

論文 柱脚のコッターと壁脚のダボ筋を利用した RC 造連層耐震壁の残留変形の抑制に関する水平加力実験と残留変形の評価

財前 将大^{*1}・塩屋 晋一^{*2}・西谷 政彦^{*3}・井上 健太^{*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。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いる。壁脚の柱をシャークキーに利用して、新たに壁脚にダボ筋を配筋した連層耐震壁の復元性能を調べる加力実験を行った。2/100rad. までほとんど損傷が生じず、残留変形の抑制の状況が明らかになった。実験結果のほか目標変形後の残留変形を評価できるモデルを提案して、実験結果を概ね評価できることを報告している。

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、地震時に構造体の降伏や損傷により振動エネルギーを吸収する。このため地震後に損傷や変形が残り、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、最大変形角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。壁脚を曲げ降伏させる連層耐震壁でも 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としており、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

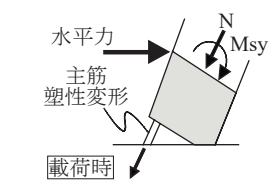
いる²⁾。図-2(b)のように1階床スラブと、その直下の基礎梁の増し立ち上がり部と、柱脚をシャークキーに利用して図-2(a)のような曲げ降伏後の壁脚のすべり変形を抑制する方法を採用してきている。しかし、柱脚にせん断力が集中するため1.5/100rad.以降で柱にせん断ひび割れが生じ剛性が低下して、大変形での残留変形の抑制性能が低下した。今回、壁脚で生じる水平せん断力を柱脚と壁の両方に負担させるよう壁部分にダボ筋を配筋する改良を行い、連層耐震壁の水平加力実験を行った。

本論文では、その実験の概要と結果、目標変形後に自由振動させた場合の残留変形の評価方法について述べる。

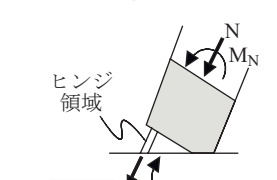
2. 壁脚のダボ筋の要素実験

ダボ筋の性能を明らかにするため、要素試験体によるせん断試験を行った。ダボ筋の径 ϕ 、鉄筋間隔 a 、両側のブロックへの定着長さ L を変数にした。定着長さの区間には付着性能を持たせるため、丸鋼の表面に0.3mm径の針金を2.5mmピッチでらせん状に巻き付け、エポキシ接着剤で一体化をはかり、凹凸をつけた。図-3に試験体A、Eの形状と寸法を示す。表-1に試験体の一覧

$M_y = M_{sy} + M_N$
 $M_{sy} = 0.8 \cdot a_s \cdot \sigma_y \cdot D$
 $M_N = 0.5 \cdot N \cdot D \cdot (1 - \eta_c)$
 $\eta_c = N / (b \cdot D \cdot F_c)$
 N : 柱の長期軸力
 a_s : 引張側主筋の断面積
 σ_y : 主筋の降伏強度
 D : 柱せい, b : 柱幅
 η_c : 柱の軸力比
 F_c : コンクリートの圧縮強度
 $\gamma = \frac{M_N}{M_{sy}}$
 M_N : 復元モーメント
 M_{sy} : 主筋が引張抵抗または圧縮降伏する降伏モーメント
 γ : 復元モーメント比
 $\gamma < 1$: 残留回転角は残る
 $\gamma > 1$: 残留回転角は減少



(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

耐震壁の場合の復元モーメントの計算
 $M_{sy} = a_g \cdot \sigma_y \cdot L$
 $M_N = 0.5 \cdot 2 \cdot N \cdot (L + D) \cdot (1 - \eta)$
 $\eta = 2 \cdot N / (A \cdot F_c)$
 a_g : 柱1本の主筋の全面積
 L : 左右の柱のスパン長さ
 A : 耐震壁の水平断面積

図-1 ヒンジの塑性回転角の抑制メカニズムと復元モーメント比

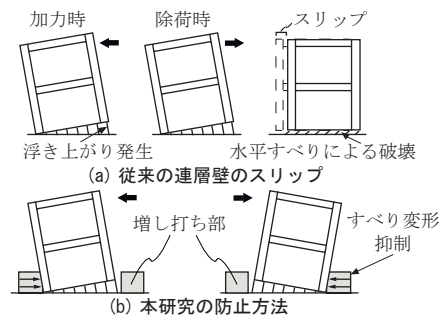


図-2 壁脚のスリップ防止方法

*1 鹿児島大学大学院 理工学研究科 前期課程 院生 (正会員)
 *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 竹中工務店 元鹿児島大学大学院 理工学研究科 前期課程院生
 *4 株式会社 大林組 元鹿児島大学 工学部 建築学科 学部生

