

# 論文 壁脚のシャーキーを改良した RC 造連層耐震壁の残留変形の抑制性能に関する水平加力実験

財前 将大<sup>\*1</sup>・西谷 政彦<sup>\*1</sup>・塩屋 晋一<sup>\*2</sup>・稲富 光亮<sup>\*3</sup>

**要旨:** 鉄筋コンクリート造建物を対象にして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、残留変形角を抑制する技術を開発している。小型試験体を用いて曲げ降伏する連層耐震壁の復元性を検証する加力実験を行ってきた。壁脚の柱をシャーキーに利用して、復元モーメントによる連層耐震壁の復元性能を調べる加力実験を行った。これまで、その柱の柱脚が基礎スタブからの抜け出し時に、柱脚のまわりのコンクリートに損傷を与えてしまい、壁脚のすべり変形が増大する問題が生じた。本論文では、それを改善して行った連層耐震壁の加力実験結果を報告している。

**キーワード:** 鉄筋コンクリート, 耐震壁, 残留変形抑制, 復元性, 損傷抑制

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート造や鉄骨造の耐震構造は地震時には構造体の降伏や損傷により振動エネルギーを吸収するため、地震後に損傷や変形が残る。これらを軽減することが、耐震構造の今後の重要な課題である。特に建物の残留変形を戻す補修工事は困難になる。

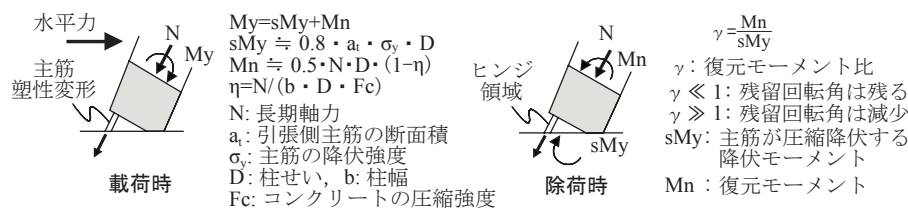
塩屋ら<sup>1)</sup>は、鉄筋コンクリート構造を対象に柱と梁の残留変形を抑制する方法を開発している。柱脚を曲げ降伏させる柱では図-1に示すように復元モーメント比 $\gamma$ が残留変形の抑制に大きく影響を与え、 $\gamma$ が0.6以上確保されていると、2.0/100rad.を経験しても地震後の残留変形角は1/400rad.以下に抑制できる性能を発揮することを明らかにしている。壁脚を曲げ降伏させる連層耐震壁でも復元モーメント比 $\gamma$ により残留変形を抑制できる可能性がある。本研究は最下層の壁脚が曲げ降伏する連層耐震壁の残留変形の抑制方法を明らかにすることを目的としており、これまで小型の連層耐震壁の試験体による加力実験を行ってきた。本研究における耐震壁の復元モーメント比 $\gamma$ は、軸力の負担するモーメント $M_n$ を柱軸力 $N$ にスパン長さ $L$ を乗じたモーメントとして、柱主筋が圧縮降伏するモーメント $sMy$ はその $L$ に壁脚の片側の柱で基礎スタブに定着されている片側の柱の全主筋の降伏耐力を乗じたモーメント

として算出する。 $sMy$ は柱主筋が負担する引張降伏するモーメントと同じとする。西谷ら<sup>2)</sup>は曲げ降伏する連層耐震壁でも、復元モーメント比が0.6以上であれば2.0/100rad.の変形角を経験しても、大地震後の残留変形角を1/400rad.以下に抑制できることを実証した。しかし、シャーキーの役割をする1階の柱脚がスタブから滑らかに抜け出すためのステンレス板の取り付けに問題があったため、その周囲にコンクリートの損傷が生じ、すべり変形の増大につながった。今回、そのステンレス板の取り付けを改良して、柱主筋を基礎スタブに定着する鉄筋をD6からD3.5に変更して残留変形の抑制状況を調べる加力実験を行った。本論文では、その実験結果について述べる。

## 2. 壁脚シャーキーの柱のコッターの改良点

柱脚まわりの基礎のコンクリート(試験体ではモルタル)に損傷が生じた原因として以下の点があげられる。

- 1) 耐震壁の片側の柱脚のコッター部分のステンレス板が斜めに取り付けられた状態で取り付けられていたため、繰り返し加力により抜け出して、その周囲のモルタルにひび割れが発生して、粉砕された。
- 2) そのモルタルの破片が柱脚の下に潜り込んで軸方向変形を生じさせ、コッターが機能しなくなったこと



