論文　柱主筋の早期破断の原因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

西谷　政彦[*1]・塩屋　晋一[*2]・内村　孝兵[*3]・原　仁彦[*4]

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。超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ているが，引張抵抗と圧縮抵抗を繰り返させる柱鉄筋の種類を変更し付着を無くす区間を伸ばして，1/50rad. まで経験した場合の残留変形の抑制状況を明らかにした。これまで柱の実験により得られていた「復元モーメント比が 0.6 以上であれば，1/50rad. を経験しても残留変形角を 1/400rad. 以下に抑制できる」という判断基準は，曲げ降伏する連層耐震壁にも適用できる可能性を明らかにした。

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

耐震構造は大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。

塩屋ら[1)]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γが残留変形の抑制に大きく影響を与え，γが 0.6 以上，確保されていると，1/50rad. 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。γの定義は**図－１**の右上に明記してあり、柱の長期軸力により柱脚のヒンジの塑性回転角を減少させる指標である。壁脚を曲げ降伏させる連層耐震壁でも，そのγ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にしている。既に超小型の連層耐震壁の試験体による加力試験を行っている。楠本ら[2)]は壁脚での柱主筋の座屈を抑制して主筋が破断する変形角を 1/200rad. から 1.5/100rad. まで遅らせ，1.5/100rad. まではγが 0.6 以上であれば，残留変形角を 1/400rad. 以下に抑制できることを実証している。しかし，1.5/100rad. で主筋が破断して、これ以降の抑制性能を明らかにできなかった。この変形も主筋の一方向引張試験の破断ひずみでは説明できなかった。

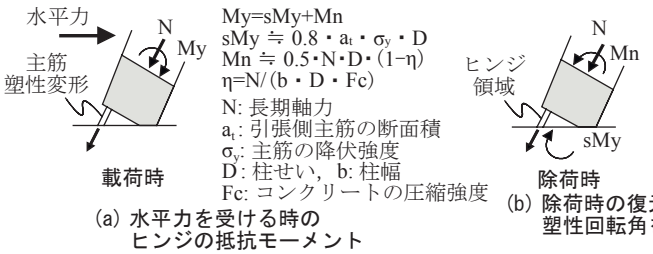
今回，1.5/100rad. 以降の残留変形の抑制状況を把握するため，主筋の付着を無くさせる処理方法（以後，付着処理）と基礎スタブを改良して，追加の加力実験を行った。本論文は，実験と結果および検討結果を述べる。

2．主筋の破断の原因と改良点

主筋が早期に破断した原因は次の 3 点が考えられる。

1) **写真－１**のように最下層で行っていた主筋の付着処理が不十分で，主筋が降伏後，主筋の節がモルタルとかみ合い，最下層で主筋が一様に伸びないで，塑性ひずみが局所的に増大した可能性がある[2)]。
2) 主筋が降伏した以降，大きなひずみで繰り返しのひずみ履歴が生じて，低サイクル疲労破壊により破断ひずみが減少した可能性がある。
3) 独自に製作した主筋（D3.5）は低サイクル疲労破壊を生じやすかった可能性がある。

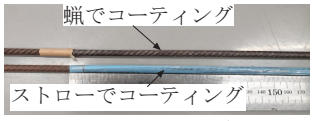
本実験では，スタブに定着させて曲げ抵抗させるための柱の主筋を市販の異形鉄筋 D6 に変更し，付着処理を改善した。付着処理は**写真－２**に示すように，最下層から第二層の区間の D6 の表面に溶かした蝋を塗り，それが固化した後，その表面にグリースを塗り，その区間を



(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　主筋の破壊状況



写真－２　コーティングした鉄筋

*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 株式会社　内藤建築事務所　元鹿児島大学大学院　理工学研究科　建築学専攻　（正会員）
*4 株式会社　大林組　元鹿児島大学　工学部　建築学科

市販のストローの内側に通して，更にそのストローの表面にグリースを塗った。

文献 2）で採用した主筋の座屈の防止は，主筋径を D3.5 から D6 に太くしたことにより，座屈は生じないと判断して行わなかった。また，柱主筋の低サイクル疲労破壊を回避するために，柱の付着処理を最下層の区間から第二層までに延長して，破断までの伸び量を増大させた。