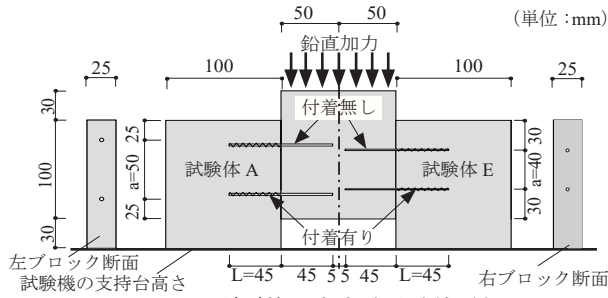


図-3 ダボ筋要素実験試験体詳細

表-1 要素試験体一覧

試験体	φ (mm)	a (mm)	L (mm)
試験体 A	3.5	50	45
試験体 B	2.3	50	81
試験体 C	2.3	50	45
試験体 D	2.3	30	45
試験体 E	2.3	40	45

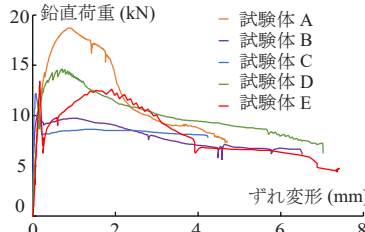


図-4 鉛直荷重-鉛直ずれ変形関係

梁断面	柱断面 (1層)	柱断面 (2,3層)	壁断面
b × D	b × D	b × D	壁厚
75 × 80	75 × 75	75 × 75	25
上端主筋	主筋	主筋	壁筋
4-D3.5	2-D6	2-D6	D1@20
下端主筋	補助筋	補助筋	壁筋
4-D3.5	8-D3.5	8-D3.5	D1@20
あばら筋	帯筋	帯筋	ダブル
2-D1@20	2-D1@10	2-D1@10	

図-6 断面詳細 (単位:mm)

表-2 使用材料の力学的特性

モルタル	種類	E_c	σ_B	e_{cB}
		2.54	55.3	0.33
鉄筋	D3.5 普通鉄筋	1.97	403	494
	D1 普通鉄筋	2.02	220	—

σ_B : 圧縮強度 (N/mm²) σ_y : 降伏強度 (N/mm²)
 e_{cB} : 圧縮強度時のひずみ度 (%) σ_u : 最大強度 (N/mm²)
 E_c : モルタルのヤング係数 ($\times 10^4$ N/mm²)
 E_s : 鉄筋のヤング係数 ($\times 10^5$ N/mm²)

を示す。ダボ筋の径をφ2.3とφ3.5とし、鉄筋間隔を@30、@40、@50の3種類、定着長さLを45mm、81mmの2種類とした。圧縮試験機の載荷支持台の上に試験体を載せ、両側のブロックの下面を支持して、試験体の中央のモルタルのブロックに鉛直加力を行い、鉛直荷重と中央ブロックと両側のブロックの鉛直ずれ変形を測定した。図-4に中央の鉛直荷重と鉛直ずれ変形の関係を示す。破壊状況は紙面の関係で示すことはできないが、大きな変形までモルタルにひび割れが殆ど生じなかった試験体Eの配筋を採用した。