(a) 水平力を受ける時の  
ヒンジの抵抗モーメント  
(b) 除荷時の復元モーメントと  
塑性回転角を残すモーメント

図-1 ヒンジの塑性回転角の抑制メカニズム

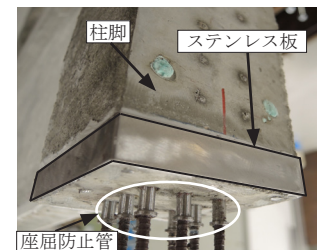


写真-1 壁体柱脚部

\*1 鹿児島大学大学院 理工学研究科 前期課程 院生 (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 清水建設株式会社 元鹿児島大学 工学部 建築学科

により、すべり変形を生じさせた。

本実験では写真-1に示すように柱脚にステンレス板を接着して、ステンレス板の外面には薄くグリスを塗った。試験製作手順は4.1節で後述する。また前述<sup>2)</sup>のように、柱主筋にD6を用いた試験体では2.0/100rad.の変形角を経験しても主筋の破断が生じなかったため、使用する主筋をD6からD3.5に、付着処理の区間を2層分から1層分へ変更した。写真-2(a)に試験体に使用した鉄筋の例を示す。主筋径を細くしたことにより主筋の座屈の可能性が考えられたため、写真-2(b)のような座屈防止管をスタブに埋め込んだ。

### 3. 損傷抑制と壁脚のシャーキー

残留変形を抑制する前提条件として、柱と同様に柱のヒンジ領域に相当する1層目の柱の損傷抑制が必要になる。そこで、本研究では平石ら<sup>3)</sup>の損傷抑制方法を採用する。耐震壁では、曲げせいがスパン長さになるため、水平変形に伴う曲げ引張側の柱主筋の伸び量が極めて大きくなる。柱せいが600mmの柱と、1スパン長さが6000mmの耐震壁を比較すると、およそ10倍の伸び量になり、塑性伸び量も10倍となる。曲げ引張側の柱の主筋が引張降伏後、除荷されて加力方向を反転させると、その塑性伸びを生じている主筋が圧縮抵抗する。そ

して図-2(a)に示すように壁脚が浮き上がった状態になり、そこで水平すべりが生じて破壊が進行する。

残留変形を抑制するためにはこのすべり変形も抑制する必要がある。これを防ぐ方法としては、壁に付着を無くしたダボ筋を鉛直に配筋する方法があるが、大変形域ではある程度、すべり変形が生じる。ここでは、図-2(b)に示すように柱部分を基礎梁の立ち上がりと1層目のスラブに食い込ませて、その部分をシャーキーとして抵抗させ、すべり変形を拘束する方法を採用する。

実際の建物では、基礎梁の上端側にコンクリート増し打ちスラブを設ける。その部分と柱脚の外側の側面の鉛直境界に薄いステンレス板などを挿入して両者が鉛直にずれるようにすることを想定している。

壁脚の水平ひび割れ面は基礎梁との打ち継ぎ面となり図-2(b)のように大変形でも増し打ち部と柱脚の側面が重なるようにする。浮き上がった隙間が閉じた以降は打設面のかみ合いや圧縮力に伴う打ち継ぎ面の水平の摩擦により水平力はある程度、伝達されるのでシャーキーの水平耐力は容易に確保できる。

## 4. 加力実験概要

### 4.1 試験体

図-3に試験体の形状と配筋状況を示す。縮尺は約

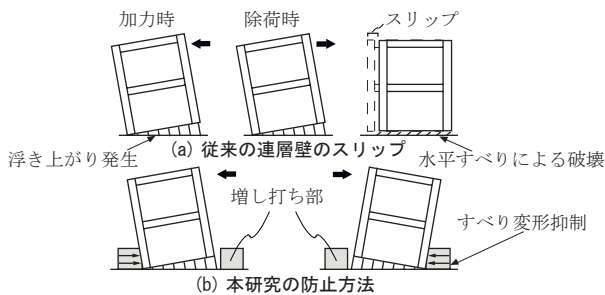


図-2 壁脚のスリップ防止方法

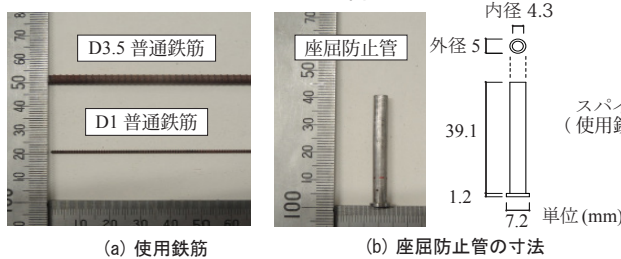


写真-2 使用した鉄筋と座屈防止管

梁断面	柱断面(1層)	柱断面(2,3層)	壁断面
b x D	b x D	b x D	壁厚
75 x 80	75 x 75	75 x 75	25
上端主筋	主筋	主筋	壁筋
4-D3.5	8-D3.5	8-D3.5	D1@20
下端主筋	補助筋	補助筋	ダブル
4-D3.5	8-D3.5	8-D3.5	
あばら筋	帯筋	帯筋	
2-D1@20	2-D1@10	2-D1@10	

