

論文 複数開口を有する RC 造耐震壁の耐震性能に及ぼす開口位置の影響

櫻井 真人^{*1}・松井 智哉^{*2}・鈴木 健太^{*3}・倉本 洋^{*4}

要旨：本研究では、前年度に行なった実験に引き続き、開口位置および開口数を実験変数とした同一の等価開口周比を有する RC 造有開口連層耐震壁の静的載荷実験を行い、同一等価開口周比であっても開口位置および開口数の違いにより、耐力、破壊性状および変形性能に差異が認められることを明らかにする。また、既往のせん断耐力評価式および圧縮場を考慮した小野・徳広の提案式による耐力予測精度について検討し、両式が実験結果に対して安全側の評価を与えることを示す。さらに、前年度の複数開口を有する耐震壁の構造実験結果と比較し、開口に隣接する部材によって異なる破壊性状および履歴特性を示すことを明らかにする。

キーワード：有開口耐震壁、複数開口、偏在開口、静的載荷実験、等価開口周比

1. はじめに

鉄筋コンクリート造建築物の主要な耐震要素である耐震壁は建築計画、設備等の制約により開口を設ける場合が多い。日本建築学会・RC 規準¹⁾および日本建築防災協会・耐震診断基準（以下、耐震診断基準）²⁾では等価開口周比を用いた有開口耐震壁のせん断強度の算定方法が示されている。この算定方法は、無開口耐震壁のせん断耐力に等価開口周比を乗ずるという簡便かつ実用的な方法であるが、等価開口周比が一定であれば、開口の形状や位置に関係なく同等の構造性能を持つものと判断される。しかしながら、既往の実験や実際の地震による有開口壁の被害状況をみると、等価開口周比によってその扱いを単純に決定できるものではないといえる。また、前年度に実施した複数開口を有する耐震壁の構造実験（以下、前年度実験）³⁾では、同一の等価開口周比であっても開口の形状や位置によって破壊性状が大きく異なることを明らかにするとともに、安全側の評価ではあるがせん断耐力算定値と実験値に大きな差異が生じる結果が得られた。

そこで本研究では、複数開口を有する RC 造有開口耐震壁の評価法の精度向上に向けて、複数および偏在開口を有する耐震壁の静的載荷実験を実施することで、有開口耐震壁の破壊メカニズム、耐力および変形性能を把握することを目的とする。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は 6 層程度の RC 造建築物における連層耐震壁の下層部を想定した約 1/3 スケールである。実験変数には開口数と開口位置を選択した。等価開口周比を 0.35 と

し、図-1 に示すように、開口数が各層 2 個で開口位置が対称な試験体 WO4、開口数が各層 2 個で開口位置が偏在する試験体 WO5、開口数が各層 1 個で開口位置が偏在する試験体 WO6 の計 3 体を計画した。試験体 WO4 の配筋状況を一例として図-2 に示す。

耐震壁は壁内法高さが 700mm、内法長さが 1,600mm および壁厚が 80mm であり、側柱断面は 200mm 角である。また、壁梁の幅およびせいは 150mm および 200mm である。表-1 に各試験体の部材断面詳細を示す。表-2 に鉄筋およびコンクリートの材料特性を示す。使用したコンクリートは呼び強度 21N/mm²（実験時の目標圧縮