3. 連層耐震壁の加力実験

3.1 試験体

図-5に試験体の形状と配筋状況を示す。縮尺は1/10である。3層1スパンをモデル化した。図-6に断面リストを示す。鉄筋のD1とD3.5は転造機と電気炉

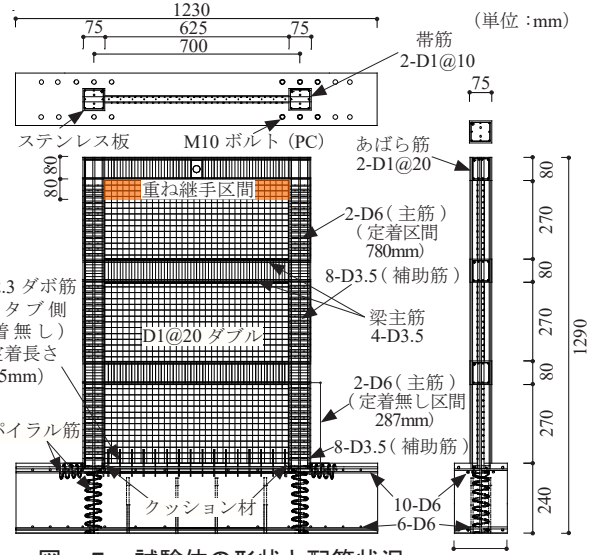


図-5 試験体の形状と配筋状況

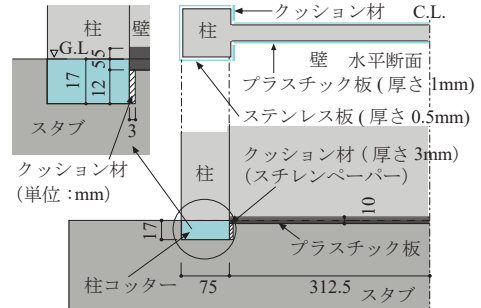


図-7 柱コッターの寸法とスタブからの抜け出しの処理

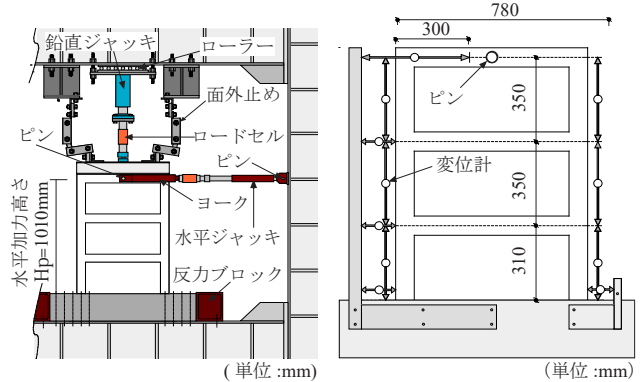


図-8 加力状況

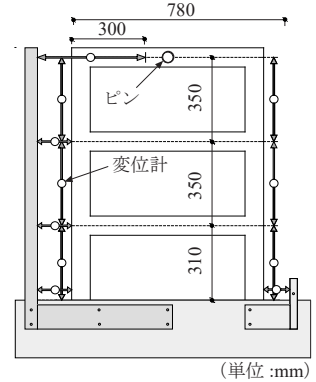


図-9 変形測定状況

を用いて独自に製作した。最下層の柱や壁に曲げやせん断によるひび割れを生じさせないためにその層の区間の柱の断面の中央の主筋2-D6に付着力を無くす処理を行った。また、補助筋8-D3.5はスタブに定着させなかった。図-7に壁脚周辺の状況を示す。柱脚の埋め込んだ部分を柱コッターと呼んでいる。柱脚と壁脚がスタブから滑出す時、そのまわりのモルタルが損傷ないようにクッション材やプラスチック板、ステンレス板を設置した。表-2に材料の力学的特性を示す。