図-4 断面詳細 (単位:mm)

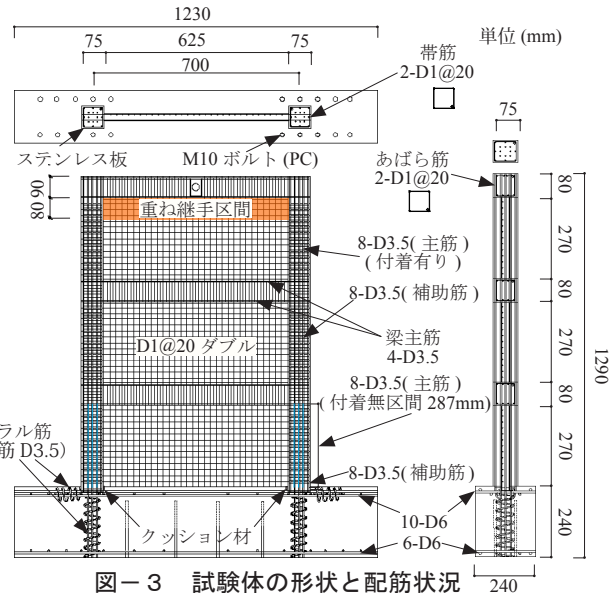


図-3 試験体の形状と配筋状況

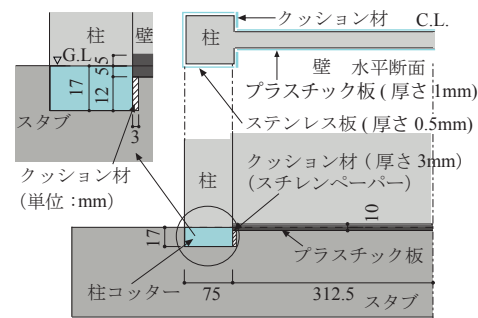


図-5 柱脚のコッターの寸法

1/10 である。3 層 1 スパンをモデル化した。図-4 に断面リストを示す。写真-2 (a) に使用した鉄筋を示す。鉄筋の D1 と D3.5 は転造の機械で独自に製作した。転造後、電気炉を用いて焼き鈍しを行った。

壁の縦筋は最上階の壁の高さで重ね継手を設けたが、これ以外の壁の横筋と柱主筋には継ぎ手を設けなかった。1 層目の柱や壁に曲げひび割れやせん断ひび割れを生じさせないために 1 層目の区間の柱主筋 D3.5 にグリースを塗り、その区間を市販のストローの内側に通して、さらにその表面にグリースを塗ってアンボンド化する付着処理を行った。また、壁の縦筋は引張抵抗しないように基礎スタブに対して定着しなかった。試験体はまず壁と柱の部分を一体に平打ちし硬化後、基礎型枠にその壁を鉛直に乗せ、基礎部分に無収縮のモルタルを打設した。図-5 にコッターの寸法を示す。柱は基礎に 17 mm 入れ込み、壁は 5mm 基礎に入れ込んだ。柱脚の壁側の側面には、3mm 厚さのスチレンペーパーを貼り付けた。壁脚がスタブから鉛直に抜けるように、表面にグリースを塗った厚さ 0.5mm のコの字形のステンレス板を、柱脚の三辺を囲むように差し込んで接着し、スタブを打設した。また、プラスチック板も同様に壁の側面の近くに壁長さ方向に貼り付け、スタブを打設した。そのプラスチック板の厚さは 1mm で、表面にグリースを塗った。壁のモルタルの配合は水、セメント、砂の重量比を 0.46:1:1.25 とし水セメント比は 46%

とした。砂は粒径が 5mm 以下で粗粒率が 2.40 であった。表-1 に材料の力学的特性を示す。

#### 4.2 加力方法

図-6 に加力状況を示す。基礎を固定して、耐震壁の頂部に繰返しの水平加力を行った。また耐震壁上部の水平の鉄骨梁のスパン中央に鉛直ジャッキにより鉛直荷重を作用させて、左右の柱に鉛直荷重を作用させた。鉛直ジャッキの上部は水平ローラーの支持とした。

