる柱幅面（正面）を示す。正面のひび割れ状況から、いずれの試験体でも曲げ危険断面のひび割れ以外にはヒンジ領域（柱脚から柱成の区間）にひび割れが生じなかった。ヒンジ領域の曲げ特性の劣化につながる破壊状況ではなかった。平石らのヒンジ領域の損傷抑制方法は有効であることが確認できた。

図-11に高軸力の柱の水平荷重-層間変形角関係を示す。図中には比較の試験体の包絡線を点線で示す。図-12に低軸力の柱の水平荷重-層間変形角関係を示す。図中の点線は反対加力の包絡線である。図中の○、●は各サイクルの残存振動加力による最終残留変形角  $rRe$  である。正側加力と負側加力に分けて示している。

高軸力の柱はいずれの試験体とも  $1/200rad.$  の時に主筋が引張降伏した。また、 $1.5/200rad.$  の時に曲げ圧縮縁のコンクリート表面で若干の圧縮破壊が起きた。柱脚の曲げ圧縮破壊の状況は No.1-H の方が No.1-N より軽減されていたが、圧縮抵抗筋の顕著な効果は確認できなかった。

低軸力の柱は  $1/200rad.$  の時に主筋が引張降伏し、 $1/33rad.$  まで安定した曲げ破壊形式の履歴特性となった。軸力が小さいためわずかな曲げ圧縮破壊しか生じなかった。

#### 4.2 残留変形の抑制状況

図-13に高軸力の柱の残留変形角と最大経験変形角の関係を示す。○、●の記号が No.1-H で、△、▲の記号が No.1-N である。白塗りの記号は最大経験角直後の

残留変形角  $rR1$  である。黒塗りの記号が残存振動後の最終的な残留変形角  $rRe$  である。圧縮抵抗筋を配筋した No.1-H の方が、No.1-N に較べて残留変形が抑制されている。No.1-H は  $3/200rad.$  まで、No.1-N は  $2.5/200rad.$  まで、それぞれ残留変形角を許容限界値 ( $1/400rad.$ ) 内に抑制できている。□の記号は文献1)の既往の試験体 No.8('11)の  $rRe$  である。今回の試験体の初期の軸力による復元モーメント比とほぼ同じ条件で加力された試験体である。一定軸力で加力されている。これに較べると、No.1-H の方は  $1.5/100rad.$  以降の残留変形の抑制性能は劣っている。高軸力により曲げ圧縮域のコンクリートの塑性化が進行して、残留変形を抑制する観点では、今回の圧縮抵抗筋の量では不十分であったと考える。詳細については4.4節で述べる。

図-14に低軸力の柱の残留変形角  $rRe$  - 復元モーメント比  $\gamma$  の関係を示す。正側加力と負側加力に分けて示している。図中の丸の記号は No.2-PC、三角の記号は PC 鋼棒を配筋していない既往の試験体 No.8('11) である。白塗りの記号は最大変形角直後の残留変形角  $rR1$  で、黒塗りの記号は最終の残留変形角  $rRe$  である。PC 鋼棒を配筋したことにより、極めて残留変形を抑制している。No.2-PC は  $1/33rad.$  経験後、正側加力で  $\gamma = 0.2$  以上、負側加力で  $\gamma = 0.0$  以上で  $rRe$  は  $1/400rad.$  に抑制している。

#### 4.3 圧縮抵抗筋の抵抗状況

図-15に圧縮抵抗筋の圧縮ひずみ分布を示す。縦軸は柱

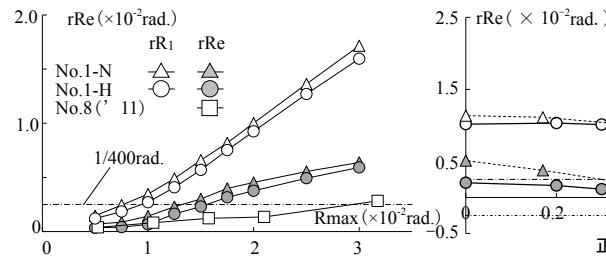
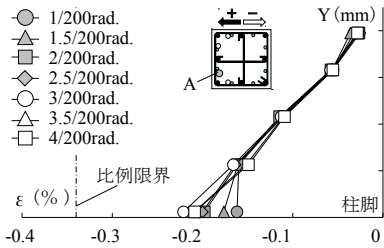
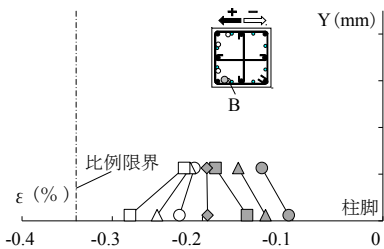