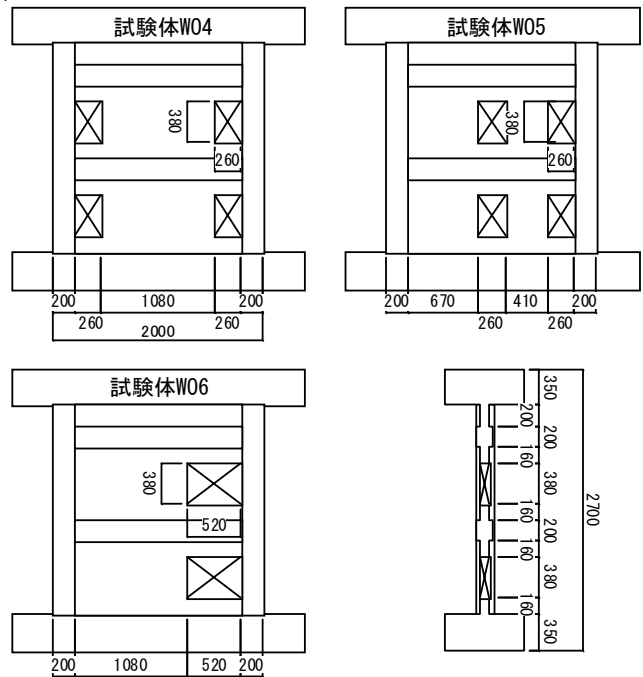


図-1 試験体形状

*1 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建設工学専攻（正会員）

*2 豊橋技術科学大学 工学部建設工学系助教 博士（工学）（正会員）

*3 清水建設株式会社 建設事業部 修士（工学）（正会員）

*4 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻建築工学部門教授 博士（工学）（正会員）

強度 27N/mm^2 と設定) である。コンクリートの打設は、基礎スタブ、壁部1層(2層梁上端レベルまで)、壁部2層(3層梁上端レベルまで)、壁部3層および上部スタブの4回に分けて行った。

使用した鉄筋はSD295AのD6(壁筋、柱・梁横補強筋)とD10(梁主筋、開口補強筋), SD390のD13(柱主筋)である。

これらの試験体は、前年度実験³⁾に用いられたものが2層であったのに対して、2.3層としている。これは、前年度の試験体では上部加力スタブの直下に境界梁があ

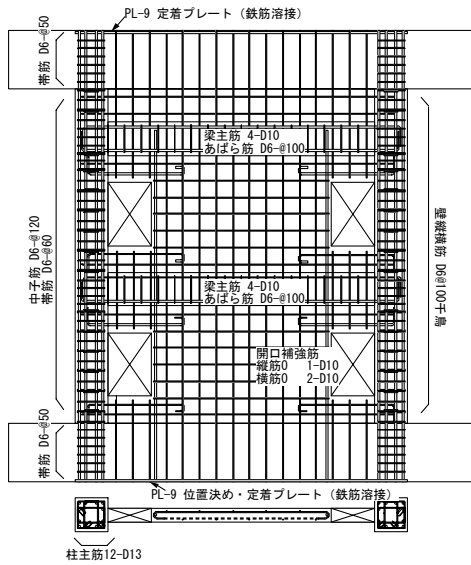


図-2 配筋図(試験体W04)

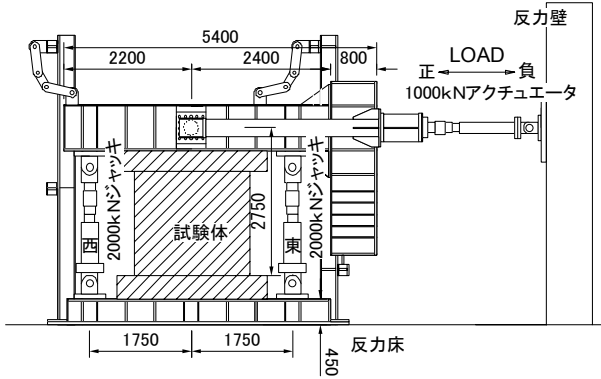


図-3 荷重装置 (単位: mm)

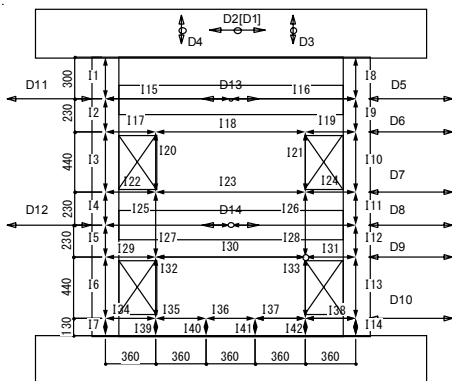


図-4 変位計測位置(試験体W04)