水平加力は加力高さ位置の耐震壁の水平変形を漸増させながら繰返し加力を行った。耐震壁が曲げ降伏した以降、各目標変形レベルで柱の軸力を段階的に変化させて残存振動加力を行い、それらの各軸力に対応した残留変形を特定した。図-7 に各変形における設定した軸力比  $\eta$  とサイクル番号を示す。後述するが目標変形角が 1.5/100rad. の変形レベルで柱脚下部にせん断ひび割れが生じ、剛性低下が生じ始めたため、これ以降、目標変形角を 1/200rad. に戻して、そこから再度、1.5/100rad. まで漸増させる加力を行い、さらに再度、1/200rad. まで戻して再度、目標変形角を漸増させて加力を行った。軸力を変化させることにより復元モーメント比  $\gamma$  が変化する。図-8 に変形の測定状況を示す。基礎に対する各層の水平変形、左右の柱の軸変形、1 層目の柱の基礎からの抜けだしを含む軸変形、1 層目の左右の柱脚の基礎に対する水平のすべり変形を測定した。水平加力位置の水平変形は試験体の表と裏で測定した。表と裏の測定値は一致

モルタル		$E_c$	$\sigma_B$	$c\epsilon_B$
		2.37	48.8	0.25
鉄筋	種類	$E_s$	$\sigma_y$	$\sigma_u$
	D3.5 普通鉄筋	2.08	388	494
	D1 普通鉄筋	2.02	220	—

$\sigma_B$ : 圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)       $\sigma_y$ : 降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $c\epsilon_B$ : 圧縮強度時のひずみ度 (%)       $\sigma_u$ : 最大強度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $E_c$ : モルタルのヤング係数 ( $\times 10^5$  N/mm<sup>2</sup>)  
 $E_s$ : 鉄筋のヤング係数 ( $\times 10^5$  N/mm<sup>2</sup>)  
軸力比  $\eta = N / (b \cdot D \cdot F_c)$   
N: 柱軸力 (ここでは、耐震壁に対する鉛直荷重の 1/2)  
b: 柱せい、D: 柱せい、 $F_c$ : コンクリートの圧縮強度

表-1 使用材料の力学的特性

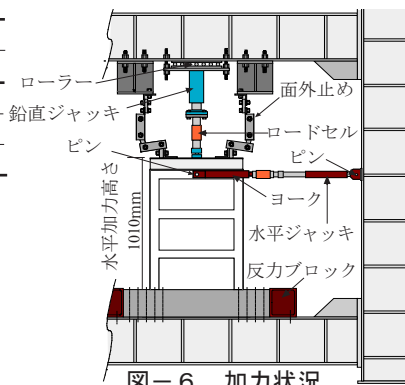


図-6 加力状況

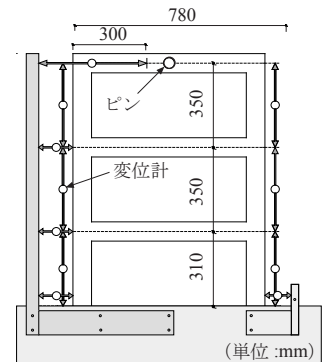


図-8 変形測定状況

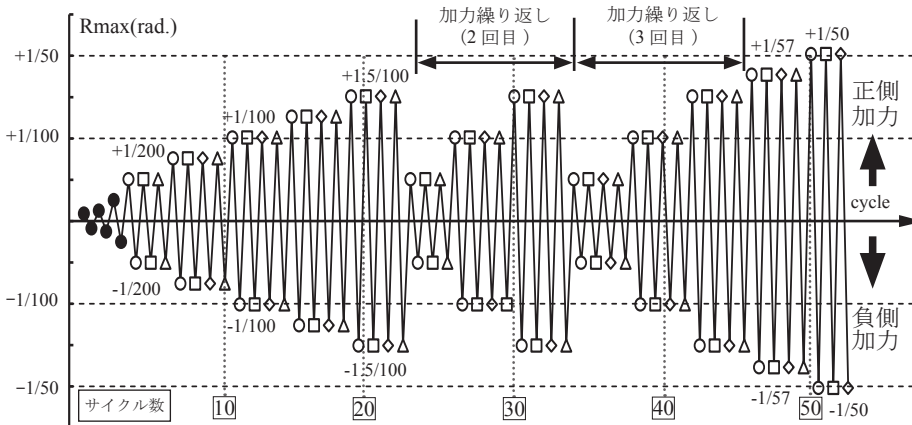


図-7 加力プログラム

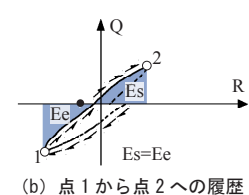
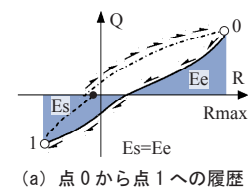