図-13 残留変形角-最大変形角関係 ( $\gamma = 0.6$ )

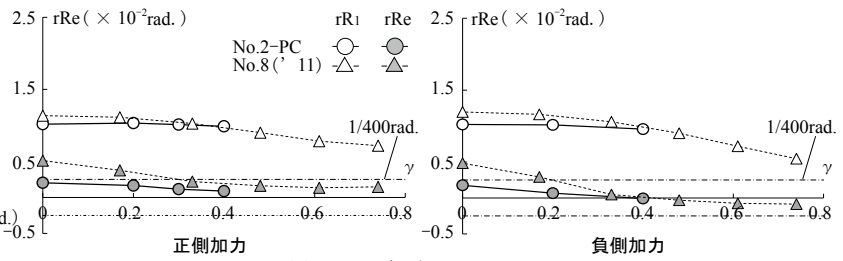


(a) 鉄筋 A

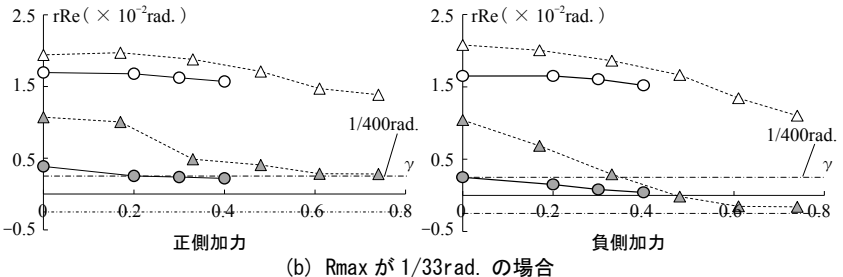


(b) 鉄筋 B

図-15 圧縮ひずみ分布



(a)  $R_{max}$  が  $1/50rad.$  の場合



(b)  $R_{max}$  が  $1/33rad.$  の場合

図-14 残留変形角  $rRe$  - 復元モーメント比  $\gamma$  関係

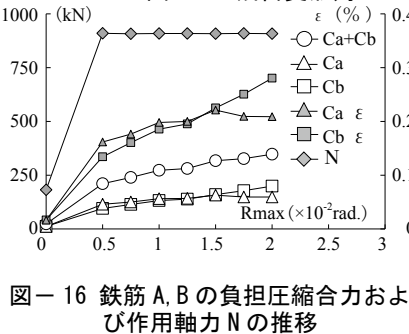


図-16 鉄筋 A, B の負担圧縮合力および作用軸力 N の推移

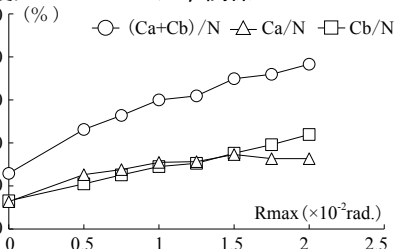


図-17 圧縮抵抗筋の負担割合 -  $R_{max}$  関係



脚面からのひずみゲージの高さで、データは各目標変形時の分布である。圧縮抵抗筋の比例限界が0.34%であり、3/200rad.時の圧縮ひずみは、鉄筋AとBはともに0.22%程度である。圧縮抵抗筋は降伏せず、弾性抵抗したことになる。

図-16には鉄筋Aの負担圧縮合力Caと鉄筋Bの負担圧縮合力Cb、これらの合力(Ca+Cb)および作用軸力Nの推移を示す。負担圧縮力は柱脚位置のひずみにヤング係数と鉄筋の公称断面積および本数を乗じて算出した。