柱主筋の低サイクル疲労破壊については別途，柱の要素試験体で検討した。その結果は紙面の関係で別報で報告する予定である。その概要は，低サイクル疲労により破断ひずみが減少するが，文献 2) の主筋の破断変形レベルを説明できる程度までは減少しない状況であった。

３．損傷抑制と壁脚のシャーキーおよびスタブの改善

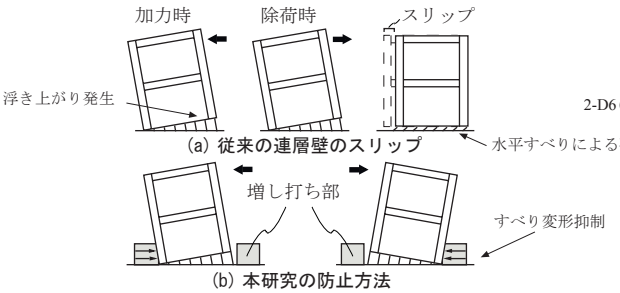
残留変形を抑制する前提条件として，ヒンジ領域に相当する 1 階の損傷抑制を行うことが必要になる。本研究では勅使河原ら [3] の損傷抑制方法を採用している。

耐震壁では，曲げせいがスパン長さになるため，耐震壁の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。

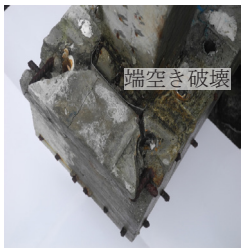
図－２ (a) に示すように壁脚が浮き上がった状態になり，水平すべりが生じて破壊が進行する。残留変形を抑制するためにはそのすべり変形も抑制する必要がある。抑制する方法としては，壁脚で付着を無くしたダボ筋を鉛直に配筋する方法があるが，大変形域ではある程度すべり変形が生じる。本研究では，**図－２** (b) に示すように柱部分を基礎梁の立ち上がりと一階スラブに食い込ませ，その部分をシャーキーとして抵抗させ，すべり変形を拘束する方法を採用する。

実際の建物では，雨水の建物内の侵入を防ぐため，１階のスラブの基礎梁の上端側にコンクリートを増し打ちして G.L. より 300 ～ 400mm 程度高い位置にスラブを設ける。その増し打ち部分と柱脚の外側の側面の鉛直境界に薄い二重の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する。

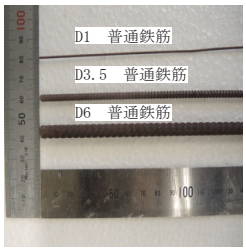
壁脚の水平ひび割れ面は基礎梁との打ち継ぎ面とし **図－２** (b) のように大変形でも増し打ち部分と柱脚の側面が重なるようにする。浮き上がった隙間が閉じた以降は，主にその打ち継ぎ面の摩擦力により水平力を伝達させる。文献 2）では 1.5/100rad. で柱脚まわりに，**写真－３**に示すようにスタブにひび割れが生じて 1.5/100rad. 以降壁脚の水平すべりが増大した。この原因は壁脚の両側のスタ