図-9 残存振動時の加力規則

していた。鉄筋のひずみは測定しなかった。

地震時の建物の最大応答後の残留変形の抑制性能を調べる最大応答後の残存振動の加力<sup>1)</sup>は次のように行った。図-9に示すように残存振動時の加力履歴の規則は、想定する最大応答の目標の最大経験変形角  $R_{max}$  に達した後、自由振動の履歴を再現させるため、除荷時に排出される弾性エネルギー  $E_e$  と、負側に载荷して消費される弾塑性歪みエネルギー  $E_s$  が等しくなるまで進めて除荷する。この後も、除荷時にこれを繰り返して  $E_e$  が塑性エネルギーで消費され零になるまで繰り返し、最終残留変形角  $rRe$  を特定する。図-10に本実験で用いた残存振動加力の履歴ループにおける最終の残留変形角  $Re$  の決め方を示す。目標変形角の直後は自由振動するものとして加力を行っている。 $Re$  はせん断力が零となる時の変形角  $R1$  から第2番目と第3番目の変形角  $R2$  と  $R3$  の中間の値より多少小さな値に収束することを文献5)で報告している。本実験では  $R2$  と  $R3$  を定め、その平均値を最終の残留変形角  $Re$  とした。

## 5. 実験結果概要

### 5.1 水平荷重-変形関係

図-11に水平荷重-変形角関係を示す。柱の軸力の軸力比  $\eta$  が  $9.1\%$  ( $\gamma=0.92$ ) の場合である。図-11(a)で

は  $\pm 2$  サイクルの  $\pm 10\text{kN}$  で剛性が弾性剛性から低下した。 $\pm 4$  サイクルの  $+0.159\text{rad}$  と  $-0.169\text{rad}$  で引張側の柱の主筋が引張降伏して耐力に達した。水平耐力は  $\pm 1.5/100\text{rad}$  まで安定し、正加力と負加力はほぼ同じ耐力となった。図-12(b)には軸力モーメントのみを負担する分の水平荷重を水平の点線で示している。この段階では柱主筋は全て破断して、点線の耐力と一致している。

図-12に残存振動加力時の水平荷重-変形角関係を正加力側と負加力側に分けて示す。最終の残留変形角  $Re$  を図の中に○に示す。復元モーメント比  $\gamma$  が大きいものほど  $Re$  が小さくなっている。本研究室で定めている視覚的許容限界の  $1/400\text{rad}$  を図中に縦の点線で示す。図-12(b), (d)で観られるように復元モーメント比  $\gamma$  が  $0.92$  であれば  $1.5/100\text{rad}$  を経験しても残留変形は  $1/400\text{rad}$  以下となっている。 $\gamma$  が  $0.64$  では  $1.5/100\text{rad}$  を経験すると  $1/400\text{rad}$  を上回って、残留変形の抑制性能が前述した文献<sup>2)</sup>より低下した。

$\gamma$  が  $0.55$  の場合で  $1.5/100\text{rad}$  ( $\gamma=0.55$ ) の正加力時の変形  $+0.91/100\text{rad}$  と負加力時の変形角  $-0.98/100\text{rad}$  で正負それぞれ破断音とともに剛性と耐力が低下した。引張の柱の主筋が破断したと推測される。

4.1節で述べたように最下層の柱主筋の付着を無くす処理を十分に行い、写真-2(b)の鋼管により主筋の座

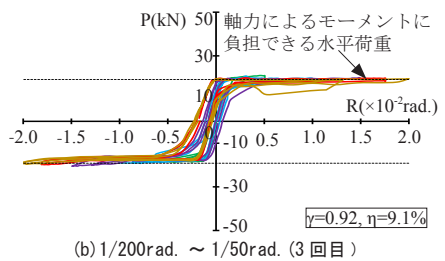
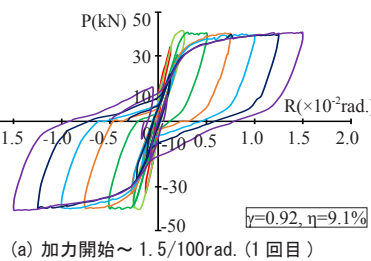
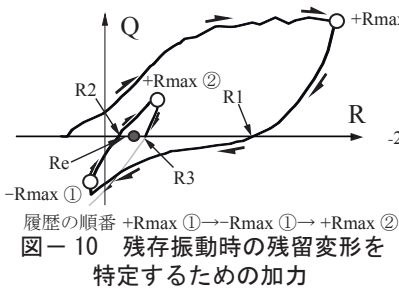