り、その下に開口を設けたことで最大耐力時以降において2層の側柱に破壊が集中する傾向が認められたことから、本試験体ではその影響を回避することを目的としたためである。

2.2 荷重方法

荷重装置を図-3に示す。試験体は反力フレームにPC鋼棒で固定し、水平力の正負繰り返し荷重は反力壁に取り付けたオイルジャッキ(1,000kN)によって行った。さらに、反力フレームに取り付けた2台の鉛直オイルジャッキ(各2,000kN)により、442kNの一定軸力(軸力比 $N/bD\sigma_c$ で0.2に相当)を試験体に作用させると同時に、せん断スパン比が1.38となるように作用せん断力に対応させて当該鉛直ジャッキを制御することで試験体頂部に付加モーメントを作用させた。実験では試験体頂部の水平変位(δ)を計測高さ($H=2,200\text{mm}$)で除した部材角 $R=\delta/H$ で制御し、表-3に示す荷重計画に従って荷重した。

表-1 部材断面詳細

柱	B×D	200×200
	主筋	12-D13 ($p_g=3.8\%$)
帯筋	2-D6@60 ($p_w=0.53\%$)	
副帯筋	2-D6@120 ($p_w=0.27\%$)	
梁	B×D	150×200
	主筋	4-D10 ($p_t=0.54\%$)
帯筋	2-D6@100 ($p_w=0.42\%$)	
壁	壁厚	80
	縦筋	D6@100 ($p_s=0.4\%$)
開口補強筋	D10(縦, 横, 斜め)	

単位: mm

※ $F_c=27\text{N/mm}^2$ 柱主筋(SD390) その他(SD295A)

※破壊モード: せん断破壊型

表-2 材料特性

鉄筋	降伏点 (N/mm^2)	ヤング係数 ^{※1} (kN/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
種別・使用部位			
D6(SD295A)	338	187	509
壁・柱・梁補強筋			
D10(SD295A)	348	190	487
梁主筋・開口補強筋			
D13(SD390)	405	185	595
柱主筋			
コンクリート			
	W04	W05	W06
σ_B (N/mm^2)	1層壁部	26.6	26.9
	2層壁部	26.4	24.8

※1公称断面積を用いた

表-3 荷重計画(全試験体共通)

部材角R(rad.)	変位 δ (mm)	サイクル回数
1/1600	1.375	1
1/800	2.75	1
1/400	5.5	2
1/200	11	2
1/133	16.5	2
1/100	22	2
1/67	33	2
1/50	44	2
1/33	66	1

2.3 測定方法

計測変位は、上部スタブおよび側柱での水平変位、側柱を7分割した軸方向変位、壁内の梁および壁板の部分変位である。柱主筋、帯筋、壁のせん断補強筋および梁主筋のひずみはひずみゲージにより測定した。変位測定位置の一例を図-4に示す。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

図-5に全試験体の $R=1/133rad.$ の荷重サイクル終了時におけるひび割れ破壊状況を示す。また、同図には前年度実験の試験体のうち試験体 WO4 と同様に2つの開口をそれぞれ壁の両端に配置した試験体 WO3 の結果も併せて示す。

試験体 WO4 では、 $R=1/1600rad.$ において各層開口隅角部のひび割れおよび西側柱脚部の曲げひび割れを生じた。それ以降の荷重サイクルでは、東西側柱、中央壁板、各階梁のひび割れが伸展および拡幅した。最大耐力を發揮した $R=1/133rad.$ では、2階梁端部から1層開口上部にかけてせん断ひび割れが大きく拡幅し、1層開口上部で圧壊およびコンクリートの剥落が確認された。また、東西側柱脚部ではせん断ひび割れが生じた。 $R=-1/100rad.$ の第1サイクルで2層開口隅角部においてコンクリートの剥落が確認され、1層中央壁板ではスリップ破壊を起こし急激に耐力が低下した。以降、中央壁板の損傷が進行し、荷重を終了した。