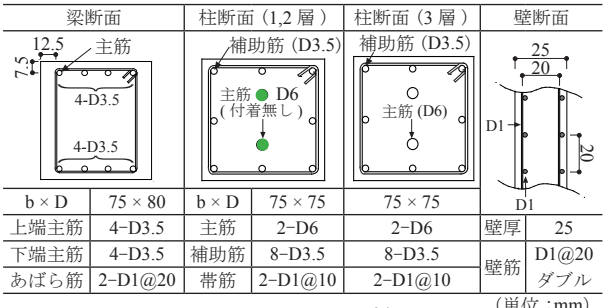
図－２　壁脚のスリップ防止方法



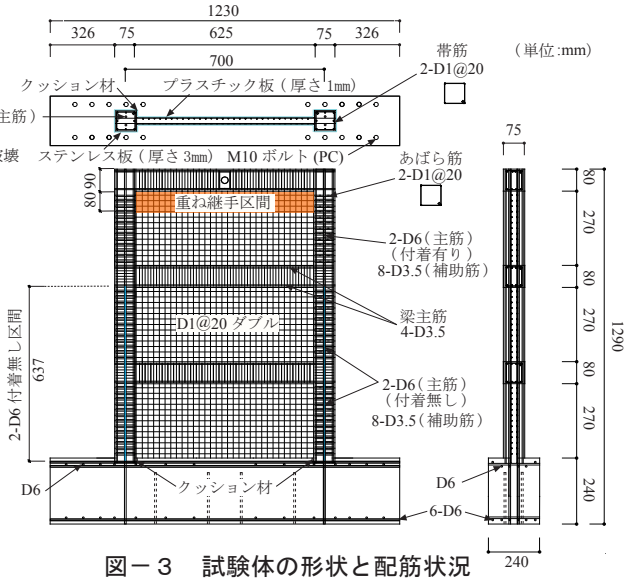
写真－３　昨年のスタブの破壊



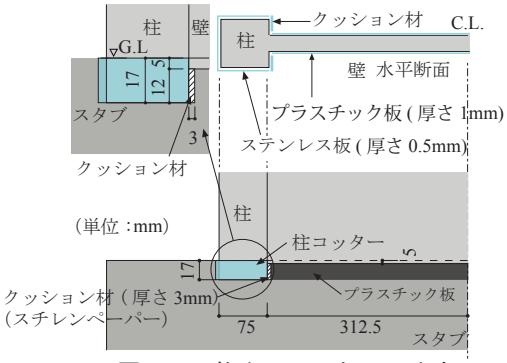
写真－４　使用した鉄筋



図－４　断面詳細



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

ブの張り出し部分の長さが短く，端空き破壊したことによる。今回はその張り出し部分を長くして補強した。

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1/10とした。3層1スパンをモデル化した。**写真－４**に鉄筋の例を，**図－４**に断面リストを示す。鉄筋のD1とD3.5は転造の機械で独自に製作した。転造後，焼き鈍しを行った。基礎スタブに定着する柱主筋のD6はJIS規格品を用いた。壁の縦筋は最上階の壁の高さで重ね継手を設けたが，これ以外では継ぎ手を設けなかった。1階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階と2階の区間の柱主筋D6は，前述の付着処理を行った。また，壁の縦筋は引張抵抗しないように基礎スタブに定着しなかった。試験体はまず壁と柱の耐震壁の部分を平打ちして硬化後，基礎型枠にその部分を鉛直に乗せて，基礎部分に無収縮のモルタルを打設した。**図－５**にコッターの形状と寸法を示す。柱は基礎に17mm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，クッション材として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，表面の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，また，プラスチック板を壁の側面の近くに基礎スタブの打設時に刺し込んだ。そのプラスチック板の厚さは1mmで，その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。早強セメントを使用した。砂は粒径が5mm以下で粗粒率が2.40とした。

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。

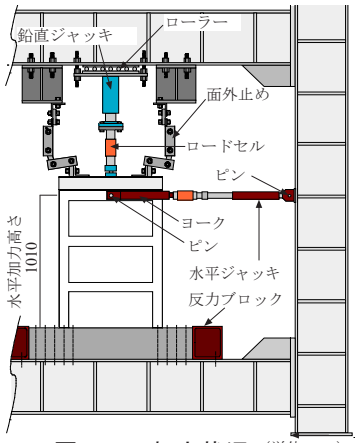
水平加力は加力高さ位置の耐震壁の水平変形を漸増させながら繰り返し加力を行った。鉛直荷重は，耐震壁が曲げ降伏した1.5/100rad.以降，各目標変形で段階的に変化させて残存振動加力を行い，柱の各軸力に対応した残留変形を特定した。**図－７**に各変形における設定した柱の軸力の軸力比ηとサイクル番号を示す。ηの定義は同図の左上に明記している。軸力を変化させることにより復元モーメント比が変化する。残存振動加力は次のように行った。**図－８(a)**に示すように想定する目標の最大経験変形角Rmaxに達した後，自由振動の履歴を再現させるため，除荷時に排出される弾性エネルギーEeと，負側に載荷して消費される弾塑性歪みエネルギーEsが等しくなるまで進めて除荷する。この後も，これを繰り返してEeが塑性エネルギーで消費されるまで繰り返し，最終残留変形角Reを特定する。