図-11 水平荷重-変形角関係

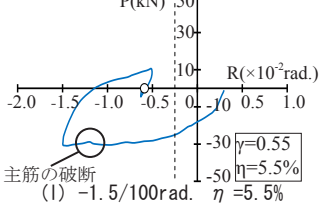
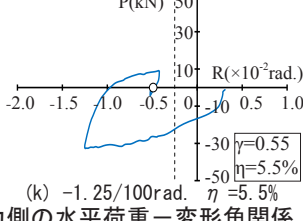
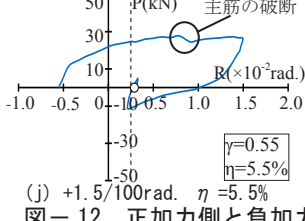
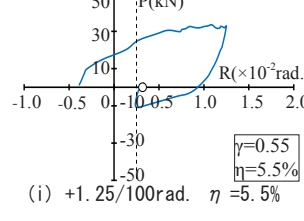
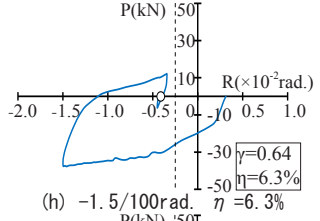
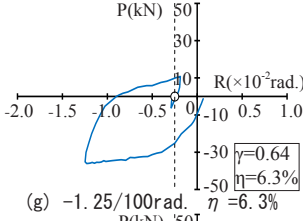
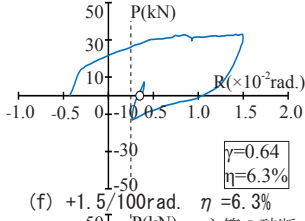
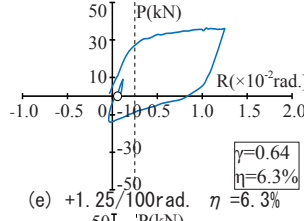
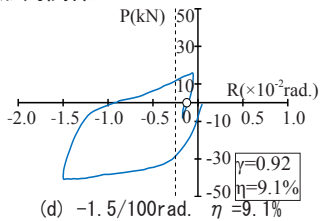
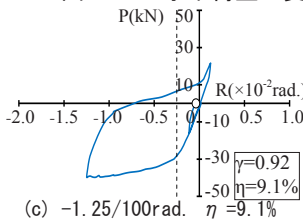
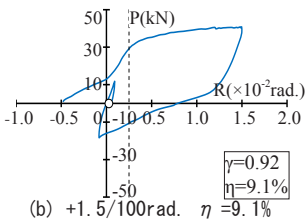
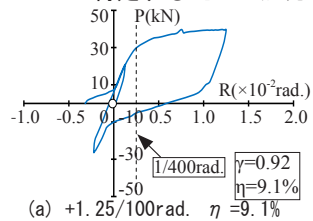


図-12 正加力側と負加力側の水平荷重-変形角関係

屈を防ぎ、座屈に伴って生じる早期の破断を防ごうとしたが、第1回目の1.5/100rad.までしか持ちこたえることができなかった。文献<sup>2)</sup>ではJIS規格のD6を使用しており、1/50rad.までは柱主筋の破断は生じなかったことを考えると、使用したD3.5は低サイクル疲労破断が生じやすい特性を有していると判断される。これについては今後、検証が必要である。

## 5.2 破壊状況

図-13に破壊状況を示す。実線部分が正加力時、破線の部分が負加力時に発生したものである。1.5/100rad.では、文献<sup>2)</sup>の試験体に較べて、①の柱脚のせん断ひびわれが多く生じて、繰り返し加力によりひび割れ幅が広がりはじめた。②の壁のせん断ひび割れは2回目の1/100rad.で生じた。③は加力終了時である。柱脚のひび割れが進展して圧壊が発生したため、加力を終了した。

柱主筋は実験終了時には全て破断していたため、最終破壊後にスタブから壁体を取り外し、柱脚の破壊状況を確認した。その様子を写真-3に示す。取り除いた壁体の柱脚断面を観察すると、主筋の内側に正方形の空隙が生じていた。この損傷は柱主筋の第一層部分に取り付けた写真-2(b)の座屈防止管の内側のモルタルにひび割れが生じていたことが考えられ、これにより前述の柱脚のせん断ひび割れを誘発していたと考えられる。今後

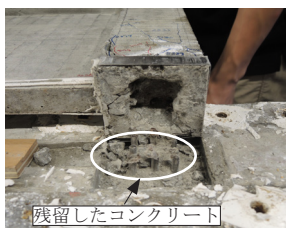
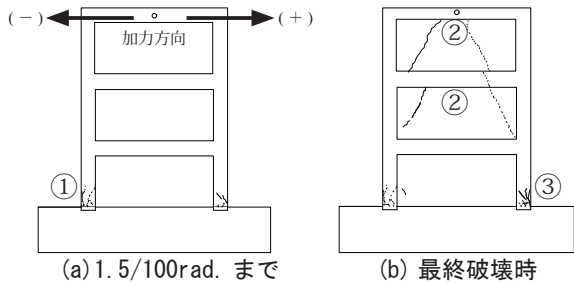