3.2 加力方法

図-8に加力状況を示す。基礎を固定し、耐震壁の頂部に繰り返しの水平加力を行った。変形の測定を図-9に示す。基礎に対する各層の水平変形、左右の柱の軸

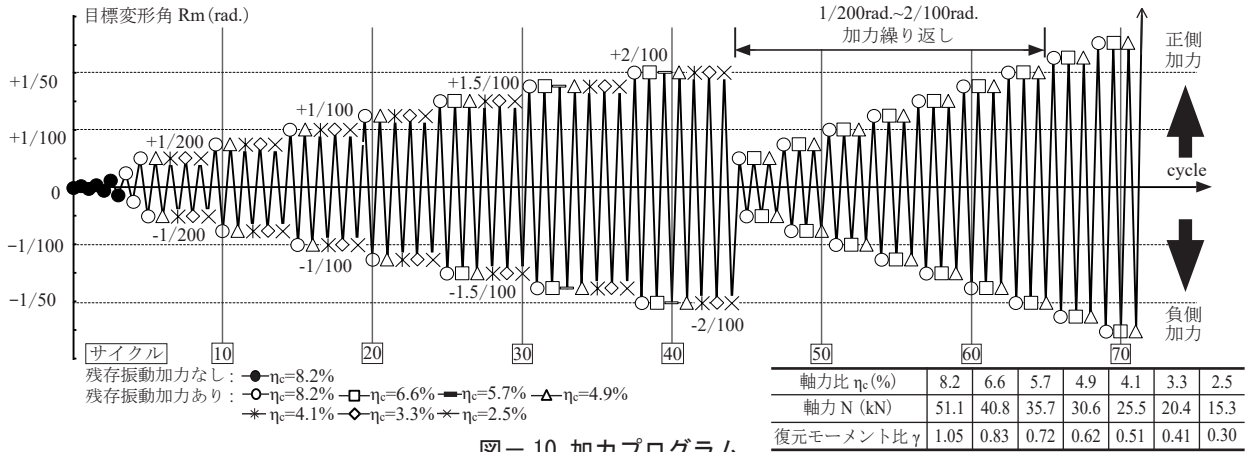


図-10 加カプログラム

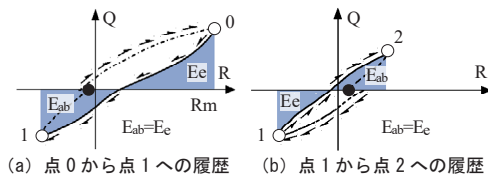


図-11 残存振動時の加カ規則

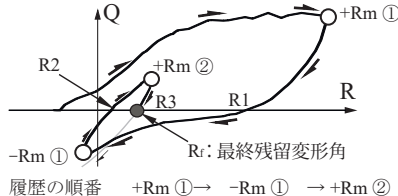


図-12 残存振動時の残留変形を特定するための加カ

変形、最下層の柱の基礎からの抜け出しを含む軸変形、最下層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。水平変形は試験体頂部の水平加力位置の表と裏で測定した。その水平変形を、水平加力高さ H_p で除した値を、変形角 R とした。図-10 に各変形において設定した軸力比 η_c とサイクル番号を示す。軸力を変化させながら目標変形角 $1/200\text{rad.}$ から $2/100\text{rad.}$ まで漸増させる加力を2回繰り返した。この加力を行っても大きな損傷が見られなかったため、この後さらに漸増させつつ加力を行ったが、左側柱脚で柱主筋の破断が起き、目標変形角 $2.5/100\text{rad.}$ で加力を終了した。残留変形の抑制性能を調べる方法としては、目標変形後に自由振動させて決定する残留変形の抑制性能で安全側で評価できる¹⁾。残留振動加力は次のように行った。図-11 に示すように残留振動時の加カ履歴の規則は、想定する最大応答の最大経験変形角 R_m 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、負側に載荷して吸収される弾塑性歪みエネルギー E_{ab} 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、残留変形角 R_f を特定する。図-12 に残留振動の履歴ループを示す。 R_f はせん断力が零となる時の R_1 から第2番目と第3番目の変形角 R_2

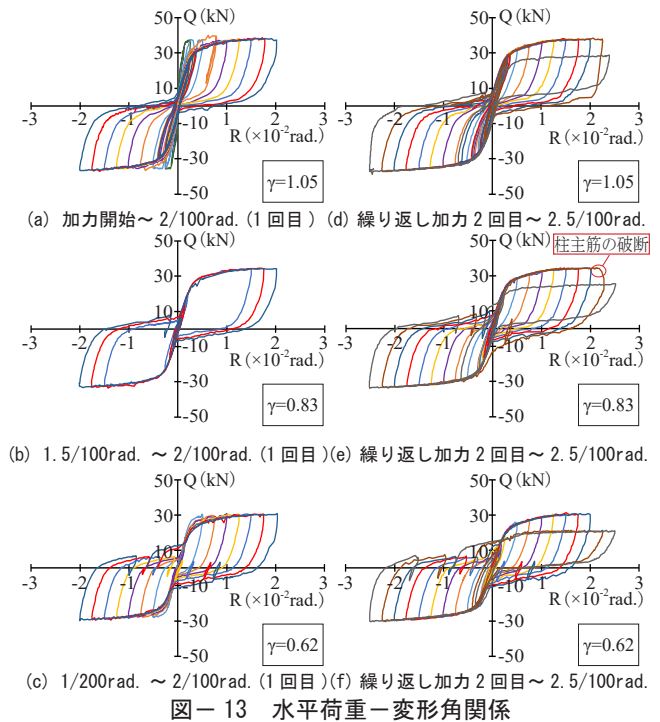


図-13 水平荷重-変形角関係

と R_3 の中間値より多少小さな値に収束することを文献3)で報告している。本実験では R_2 と R_3 の平均値を残留変形角 R_f とする。 R_m は実験ではサイクルの目標変形角となる。

4. 実験結果

4.1 水平荷重-変形角関係

図-13 に水平荷重-変形角関係を示す。柱の軸力比 η_c は 8.2, 6.6, 4.9% の場合で、それらの復元モーメント比 γ は 1.05, 0.83, 0.62 である。この場合の軸力は 51.1, 40.8, 30.6kN である。図-14(a) において目標変形角 $1/200\text{rad.}$ (水平荷重 36.8kN) で引張側の柱脚がスタブから抜け始め、剛性が低下し、目標変形角 $1/400\text{rad.}$ で壁脚位置の鉄筋が降伏して、耐力が決定した。それ以降繰り返しに加力により水平耐力が約 3.6% 低下するが、それ以降の変形ではほぼ一定で、 $2/100\text{rad.}$ まで耐力は低下しなかった。第2章で述べたように壁脚のダボ筋にせん断力