表－１　使用材料の力学的特性

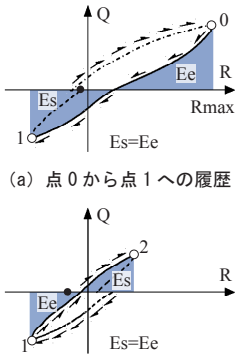
モルタル	Ec (×10⁴)	σ_B	$_c\varepsilon_B$ (%)	単位 (N/mm²)
	2.36	49.2	0.21	
鉄筋	種類	Es (×10⁵)	σ_y	σ_U
	D6　普通鉄筋	1.85	365	494
	D3.5　普通鉄筋	1.97	424	494
	D1　普通鉄筋	2.02	220	—

Ec：モルタルのヤング係数　Es：鉄筋のヤング係数
σ_B：圧縮強度　σ_y：降伏強度
$_c\varepsilon_B$: 圧縮強度時のひずみ度　σ_u：最大強度

軸力比 η=N/(b・D・Fc)
N：柱軸力（ここでは，耐震壁に対する鉛直荷重の1/2），
b：柱幅，D：柱せい，Fc：コンクリートの圧縮強度



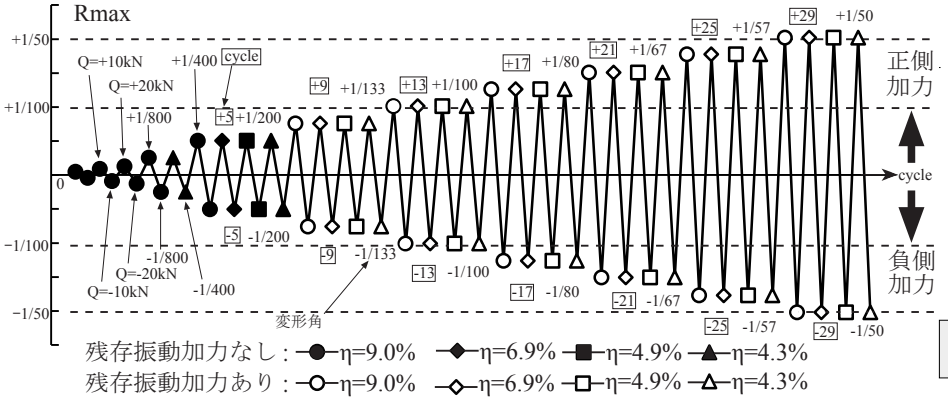
図－６　加力状況　（単位 :mm）



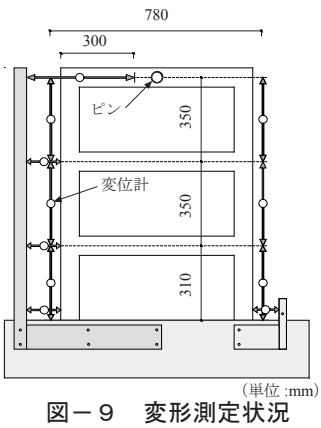
(a) 点０から点１への履歴

(b) 点１から点２への履歴

図－８　残存振動時の加力規



図－７　加力プログラム



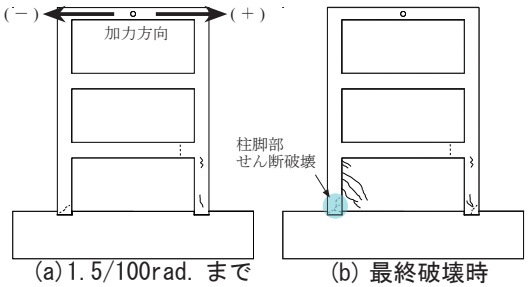
図－９　変形測定状況

５．実験結果概要

5.1　破壊状況

図－10 に破壊状況を示す。実線の部分が正加力時，破線の部分が負加力時に発生したものである。1.5/100rad. まではひび割れはほとんど生じなかった。文献 2) の試験体（最大水平荷重 45.96kN）では壁にせん断ひび割れが生じていたが，本試験体では、２章で述べ理由により柱の主筋量を減少させることになったため，最大水平荷重が 34.55kN に低下したことによりそのひび割れは生じなかった。本試験体は -1/50rad. で軸力比 η が 4.3% の時，圧縮側の柱脚でせん断破壊が生じて加力を終了した。