写真-3 最終破壊後の柱脚底面の状況

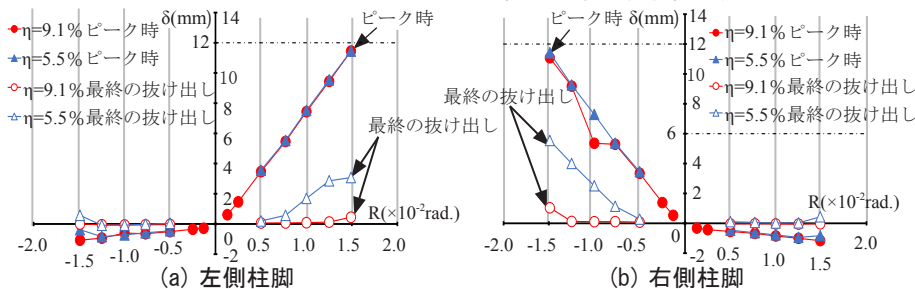


図-16 柱脚軸方向変形-最大変形角関係

は座屈防止管を用いない場合の検証を行う必要がある。

## 5.3 柱の軸方向変形の挙動

図-14に壁脚の水平のすべり変形-最大経験変形角関係を示す。変形角は各サイクルの目標変形角とした。すべり変形は左右の柱脚の外側の変位を平均した値である。図中には全体変形に対するすべり変形の割合が7%を意味する線を点線で示す。正加力時、負加力時の両方もすべり変形割合は7%程度に抑えられた。前述したように文献<sup>2)</sup>の実験では加力中に生じ始めたモルタルの破片が軸方向変形を発生させ、柱脚のシャーキーの機能が失われ、すべり変形が増大した。本試験体では柱脚ステンレス板の施工方法を改良したことで、その問題が解決されたことが確認できる。図-15に本試験体と都祭ら<sup>4)</sup>の試験体のすべり変形割合の変化を示す。都祭らの試験体は実物大の1/2の縮尺で本試験体と異なるが、形状比、軸力比、復元モーメント比は本試験体とほぼ同じで、壁脚に多量のダボ縦筋が配筋されている。図-15に都祭らの試験体で最もすべりを抑制できた試験体のデータを示した。本試験体は正加力時と負加力時のいずれでもすべり変形を抑えられている。

## 5.4 柱コッターの挙動

図-16に柱脚軸方向変形-最大変形角関係を示す。柱脚の軸方向変形は1層目の柱の軸変形である。この変形は柱の基礎からの抜け出し変形とみなせる。各軸力比 $\eta$ での目標変形時の軸変形と残存振動後の軸変形を示している。右側の柱は正加力時に引張側、負加力時に圧縮側となる。引張時の柱の目標変形時の軸変形はいずれの軸力の場合でも同一の値になっているが、残存振動後は軸力比 $\eta$ と復元モーメント比 $\gamma$ が低くなるほど軸変形が残っている。柱の最大の引き抜き変形は変形角1.5/100rad.の時、12mm程度である。柱脚は基礎に17mm

破壊状況

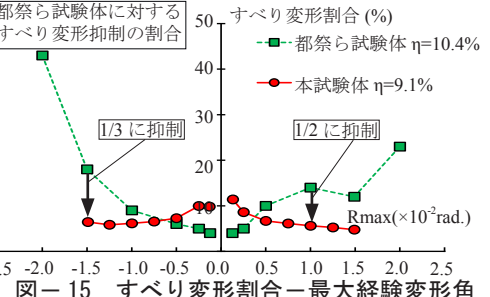
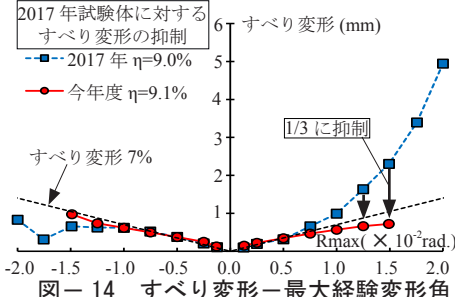


図-14 すべり変形-最大経験変形角

図-15 すべり変形割合-最大経験変形角



写真-4 文献5)の柱脚

埋め込んであるため、スタブから抜け出さないで、柱脚が損傷しなければシャーキーとして機能することがわかる。文献<sup>2)</sup>の右側の柱脚は写真-4に示すように引張側になった際に柱脚とスタブの境界が開くことで、モルタルの破片が入り込み、圧縮時でも6mm程度の開き変形が生じた。図-16においてステンレス板の設置方法の改良によって圧縮時に圧縮変形になっており、復元モーメントによって元に戻っていることが確認できる。

### 5.5 残留変形の抑制状況

図-17に両側の柱主筋が破断するまでの残留変形角と最大経験変形角を示す。残留変形角を1/400rad.以下に抑制するためには、最大経験変形角が1/100rad.では $\gamma$ が0.6以上,1.25/100rad.では $\gamma$ が0.7以上,1.5/100rad.では $\gamma$ が0.9以上必要となる結果となった。文献<sup>2)</sup>の残留変形の抑制性能より低下する結果となった。この原因は前述したように、柱脚部に設置した座屈防止管が柱脚部に損傷を与え、抑制性能を低下させたと考えられる。