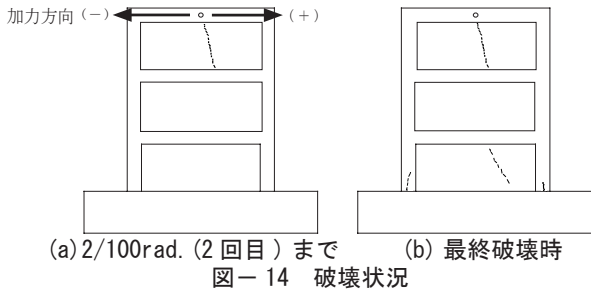


図-14 破壊状況

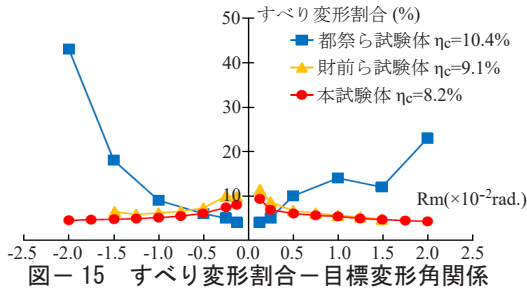


図-15 すべり変形割合-目標変形角関係

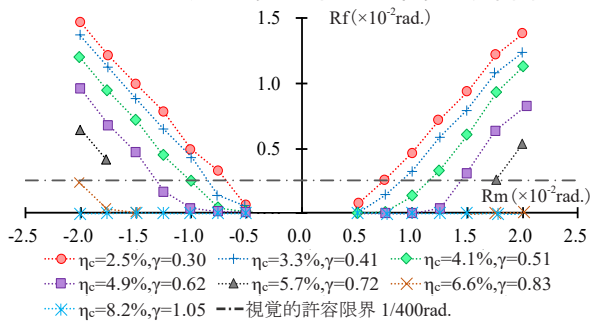


図-16 残留変形角-目標変形角関係 (繰返し加力1回目)

を負担させることで、2/100rad. を2回経験しても大きな損傷は生じなかった。2/100rad. までの水平荷重-変形角関係と残留変形の抑制状況を把握することができた。

4.2 破壊状況

図-14に破壊状況を示す。実線部分が正加力時、破線部分が負加力時に発生したものである。図-14(a)に示すように2回目の目標変形角2/100rad. までは柱脚に損傷が生じなかった。財前ら²⁾の試験体と比較し、大幅に損傷を抑えることができた。ダボ筋が柱脚の損傷抑制に十分に寄与したと判断できる。しかし、その後、目標変形角を漸増させて加力を進めると、図-13(e)で示されている目標変形角2.25/100rad. の加力中に左側柱脚の主筋(D6)が破断する音がして耐力が低下した。

耐震壁の曲げせいは一般の柱のせいより極めて大きく、変形角に伴う柱主筋の伸び量も同様に大きくなる。繰返し加力を受けると、柱主筋は降伏ひずみを越える大きなひずみを多数回受ける状況になるため、低サイクル疲労破壊により、破断した可能性が高い。

4.3 柱コッターとすべり変形の抑制

図-15に本試験体と財前ら²⁾の試験体、都祭ら⁴⁾の試験体の水平すべり変形の割合-目標変形角関係を示す。変形角は各サイクルの目標変形角である。すべり変形は左右の柱脚の外側の水平変位の平均で、すべり変形

の割合はすべり変形を水平加力位置の水平変位で除したものとした。財前ら²⁾の実験では柱脚のシャーキーによりすべり変形の割合を7%程度に抑制した。都祭らの試験体は実物大の1/2の縮尺で本試験体とは異なるが、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、壁脚にダボ筋が配筋されている。都祭ら⁴⁾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ている。そのデータでも大変形域においてはすべり変形が増加する傾向がある。本試験体はすべり変形の割合は財前らの実験と同程度に留まっている。タボ筋は2/100rad. まで柱の破壊を防げた点で、効果があったと判断できる。

4.4 残留変形の抑制状況

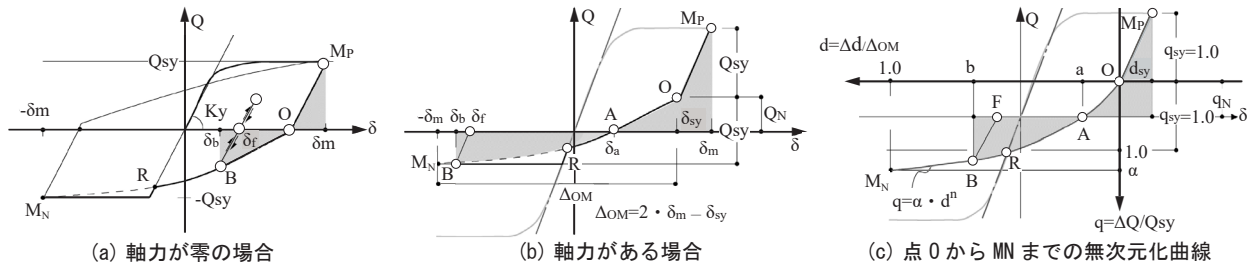
図-16に残留変形角-目標変形角関係を示す。残留変形角は図-12の R_f である。 R_f を本研究室が定める視覚的許容限界の1/400rad. 以下に抑制するためには、目標変形角 R_m が1.25/100rad. では γ が0.6以上、 R_m が2/100rad. では γ が0.8以上必要となる結果になっている。その視覚的許容限界値は、人の目視試験により鉛直線の倒れを気づかない最大の角度としている。