5.2　水平荷重－変形関係



(a) 1.5/100rad. まで　　(b) 最終破壊時

図－10　破壊状況

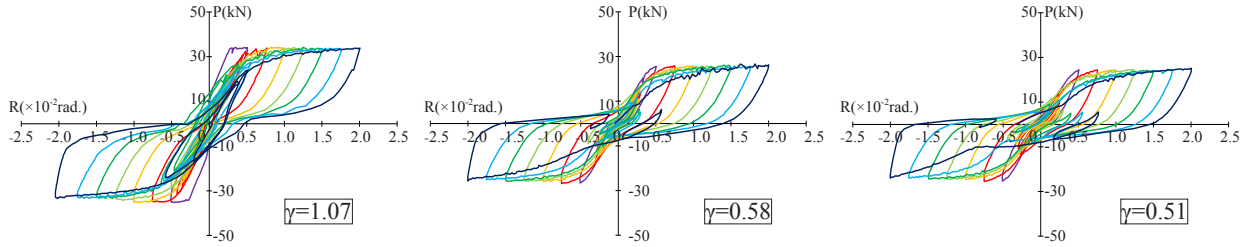
図－11 に水平荷重－変形角関係を示す。柱の軸力を軸力比 η を 9.0% ,4.9% ,4.3%にした場合である。各図中に η に対応する復元モーメント比 γ を示している。

γ は，軸力の負担するモーメント Mn を柱軸力 N とスパン長さ L(700mm) を乗じたモーメントとし，柱主筋の降伏モーメント Ms は，片側の柱で定着する鉄筋の降伏耐力にその L を乗じたモーメントとして算出した。

図－11(a) では ±2 サイクルの ±12.0kN で剛性が弾性剛性から低下した。±5 サイクルの +0.259/100rad. と -0.282/100rad. で引張側の柱の主筋が引張降伏して耐力に達した。水平耐力は最終サイクルまで安定し，正加力と負加力はほぼ同じ耐力となった。文献 2) では主筋が破断したことにより 1.5/100rad. までしか計測できなかったが，本試験では 1/50rad. まで計測できた。

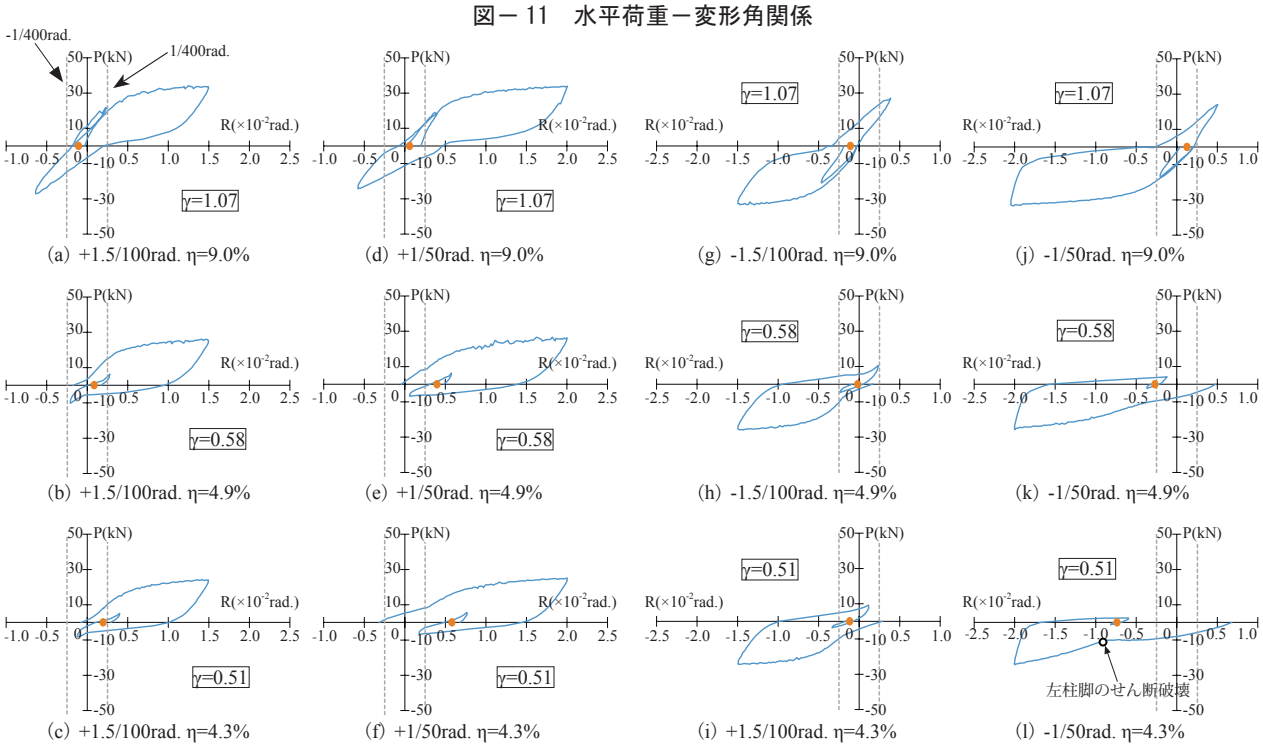
図－12 に水平荷重－変形角関係の代表的な履歴ループを示す。±1.5/100rad. と ±1/50rad. のサイクルである。文献 2) では目標変形が +1.5/100rad. のサイクルの +0.72/100rad. で主筋が破断し耐力が低下したが，本試験体では加力終了まで主筋の破断は生じなかった。