開口位置が同じ試験体 WO3 では、2.1節で述べたように2層の開口が3階梁および側柱に隣接し、開口上部位置の剛性が高いことから2層中央壁板および2層側柱において損傷が集中した。それに対して、たれ壁のある試験体 WO4 は、1層部において破壊が進行しており、開口に隣接する部材剛性によって破壊性状が大きく異なることが確認できる。

試験体 WO5 では、 $R=1/1600rad.$ において2層袖壁および各層中央壁板開口隅角部に初期ひび割れが生じた。以降の荷重サイクルでは東西側柱、各層袖壁および中央壁板、各階梁のひび割れが伸展および拡幅した。 $R=1/200rad.$

のサイクルでは、東西側柱にせん断ひび割れが発生し、東側柱において圧壊の兆候がみられた。最大耐力を記録した $R=1/133rad.$ の荷重サイクルでは、西側柱脚部、各層袖壁開口周辺および各層中央壁板が圧壊し、コンクリートの剥落が確認された。 $R=+1/100rad.$ では各層袖壁から西側柱脚部にかけてせん断ひび割れが大きく拡幅し、2層袖壁および1層袖壁東開口上部が圧壊した。それ以降の荷重サイクルでは、各層袖壁および中央壁板の損傷が進行し荷重を終了した。

試験体 WO6 では、 $R=1/1600rad.$ において1層東西側柱、袖壁開口隅角部および各階梁開口近傍において初期ひび割れがみられた。以降の正荷重時のサイクルは、東側柱全体に曲げひび割れが発生した。また、2層袖壁から西側柱脚部への斜めひび割れが発生し、1層袖壁西側において圧壊の兆候を示した。負荷荷時では、西側柱全体に曲げひび割れが発生し、東側柱ではせん断ひび割れが確認され、各層袖壁のせん断ひび割れが伸展および拡幅した。最大耐力を記録した $R=1/133rad.$ の荷重サイクルでは、西側柱においてせん断ひび割れが発生した。また、各層袖壁でコンクリートの剥落が確認され耐力の低下がみられた。 $R=+1/100rad.$ の荷重サイクルでは、1層袖壁で西側柱脚部への斜めひび割れが拡幅したが、2層袖壁の損傷に比べて軽微であった。 $R=-1/100rad.$ の荷重サイクルでは、1層袖壁開口周辺および1層開口上部が圧壊した。以降の荷重サイクルでは、東西側柱において大きな変化は認められなかったが、各層袖壁および2階梁端部の損傷が進行し荷重を終了した。

3.2 履歴特性

各試験体のせん断力-変形角関係を図-6に示す。また、同図には破壊性状と同様に試験体 WO3 の結果も併せて示す。

各試験体共に $R=1/1600rad.$ の荷重サイクルまでは、ほぼ弾性的な挙動を示し、 $R=1/800rad.$ の荷重サイクルから剛性低下がみられた。試験体 WO4 は、 $R=+1/133rad.$ の第1サイクルで正荷重における最大耐力 568kN を記録した。その後 $R=-1/133rad.$ で負荷荷における最大耐力 574kN を記録した。 $R=-1/100rad.$ の第1サイクルで1層中央壁板の

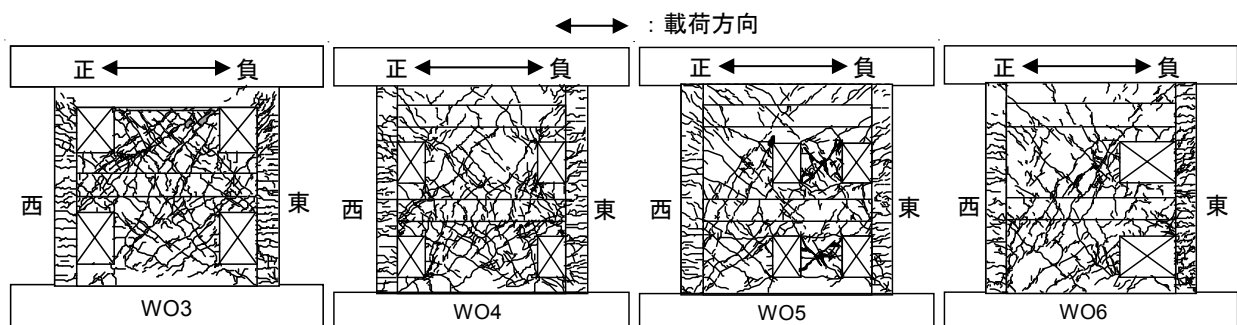


図-5 ひび割れ破壊状況 ($R=1/133rad.$)