5. 目標変形後の自由振動時の履歴ループのモデル化と残留変形の評価

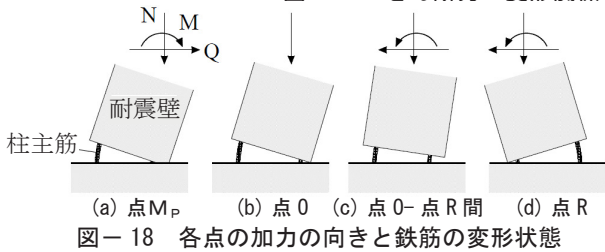
5.1 目標変形後の自由振動時の履歴ループのモデル化

図-17(a)に軸力が零の場合のせん断力-変形関係のループを模式的に示す。左右の柱の接合鉄筋が降伏した以降で、正負で同じ変形(δ_m : 目標変形)まで繰返し加力されたループである。ループの仕組みを明確にするために、コンクリートは壁脚の曲げの引張に対して抵抗しないものとして、これ以外の状態では弾性抵抗するものとして考える。図-18に目標変形から除荷して、負側へ加力する際の代表的な変形状態を示す。

図-17(a)において正側の目標変形の点 M_p から除荷して、せん断力が零になるまでの区間ではせん断力-変形関係はほぼ直線的に低下する。この間の抵抗状態は図-18(a)で、右柱のコンクリートが圧縮抵抗している。図-17(a)でせん断力が零になる点Oから負加力側の目標変形の点 M_N に向けて加力すると、図-18(c)の状態になり、柱脚は、柱の鉄筋だけで曲げ抵抗する。点Oから点 M_N に向かう点Rまでは、その状態の抵抗が続き、この区間ではせん断力-変形関係の形状は累乗根の関数による曲線に近い関係を示す。これは繰返し加力を受ける鉄筋の応力-ひずみ関係では降伏後のバウシinger効果の影響により、その繰返しのループ形状も累乗根の関数で近似されることと関係している。点Rから曲げ圧縮側に転じた左側柱のコンクリートが圧縮抵抗して、水平剛性が増加して、耐震壁の水平剛性 K_y の関係に従う。 K_y は初期の原点から耐震壁が降伏する時点



(a) 軸力が零の場合 (b) 軸力がある場合 (c) 点OからMNまでの無次元化曲線
 図-17 セン断力-変形関係の履歴ループと履歴経路とモデル化



(a) 点M_P (b) 点O (c) 点O-点R間 (d) 点R
 図-18 各点の加力の向きと鉄筋の変形状態

結ぶ剛性とする。図-17(a)において点M_Pから自由振動する場合、点Rより以前で点M_Pから点Oまでに排出される弾性エネルギーE_eと、点Oから点M_Nに向かう途中で吸収されるエネルギーE_{ab}が等量になると、運動エネルギーが零になり、速度が反転して、減衰振動に入る。その反転の点を点Bとする。この減衰時の剛性は、前述のK_yに近い。その減衰時の剛性をK_yと等しいとする。この時の最終の残留変形δ_fは式(1)で近似される。

$$\delta_f = \delta_B - Q_B / K_y \quad \text{かつ} \quad \delta_f \geq 0.0 \quad (1)$$

ここに、δ_B: 点Bの変形、Q_B: 点Bのせん断力

水平耐力は柱鉄筋が降伏する時の壁脚の降伏モーメントを水平加力高さH_p(図-8)で除した耐力で表される。その降伏モーメントは、図-1(a)のM_{sy}とできる。この柱主筋が負担するせん断力Q_{sy}(=M_{sy}/H_p)を水平耐力とする。図-17(a)にQ_{sy}と、それを表す水平線を示す。