ひずみは図-15(a)で観られるようにモーメント分布に対応して柱脚位置のひずみが、上方のひずみより大きい。

しかし、図-15(b)では1/100rad.以前では逆転している。測定上の誤差と考えられる。この影響を除去するため、柱脚と一つ上のひずみの内、大きい方を鉄筋のひずみとした。鉄筋Aと鉄筋Bは、曲げ圧縮域における同じせいの位置にそれぞれ2本、配筋しているので、本数を2本とした。ヤング係数は表-1の材料試験結果を用いた。

鉄筋Aと鉄筋BのCaとCbを比較すると、0.5~0.75×10<sup>-2</sup>rad.では曲げ最外縁に近い鉄筋Aの方が大きい。

しかし、1.0×10<sup>-2</sup>rad.以降ではほぼ同じになる。作用軸力Nは0.5×10<sup>-2</sup>rad.で最大に達してこれ以降、一定になっている。この軸力比は0.5である。鉄筋Bは曲げ最外縁から55mmの位置にあり、柱せいの1/3の範囲(200/3=66mm)内にある。軸力比が0.5程度の場合、柱せいの1/3の範囲内に圧縮抵抗筋を配筋すれば、位置に関係なく、同程度に圧縮抵抗できることになる。

圧縮抵抗筋の圧縮合力(CaとCbの和)は、0.5×10<sup>-2</sup>rad.以降では、作用軸力Nは一定であるのに対して、変形角の増加に伴って緩やかに増加している。これは変形の増加に伴って曲げ圧縮域のコンクリートの剛性が初期剛性より低下して、圧縮抵抗筋に圧縮力が再配分されることによる。

図中に鉄筋のひずみの推移を黒塗りの記号で示す。ひずみは前述した負担圧縮力の算出に用いたひずみである。右側にひずみの軸を示している。一般のSD345の鉄筋の降伏ひずみは0.19%程度である。圧縮抵抗筋は高強度鉄筋で、その比例限界ひずみは0.34%である。1.0×10<sup>-2</sup>rad.で鉄筋Aと鉄筋Bとも、SD345の降伏ひずみを上回っている。高強度鉄筋を圧縮抵抗筋に用いたことにより、大変形域まで曲げ圧縮域に弾性の特性を発揮させていたことになる。これにより曲げ圧縮域の復元性は改善され

ていることになる。しかし、ひずみが0.2%より大きくなると、コンクリートは塑性化が顕著になりコンクリート自体の復元性は低下する。このことを考慮すると、圧縮抵抗鉄筋の量を増加させて、圧縮ひずみを減少させる必要がある。

図-17に軸力Nに対する圧縮抵抗筋の圧縮力の負担割合の推移を示す。鉄筋A、鉄筋B、これらの合力の割合を示している。○は圧縮合力(Ca+Cb)の割合である。

加力開始時の初期軸力では13%程度であるが、0.5×10<sup>-2</sup>rad.では22%で、これ以降、線形的に増加して2.0×10<sup>-2</sup>rad.では33%負担している。

#### 4.4 圧縮域の復元性を維持する圧縮抵抗鉄筋量の試算

曲げ圧縮域の復元性を確保するためには、圧縮抵抗筋の量を増大させてコンクリートの圧縮ひずみを許容値以下に抑制する必要がある。

実験データを基に曲げ圧縮域のひずみを比例限界ひずみ以下に留める圧縮抵抗筋量をだまかに試算する。

曲げ圧縮域の主筋も圧縮抵抗するが、これはある程度引張鉄筋の引張力と相殺されるので、ここではその圧縮抵抗を無視すると、作用軸力Nを、曲げ圧縮域のコンクリートと圧縮抵抗鉄筋が負担とする。

これらの抵抗を一軸のバネで表す。それぞれのバネ係数をKcとKsとする。コンクリートと圧縮抵抗筋の負担力の重心位置は同じとする。その位置の変形をδoとする。作用軸力Nとそれぞれそれぞれの負担力は釣り合うため式(1)で表される。

$$Kc \cdot \delta_o + Ks \cdot \delta_o = N \quad (1)$$

一方、圧縮抵抗筋量を増大させて、そのバネ係数Ksをn倍し、作用軸力Nを負担させることを考える。この場合の変形はバネ係数が増大するためにδoより小さくなる。この場合の変形をδiとする。Nとの釣り合いは式(2)で表される。