スリップ破壊により急激に耐力低下し、R=+1/100rad.の第2サイクルで最大耐力の57%に耐力が低下した。以後、各層中央壁板および2階梁の損傷は進行したが、正負共に50%程度の耐力を維持した。

試験体 WO3 と比較すると、試験体 WO3 は2層袖壁および2層側柱の損傷により急激な耐力低下を示したが、試験体 WO4 は、東西側柱の損傷が軽微であったため試験体 WO3 に比べ最終サイクルまでより大きな耐力を維持した。

試験体 WO5 はR=1/133rad.の第1サイクルの途中で正載荷における最大耐力 520kN を記録した。その後R=-1/133rad.の負載荷における最大耐力-422kN を記録し、載荷方向によって最大耐力値に違いがみられた。R=1/133rad.終了時には各層中央壁板が激しく損傷した。以後、各層の袖壁の損傷に伴い、耐力が低下し、R=1/67rad.からR=1/33rad.の載荷サイクルまで試験体 WO4 同様に耐力を維持した。

試験体 WO6 は、R=+1/133rad.の第1サイクルの途中で正載荷における最大耐力 615kN を記録した。その後R=-1/133rad.で負載荷における最大耐力-527kN を記録し、試験体 WO5 と同様に載荷方向による最大耐力値の相違が認められた。R=+1/67rad.の1サイクル目に各層袖壁の損傷および西側柱のせん断ひび割れが拡幅し、耐力が低下した。以後の載荷サイクルでは、試験体 WO4 同様にR=1/33rad.まで耐力を維持した。

3.3 実験値と計算値の比較

各試験体の耐力計算結果、実験結果および計算値に対する実験値の比率を表-4に示す。曲げ終局強度 Q_{mu} (式(1)) は耐震診断基準による算定式を用いた。せん断終局強度は耐震診断基準 Q_{su} (式(2)) および靱性保証指針 V_u (式(3))⁴⁾ を用いて無開口耐震壁の場合のせん断終局強

度に等価開口周比 η (式(5)) による低減率 γ (式(4)) を乗じることで算定した。ただし、複数開口を設けた試験体では開口面積の総和を用いて算定した。さらに、富井・江崎らのスリップ耐力式 Q_u (式(6))⁵⁾ に小野・徳広らによって提案された低減率 γ_u (式(7))⁶⁾ を乗じる方法でもせん断終局強度を算出した。以下にせん断耐力および低減率の算定式を示す。なお、式中の記号については参考文献を参照されたい。

<曲げ終局強度>

$$Q_{mu} = (a_t \cdot \sigma_y \cdot l_w + 0.5a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot l_w + 0.5N \cdot l_w) / h_w \quad (1)$$

<耐震診断基準>

$$Q_{su} = \left[\frac{0.053 p_{te}^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{M / (Q \cdot D) + 0.12} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right] \cdot t_e \cdot j \quad (2)$$

<靱性保証指針>

$$V_u = t_w l_{wb} p_s \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} v \sigma_B / 2 \quad (3)$$

<学会低減率>

$$\gamma = 1 - \eta \quad (4)$$

$$\eta = \max \left\{ \sqrt{\frac{\sum h_i \cdot l_i}{h \cdot l_w}}, \frac{\sum l_i}{l_w} \right\} \quad (5)$$