柱では復元モーメント比 γ が残留変形の抑制に大



(a) η=9.0%　　(b) η=4.9%　　(c) η=4.3%

図－11　水平荷重－変形角関係



(a) +1.5/100rad. η=9.0%　(d) +1/50rad. η=9.0%　(g) -1.5/100rad. η=9.0%　(j) -1/50rad. η=9.0%

(b) +1.5/100rad. η=4.9%　(e) +1/50rad. η=4.9%　(h) -1.5/100rad. η=4.9%　(k) -1/50rad. η=4.9%

(c) +1.5/100rad. η=4.3%　(f) +1/50rad. η=4.3%　(i) +1.5/100rad. η=4.3%　(l) -1/50rad. η=4.3%

図－12　正負，軸力ごとの水平荷重－変形角関係

きく影響を与え，γが 0.6 以上の場合，残留変形角は 1/400rad. 以下に抑制できるとされている[1]。復元モーメント比は軸力が大きいほど，大きくなる。軸力比 η が 9.0%の場合、γは 1.07 となる。次節で述べるが、正加力側は +1/100rad. 以降のサイクルで柱脚のコッターに損傷が生じて壁脚の水平すべり変形が増大する。

正加力側の +1.5/100rad. のサイクルでも γ が 0.58 であれば 1/800rad. 程度に抑制され，γ が 0.51 であれば 1/400rad. 以内に抑制されている。

一方，負加力側では柱脚のコッターは目立った損傷はなく，すべり変形も抑制されていた。柱脚がせん断破壊した -1/50rad. で η が 4.3% の場合（**図－12(l)**）を除くと，γ による残留変形の抑制状況を確認できる。-1/50rad. で γ が 0.58 であれば，残留変形が許容限界の 1/400rad. をわずかに上回る程度で，連層耐震壁でも，γ が 0.6 より大きいと，1/50rad. を経験しても残留変形角は視覚的許容限界の 1/400rad. 未満に抑制できると言えそうである。

5.3　柱のコッターの挙動

写真－5 に柱脚と基礎の状況を示す。柱脚が抜け出すようにコの字形のステンレス板を，基礎のモルタルが硬化する時に埋め込んでいる。柱脚とステンレス板の間は 5mm 程度で，その間にもモルタルが存在する。モルタルの打設時に，正加力時にコッターとして抵抗する柱脚で，ステンレス板が**写真－5** のように斜めに傾いた状態で設置されていた。目標変形が +1/100rad. のサイクルから，**写真－6** のようにステンレス板が浮き始め，柱脚の側面とステンレス板の間のモルタルに割れが生じ始めて，繰返し加力によりその損傷がより顕著になった。負加力時ではその現象は生じなかった。

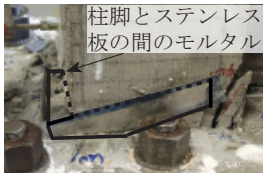
図－13 に壁脚の水平すべり変形－変形角関係を示す。変形角は各サイクルの目標変形角とした。すべり変形は**図－9** の左右の柱脚の外側の変位を平均した値である。図中には全体変形に対するすべり変形の割合を意味する直線をそれぞれ示している。正加力側は，前述した理由により 1/100rad. からすべり変形が増大し始めている。これに対して負加力時は -1/50rad. でも 5% に留まっている。