$$Kc \cdot \delta_i + n \cdot Ks \cdot \delta_i = N \quad (2)$$

Ksに対するKcの倍率をaとする。式(1)と式(2)の左辺を等しくおき、Kcをa・Ksで表すと式(3)が得られる。

$$\delta_i / \delta_o = (a + 1) / (a + n) \quad (3)$$

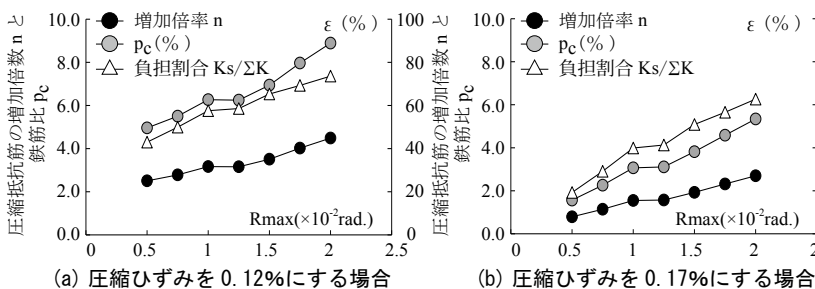


図-18 圧縮抵抗筋の量の算出

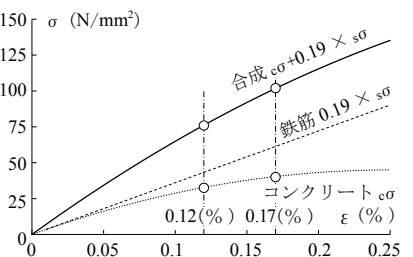


図-19 合成した圧縮域の応力-ひずみ関係

$\delta_1 / \delta_0$  は変形の比であるが、バネ長さが同じであればひずみの比と等しい。コンクリートと圧縮抵抗筋は一体となって歪むと考えると、その変形比はひずみ比となる。 $\delta_0$  に対応するひずみ  $\varepsilon_0$  とし、 $\delta_1$  に対応するひずみを  $\varepsilon_1$  とする。式 (3) より  $n$  を表すと式 (4) が得られる。

$$n = (\varepsilon_0 / \varepsilon_1) \cdot (a + 1) - a \quad (4)$$

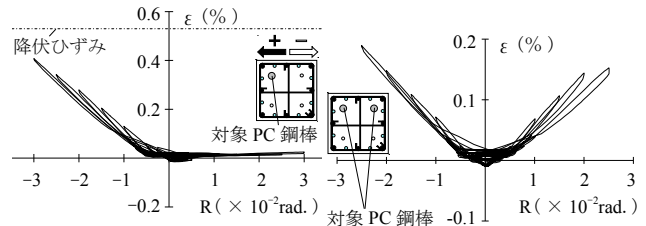
図-16の圧縮抵抗筋のひずみを  $\varepsilon_0$  とする。ひずみは、鉄筋 A と鉄筋 B の柱脚または一つ上段のひずみの内、最も大きい値とする。 $a$  は剛性比  $K_c/K_s$  であるが、それぞれのバネの変形が同じとするので、軸力の負担割合と等しいなる。これは図-17の圧縮抵抗筋の負担割合から算出できる。 $\varepsilon_1$  は、 $n$  の調節により制御できるひずみと見なせる。このひずみを許容の比例限界ひずみとする。図-17より特定できる各変形時の  $a$  と圧縮抵抗筋のひずみを用いて、各変形時で、圧縮ひずみを比例限界ひずみに抑制するための  $n$  の値が求められる。これにより求めた  $n$  と圧縮抵抗筋の鉄筋比および圧縮抵抗筋の圧縮力の負担割合を図-18に示す。鉄筋比  $p_c$  は試験体の圧縮抵抗筋の鉄筋比を  $n$  倍して算出した。

図-18(a) はコンクリートの圧縮の比例限界ひずみを 0.12%とした場合である。0.12%は使用したコンクリート Fc45 で圧縮強度の 2/3 の応力度のひずみである。短期許容応力度に対応させた値である。この場合には圧縮抵抗筋量を、 $1.0 \times 10^{-2} \text{rad.}$  では 3.1 倍にし、 $2.0 \times 10^{-2} \text{rad.}$  では 4.4 倍にする必要がある。