<スリップ耐力式>

$$Q_u = (2.4 \sqrt{F_c} + 3400 P_s) \cdot t \cdot l \quad (6)$$

<小野・徳広式>

$$r_u = \sqrt{\frac{\sum A_e}{hl}} \quad (7)$$

試験体 WO4 および WO5 の最大耐力は、計算による曲げ耐力に達していないのに対し、試験体 WO6 は曲げ耐力計算値と実験値がほぼ一致した。耐震診断基準および

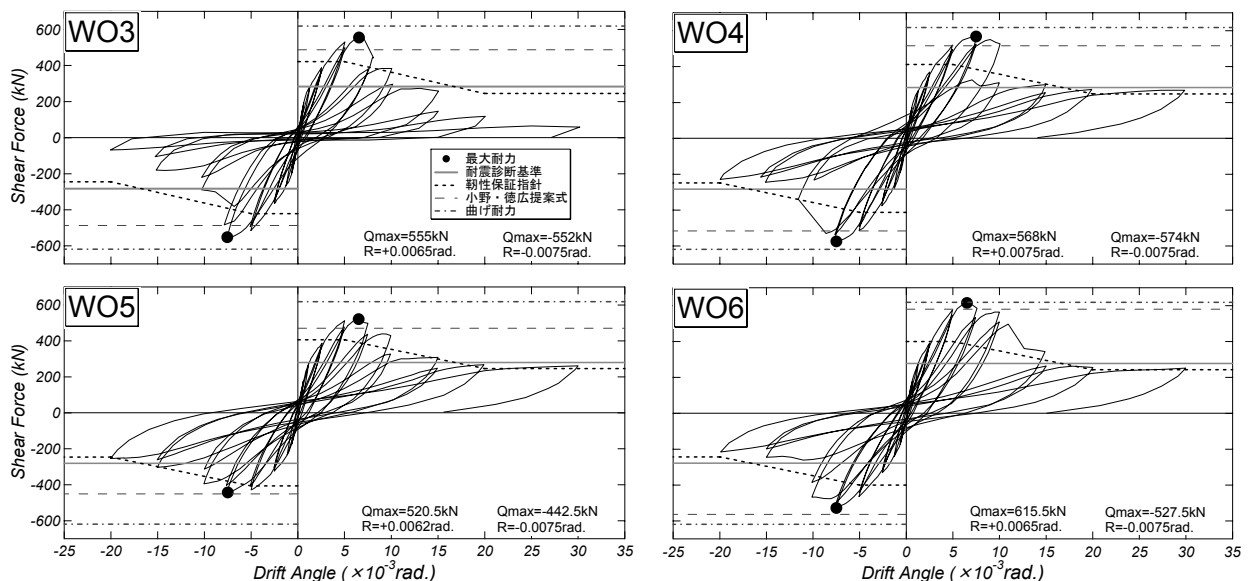


図-6 せん断力—変形角関係

表－４ 耐力算定値および実験結果

試験体	計算値				実験値 (EXP)		
	耐震診断基準 Q_{mu}	耐震診断基準 $Q_{su} \times \gamma$	靱性保証指針 $V_u \times \gamma$	小野・徳広 $Q_u \times \gamma_u$		正載荷	負載荷
				正側	負側		
WO4	601	283	412	515		568	-574
WO5		280	406	471	-450	520	-422
WO6		278	400	579	-563	615	-527

単位 (kN)

試験体	実験値 (EXP) / 計算値				
	耐震診断基準 EXP/ Q_{mu}	耐震診断基準 EXP/ $(Q_{su} \times \gamma)$	靱性保証指針 EXP/ $(V_u \times \gamma)$	小野・徳広 EXP/ $(Q_u \times \gamma_u)$	
				正側	負側
WO4	0.95	2.01	1.38	1.10	
WO5	0.87	1.86	1.28	1.10	0.94
WO6	1.02	2.21	1.54	1.06	0.94