### 5.6 弾性剛性の計算値と実験値の比較

第1層の曲げ剛性は定着されている柱主筋と、柱を含む耐震壁の全断面のコンクリートが弾性抵抗していると、第2層と第3層はすべての柱鉄筋(柱1本で主筋の8-D3.5, 補助筋の8-D3.5)と壁縦筋(D1@20ダブル)および全断面のコンクリートが弾性抵抗すると仮定した。曲げ変形は梁理論で算出した。この計算の詳細は文献<sup>2)</sup>を参照されたい。比例限界の水平荷重は曲げモーメントにより基礎と曲げ引張側の柱の底面の引張応力が零となる時のモーメントを算出し、スタブ上面から水平加力位置までの高さ(1010mm)で除して算出した。表-2に比例限界時の水平荷重と変形角の計算値と実験値を示す。計算値と実験値はほぼ一致している。

### 5.7 曲げ降伏時の荷重と変形

曲げ引張側の柱主筋が引張降伏する時の水平荷重と水平変形を算出した。変形の算出では第1層の区間は耐震壁の断面二次モーメントにはコンクリートのみ考慮し、

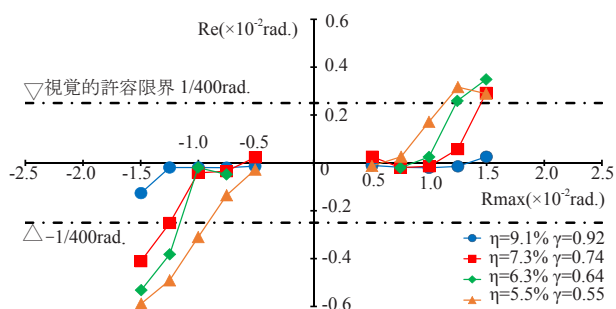


図-17 残留変形角-最大経験変形角

表-2 計算値と実験値

	比例限界時		曲げ降伏時	
	水平荷重 (kN)	変形角 ( $\times 10^3$ rad.)	水平荷重 (kN)	変形角 ( $\times 10^3$ rad.)
計算値	9.47	0.131	40.8	1.16
実験値	10.04	0.144	38.3	1.64

付着を無くした柱主筋 D3.5 は付着を無くした区間の軸ひずみを一様と仮定し、引張側の柱の伸びが壁脚高さ位置に集中するものとした。この回転による変形に、耐震壁の曲げ変形とせん断変形を加算した。第2層と第3層は前節と同じ条件とした。表-2に降伏時の水平荷重と水平変形の計算値と実験値を示す。水平荷重の計算値と実験値はほぼ一致しているが、変形については計算値が実験値より小さくなっている。原因は基礎からの柱主筋の抜け出し変形を考慮していないことが考えられる。

## 6. まとめ

壁脚の柱をシャーキーに利用して、復元モーメントによる連層耐震壁の復元性能を調べる加力実験を行った。

- 1) 壁脚の柱が基礎から抜け出す際、抜け出す柱まわりの基礎のコンクリートに確実に損傷を与えないようにステンレス板の設置を行えば、軸方向変形の発生を抑えられ、1.5/100rad.までの範囲でコッターの機能を発揮させることができた。壁脚のすべり変形の割合を全体変形の7%程度におさえることができた。
- 2) 復元モーメントにより残留変形が減少する性能は確認できたが、文献<sup>2)</sup>の残留変形の抑制性能より低下した。柱主筋の座屈防止管の悪影響もあり、柱にせん断ひび割れが生じやすくなり、残留変形の抑制性能を低下させたと考えられる。
- 3) 柱主筋に十分な付着処理を行い、座屈防止管も取り付けしたが、最大変形角1.5/100rad.の時点で柱主筋が破断した。今後は柱主筋 D3.5 の材料特性を検証する必要がある。

### 参考文献

- 1) 塩屋晋一, 濱崎哲也, 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, vol34, No2, pp151-156, 2012.7JCI
- 2) 西谷政彦ほか: 柱主筋の早期破断の原因解の解明を目的とした超小型試験体による復元性の高い RC 造連層耐震壁の追加加力実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, pp.349-354, 2018.7
- 3) 勅使川原正臣, 平石久廣ほか: 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, 第593, pp.137-144 2005.7
- 4) 都祭弘幸, 勅使川原正臣ほか: 降伏機構分離型鉄筋コンクリート造耐震壁のスリップ抑制方法に関する研究, 日本建築学会構造系論文 第614, pp. 2007.4
- 5) 阿部友樹, 塩屋晋一, 岡崎駿也ほか: 残留変形抑制機構を内蔵する高性能 RC 梁の開発に関する実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.205-210, 2013.7