図-18(b) はコンクリートの圧縮の比例限界ひずみを 0.17%とした場合である。圧縮抵抗筋量を、 $1.0 \times 10^{-2} \text{rad.}$  では 2.0 倍にし、 $2.0 \times 10^{-2} \text{rad.}$  では 2.7 倍にする必要がある。 $2.0 \times 10^{-2} \text{rad.}$  での圧縮抵抗筋の負担割合は 63%である。この 0.17%のひずみではこの鉄筋は弾性抵抗するので、曲げ圧縮域の圧縮特性にその弾性の特性が反映される。図-19に 0.17%で鉄筋の圧縮負担力が 60%となる、コンクリートの応力-ひずみ関係と鉄筋の応力-ひずみ関係の応力を加算した応力-ひずみ関係を太実線で示す。これは、鉄筋とコンクリートの圧縮抵抗を合成した応力-ひずみ関係で、ひずみが 0.17%で、鉄筋の抵抗成分が 60%になるようにした模擬的な応力-ひずみ関係を意味する。この場合、0.17%でのコンクリートの応力に対して増加した応力は、0.17%で生じる鉄筋の応力の 19%に相当した。0.17%まではほぼ線形になっており、このひずみまでは弾性的な復元性は維持されると見込まれる。

このことを考えると、大まかには、本試験体において圧縮抵抗筋の量を 3 倍程度に増加させると、 $2.0 \times 10^{-2} \text{rad.}$  を経験しても、曲げ圧縮域の圧縮特性は弾性に近い復元性を発揮すると見込まれる。

#### 4.5 PC 鋼棒の抵抗状況と二次剛性



(a) 対象 PC 鋼棒 1 本 (b) 対象 PC 鋼棒 2 本の平均  
図-20 引張ひずみの挙動 ( $\gamma=0.4$ )

低軸力の柱では PC 鋼棒を配筋している。図-20に PC 鋼棒の引張ひずみを示す。図中に示す断面の PC 鋼棒のひずみである。PC 鋼棒は引張に抵抗し、圧縮にほとんど抵抗していない。これは PC 鋼棒に取り付けている図-4(c)に示す座金に仕組みがある。座金は軸力による圧縮力を受けても座金を支えるものがないため、PC 鋼棒に圧縮力を伝達しない。座金は引張力だけを PC 鋼棒に伝達する。PC 鋼棒は  $1/33 \text{rad.}$  を経験しても弾性抵抗しており、二次剛性を十分、発揮したと判断できる。

#### 5. まとめ

水平力に伴い高軸力になる柱と、低層建物で低軸力の柱の残留変形を抑制する方法を提案し、加力実験によりその効果を検証した。結果をまとめる。

- (1) 高軸力の柱では、圧縮抵抗筋を配筋したことで効果はあったものの、圧縮破壊の軽減による残留変形角の顕著な抑制効果は確認できなかった。残留変形角を視覚許容限界値  $1/400 \text{rad.}$  以内に抑制できる範囲の、最大経験変形角は  $3/200 \text{rad.}$  であった。
- (2) 変動軸力で最大の軸力比が 0.5 の場合には、曲げ圧縮域を塑性化させないためには、今回の試験体の圧縮抵抗筋量の 3 倍程度、鉄筋比で 5%、配筋する必要があると見込まれる。
- (3) 低軸力の柱では軸力による復元モーメント  $M_n$  が期待できない分、PC 鋼棒を配筋することで、 $1/33 \text{rad.}$  を経験しても残留変形角を  $1/400 \text{rad.}$  以下に抑制でき、十分な性能を発揮した。

本研究は科学研究・基盤研究 (C) (代表・塩屋晋一) の助成を受けて行われた。

#### 参考文献

- 1) 濱崎哲也, 塩屋晋一, 門田基靖: 残存振動による残留変形抑制効果を発揮させる RC 柱の実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.151-156, 2012.7
- 2) 木戸脇俊樹, 井上一朗: 大地震に対する 1 質点バイリニア系の残留変形に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), pp.935-936, 1999.9
- 3) 阿部友樹, 塩屋晋一, 岡崎駿也: 残留変形抑制機構を内部に内蔵する高性能 RC 梁の開発に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.205-210, 2013.7
- 4) 平石久廣ほか: 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, 第 580, pp.99-104, 2004.6