※耐力算定におけるコンクリート強度は一層壁部の値を用いた

※小野・徳広による耐力算定式は、一層部のみの圧縮場 (45° 方向) を用いた

靱性保証指針に同一等価開口周比を用いて算定されるせん断耐力は、当然のことながら低減率が一定となり各試験体の算定値がほぼ同等の値となる。耐震診断基準によるせん断耐力計算値と実験値の比率は、試験体 WO4 が 2.01、試験体 WO5 が 1.86、試験体 WO6 が 2.21 となり安全側ではあるが、計算値が実験値を過小評価する結果となった。また、靱性保証指針によるせん断耐力計算値と実験値の比率は、試験体 WO4 が 1.38、試験体 WO5 が 1.28、試験体 WO6 が 1.54 となり耐震診断基準と比較すると精度は良くなるものの過小評価する傾向は同様である。

一方、小野・徳広による提案式では、形成される圧縮場の面積により低減率が変化する。そのため各試験体はそれぞれ異なるせん断耐力をもつものとして評価される。開口位置が偏在している試験体 WO5 および WO6 は、正負載荷時で異なるせん断耐力計算値を与えるものになっているが実験結果に見られるほどの差は認められない。しかし、計算値と実験値の比率は正載荷側で試験体 WO4 および WO5 が 1.10、試験体 WO6 が 1.06 となり、負載荷側では試験体 WO5 および WO6 が 0.94 となっており、等価開口周比を用いた算定結果と比べ実験値を精度よく評価できているといえる。

3.4 変形性能

(1) 壁脚部軸方向変形分布

各試験体の変位およびひずみ測定位置を図－9に示す。R=1/400、1/200 および 1/133rad.の第1サイクルのピーク時での壁および側柱脚部の軸方向変形分布（正側：引張、負側：圧縮）を図－10に示す。

試験体 WO4 では開口が対称に配置されているため東西側柱および中央壁板において載荷方向による大きな差は認められない。また、正載荷時の中央壁板において西側が圧縮側および東側が引張側となる挙動を示し、壁

板が回転変形をしていることが確認できる。開口位置が偏在している試験体 WO5 および WO6 では、試験体 WO4 と比べ変形量は少ないものの西側柱と袖壁が一体として回転変形を生じる傾向が認められる。一方、試験体 WO5 の中央壁板では、載荷方向によらず変形量が少なく、回転変形をほとんど生じていない。

(2) 壁脚部応力分布

東西側柱脚部主筋（外側・内側主筋）および壁脚部縦筋の R=1/800、1/400 および 1/200rad.における第1サイクルのピーク時での鉄筋の応力分布（正側：引張、負側：圧縮）を図－11に示す。応力は鉄筋の履歴特性をバイリニアと仮定し、ひずみゲージ測定値を用いて計算した。

試験体 WO4 の圧縮側となる柱の外側鉄筋は、載荷サイクルの進行に伴い圧縮応力が大きくなる。内側鉄筋の応力は、載荷初期段階では圧縮側であるが、載荷サイクルの進行に伴い引張側に移行している。また、試験体 WO5 および WO6 の開口が隣接する側柱では試験体 WO4 同様の傾向を示し、独立柱として曲げモーメントを負担しているといえる。引張側となる柱の場合は、壁全体に生じる曲げモーメントにより大きな引張力が作用するため、外側および内側鉄筋のいずれも引張応力を負担する。

各試験体の柱付き袖壁および中央壁板の応力状態は、正載荷時には各部材の東側が引張応力となり、西側が圧縮応力となる。負載荷時には各部材の東側が圧縮応力となり西側が引張応力となる。これらのことから、載荷方向によらず、それぞれの部材が開口領域を境界として独立に曲げモーメントを負担していることが確認できる。

これらのことから、開口位置が壁脚部に伝達する圧縮および引張応力を変化させ、壁脚部が負担する曲げモーメントに差異が生じるため、有開口耐震壁の構造性能に影響を及ぼすものと考えられる。