図-17(b)に軸力が作用している場合のせん断力-変形関係を示す。軸力により抵抗モーメントが加算されるので水平耐力が増大する。そのせん断力の増加をQ_Nとする。正加力側の目標変形の点M_Pからの負側の方向へ加力するループの曲線は、図-17(a)の曲線が上方にQ_Nの分だけ移動した形状になる。M_Pのせん断力はQ_{sy}+Q_Nで、M_Nのせん断力はQ_{sy}-Q_Nとなる。点M_Pからせん断力が零になる点Aまでに排出される弾性エネルギーE_eは、軸力が零の場合に比べて増大し、また点Aから点Rに至るまでの吸収エネルギーE_{ab}も減少するため、早期に点Rに到達する。点Rに達した以降は式(1)のδ_fの式は適用範囲外となる。この適用範囲外のδ_fは、点Oから点Aを通過して点Rまでの区間のループの曲線に適合する累乗根の曲線に従ってせん断力-変形関係が進むと仮定した場合での点Rから点Bの曲線の決定される仮定の残留変形で負の値となる。点R

に達した後は耐震壁の剛性K_yで減衰振動すると仮定する。残留変形はδ_fの式(1)による値が零以上の正であればその値とし、負となれば零とする。

5.2 履歴ループの形状の曲線の無次元化

点Oから点Rまでの曲線を累乗根の関数によりモデル化する。せん断力-変形関係上の点Oを原点とする座標軸を設け、点Oから点M_Nまでのループの曲線を無次元化した座標系で表現する。図-17(c)に横軸を点Oから点M_Nの変形量Δ_{OM}(=2・δ_m-δ_{sy})で除して無次元化し、縦軸をQ_{sy}で除して無次元化するq-d座標軸を示す。点Oから点M_Nまでを式(2)で表す。

$$q = \alpha \cdot d^n \quad (2)$$

ここに、q=ΔQ/Q_{sy}、d=Δδ/Δ_{OM}、Δ_{OM}=2・δ_m-δ_{sy}

α: 係数、n: 指数、ΔQとΔδ: q軸とd軸方向のせん断力と変形の増加量

δ_m: 各サイクルの目標変形、δ_{sy}=Q_{sy}/K_y

点Oを原点にして、qの軸は下向きを正として、dの軸は左向きを正としている。Q-δ座標系でせん断力が零になる点Aのq-d座標系の横軸dの値をaとする。

点Aの縦軸qの値は軸力により負担されるせん断力Q_NをQ_{sy}で無次元化したq_N(=Q_N/Q_{sy})となる。aとq_Nは式(2)を満たすのでaは式(3)として表される。

$$a = (q_N / \alpha)^{1/n} \quad (3)$$

ここに、q_N=Q_N/Q_{sy}、Q_N: 耐震壁の軸力により負担される水平せん断力、Q_N=M_N/H_p

点Bのd軸の値をbとする。q-d座標系における点M_Pから点Aまでの排出される弾性エネルギーE_eと点Aから点Bまでの吸収エネルギーE_{ab}を等しくおくことによりbに関する非線形の方程式が得られて、数値計算によりbの値を求めることになる。E_eは式(4)で表されてE_{ab}は式(5)で表される。bが求められると、その値を式(2)のdに代入して点Bのqの値q_Bが決まる。式(1)のδ_BとQ_Bは式(6)として求められる。

$$E_e = 0.5 \cdot (2 \cdot q_N + 1.0) \cdot d_{sy} + q_N \cdot a - \alpha / (n+1) \cdot a^{n+1} \quad (4)$$

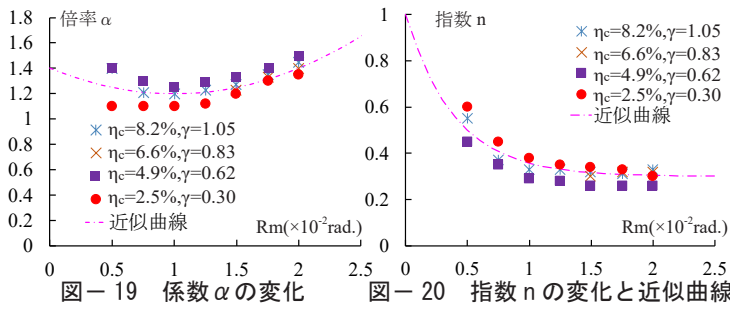


図-19 係数 α の変化

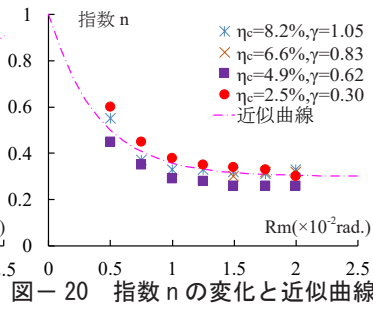


図-20 指数 n の変化と近似曲線

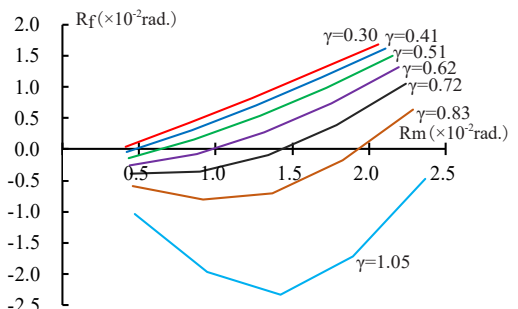


図-21 計算による残留変形角-目標変形角関係

$$E_{ab} = \alpha / (n+1) \cdot (b^{n+1} - a^{n+1}) - q_N \cdot (b - a) \quad (5)$$

$$\delta_B = b \cdot \Delta_{OM}, \quad Q_B = (q_B - q_N) \cdot Q_{Sy} \quad (6)$$