図－14 に本試験体と都祭ら[4] 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大の 1/2 の縮尺であるが，形状比は本試験体とほぼ同じで，復元モーメント比と軸力比もほぼ同じである。都祭らの試験体で壁脚に多量のダボ縦筋が配筋され，最もすべりを抑制できたとされる試験体のデータを示した。負加力時の都祭らのデータと比較すると 1.25/100rad. では 1/3 以下，1.5/100rad. では 1/4 以下に抑制されている。柱脚がなめらかに抜け出すように処理すれば，柱のコッターは壁脚のすべり変形を効率よく抑制できると考えられる。

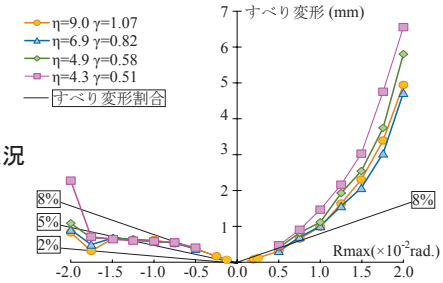
5.4　柱脚の軸方向変形の挙動

図－15 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最下層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。各軸力比での目標変形時と，その直後の除荷終了時の軸変形を示している。右側柱は正加力時に圧縮側，負加力時に引張側，左側柱は正加力時に引張側，負加力時に圧縮側となる。引張側の柱の目標変形時の軸変形はい