ここに, $ds_y = \delta s_y / \Delta_{OM}$, $\Delta_{OM} = 2 \cdot \delta m - \delta s_y$

5.3 係数 α と指数 n

図-17(c) の点 O から点 R まで曲線が実験のループ形状に適合するように係数 α と指数 n を最小二乗法により求めた。その結果を図-19 と図-20 に示す。横軸に各ループの目標変形角 R_m をとっている。 α は R_m が 1.0 程度で極小値をとる形で変化している。 n は R_m の増加に伴って減少して 0.3 程度の値に収束する傾向がある。ここでは、 α を式(7)で表し、 n を式(8)で表すことにする。図-19 と図-20 に式による曲線を示す。

$$\alpha = 1.2 + 0.2 \cdot (R_m - 1)^2 \quad (7)$$

$$n = 0.3 + 0.7 \cdot \exp(-2.5 \cdot R_m) \quad (8)$$

ここに、 R_m : 各ループの目標変形角 (% 値)

5.4 計算値と実験値の比較

図-21 に式(1)により計算された残留変形角 R_f と目標変形角 R_m の関係を示す。構成材料の特性値は材料試験の結果を用いた。実験の軸力別に R_m が 0.44% から 2.2% の範囲で計算した。復元モーメント比 γ が大きくなると、残留変形角が減少することが表現されている。残留変形角が負になる範囲は図-17(b)において点 A から R 点に達して、耐震壁の剛性に沿って減衰振動し、残留変形角が零に近い値に収束することを意味する。 γ が 0.8 以上で R_m が 1.9% 以内であれば全て負となり、残留変形は殆ど生じないことになる。

図-22 に計算値と実験結果の比較を示す。式(1)による R_f の計算値が負になった場合は R_f を零としている。実線が計算値で、記号付き破線が実験値である。同色の実線と破線が同じ軸力である。計算結果は概ね安全側で実験の残留変形角を評価している。

6. まとめ

柱脚のコッターと壁部のダボ筋を壁脚のシャーキーとして利用した連層耐震壁の加力実験を行い、損傷と残留変形の抑制性能を明らかにして、残留変形の評価モデル

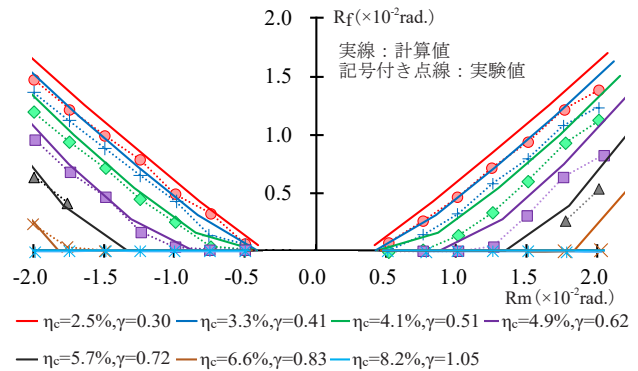


図-22 残留変形角の計算値の推移と実験値の比較

を検討した。以下に結果をまとめる。

- 1) 変形角 2/100rad. まで損傷はほとんど生じず、水平荷重-変形角関係を把握でき、変形角 2/100rad. まで経験した場合の残留変形を抑制できる復元モーメント比 γ を 0.8 以上と特定できた。
- 2) 柱の損傷と、曲げ降伏後の壁脚のすべり変形を抑制する観点では壁脚のシャーキーとして、柱のコッターと壁脚のダボ筋の併用が効果的である。
- 3) 目標変形後の残留変形を評価する基本モデルを提案した。今後は、係数 α と指数 n に一般性を持たせるために鉄筋の履歴特性と変形角および柱主筋のひずみ量の関係を考慮するモデルを構築する必要がある。

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, pp151-156, 2012.7
- 2) 財前将大, 塩屋晋一ほか: 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, コンクリート工学年次論文集, vol.41, No.2, pp385-390 2019.7
- 3) 阿部友樹, 塩屋晋一ほか: 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, pp2005-2010, 2013.7
- 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集, vol.170, No.614, pp99-106, 2007.4