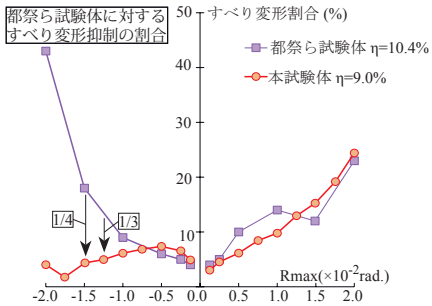
写真－5　柱脚と基礎の状況



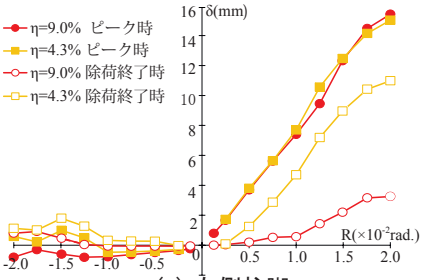
写真－6　ステンレス板の抜け出し



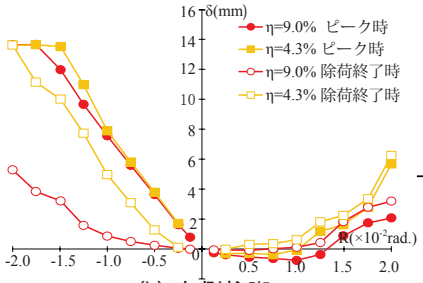
図－13　すべり変形－最大経験変形角



図－14　すべり変形割合－最大経験変形角

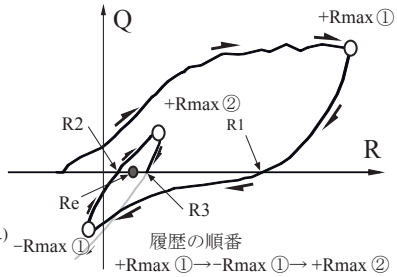


(a) 左側柱脚



(b) 右側柱脚

図－15　柱脚軸方向変形－最大変形角関係



図－16　残存振動時の残留変形を特定するための加力

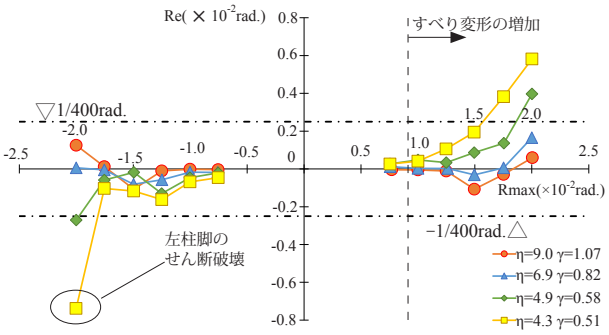
ずれの軸力の場合でもほぼ同一の値を示すが，除荷終了時は軸力比が低くなるほど軸変形が残っている。柱の最大の引き抜き変形は 16mm 程度であり，あらかじめ柱脚は基礎に 17mm 埋め込んであるため，軸力比 η が 4.3% と最も小さい場合でも柱脚が基礎スタブから抜け出さず, コッターとして機能することが分かる。なお, 右側の柱脚は圧縮時にもかかわらず +1/50rad. で 6mm 程度の伸びが生じている。これは右側の柱が引張側になった際に柱脚とスタブの境界が開き，前述の損傷したモルタルの破片が入り込んだためである。

5.5　残留変形の抑制状況

図－16 に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 を示す。目標変形角直後は自由振動するものとして加力を行っている。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 の中間の値に Re はほぼ収束する。ここでは R2 と R3 の平均値を残留変形角 Re とした。これによる Re を前掲の **図－12** に●で示している。復元モーメント比 γ が大きいものほど Re が小さくなっている。**図－17** に圧縮側の柱脚がせん断破壊するまでの残留変形角と最大経験変形角の関係を示す。正加力側は，前述したように柱のコッターが機能しなかった。負加力側だけでみると，γ が 0.58 で 1/50rad. を経験しても，残留変形角は 1/400rad. をわずかに上回る程度で，耐震壁でも復元モーメント比が 0.6 以上あれば，大地震後の残留変形角を 1/400rad. 以下に抑制できることが確認できる。

5.6　弾性剛性の計算値と実験値の比較

柱主筋は 1 本の柱で，2 本の D6 が基礎に定着されている。壁の縦筋は定着されていない。1 階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モルタルが弾性抵抗していると仮定した。ただしコンクリートは引張抵抗はしないものとした。2 階と 3 階はすべての柱鉄筋 (柱 1 本で 2-D6，8-D3.5) と壁縦筋 (2-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。梁理論で算出した。せん断変形はせん断抵抗面積を壁厚 (25mm) にスパン長さ (700mm) を乗じた断面積と仮定し, その面積に対する平均せん断応力を求め, 算出した。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が乖離する時のモーメントとして算出し，スタブ上面から水平加力位置までの高さ (1010mm) で除した。**表－2** に比例限界時の水平荷重と水平変形を示す。計算値と実験値はほぼ一致している。



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 (×10^{-3}rad.)	水平荷重 (kN)	変形角 (×10^{-3}rad.)
計算値	9.41	0.131	33.2	2.11
実験値	10.04	0.106	33.4	2.70

5.7　降伏剛性と曲げ降伏荷重

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。変形の算出には最下層から第二層までの区間は主筋の付着を無くしているため，耐震壁の断面二次モーメントにはその区間の主筋を考慮しなかった。付着を無くした区間の柱主筋 (D6) の軸ひずみは一様と仮定して，引張側の柱の伸びが壁脚高さ位置に集中するものとして回転変形を算出した。これに耐震壁自体の曲げ変形とせん断変形を加算した。3 階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。原因はスタブからの柱主筋 (D6) の抜け出し変形を考慮していないことであると考えられる。

6.　まとめ

1) 曲げ降伏する連層耐震壁において、1.5/100rad. 以降の残留変形の抑制性能は不明であったが、復元モーメント比が 0.6 以上であれば，1/50rad. 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が明らかになった。今後はこれが成立する耐震壁の諸元とその範囲を明かにする必要がある。
2) 壁脚の柱脚のコッターは，壁脚のすべり変形を抑制するのに極めて効果がある。しかし，基礎から抜け出す際に，柱脚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すべり板とその設置方法を改善する必要がある。

参考文献

1) 濱崎哲也，塩屋晋一ほか：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) 楠本繁治，塩屋晋一ほか：超小型試験体による復元性の高い RC 造連層耐震壁の水平加力実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.38,No.2,pp.409-414，2016.7
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集 , Vol.70,No.593,pp.137-144，2005.7
4) 都祭弘ほか：降伏機構分離型鉄筋コンクリート造耐震壁のスリップ変形抑制方法に関する研究，日本建築学会構造系論文集 ,Vol.70,No.614, pp.99-106 ，2007.4