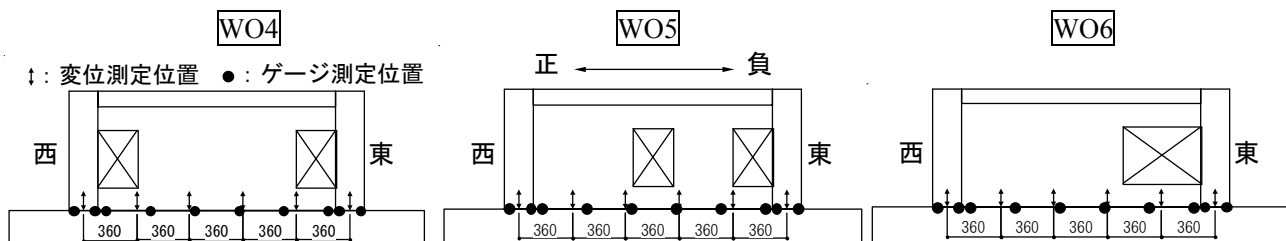


図-9 壁脚部における変位計およびゲージ測定位置

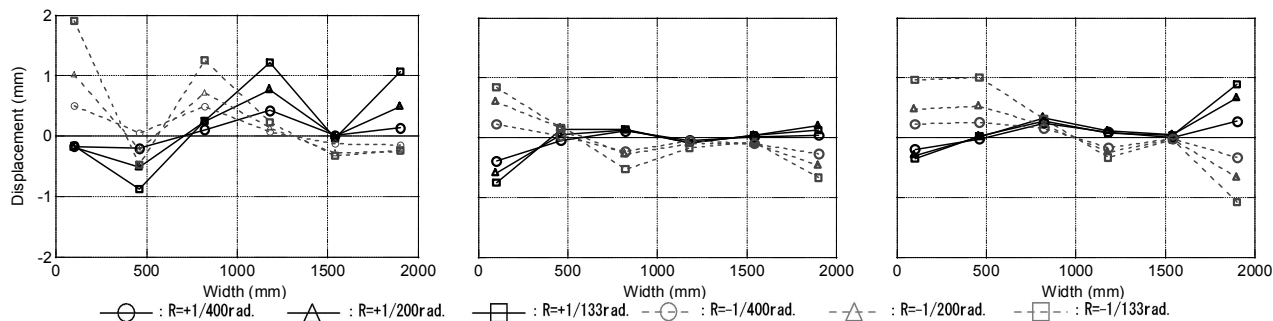
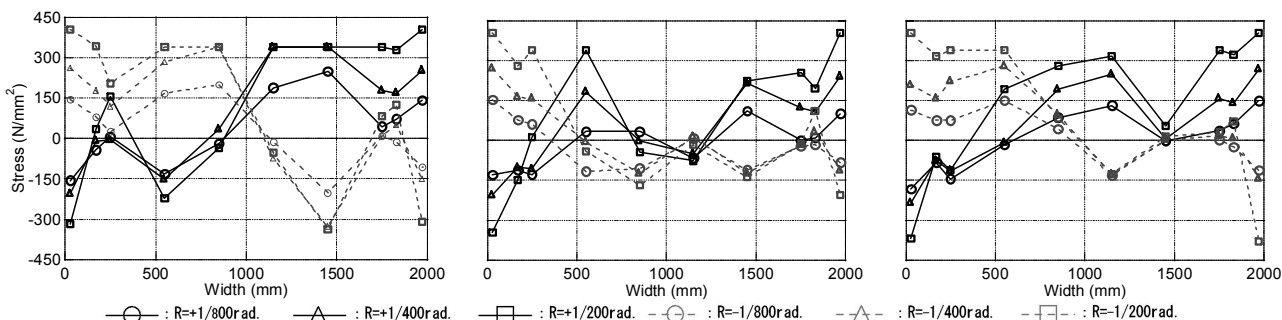


図-10 脚部軸方向変形分布 (正側：引張，負側：圧縮)



試験体 WO4・WO5・WO6：鉄筋降伏強度 柱主筋 405kN/mm² 壁筋 338kN/mm²

図-11 脚部応力分布 (正側：引張，負側：圧縮)

4. まとめ

本研究では、同一等価開口周比となる有開口耐震壁 3 体の開口位置および個数を実験変数とした静的載荷実験を実施した。その結果、以下のことを明らかにした。

- (1) 開口位置が対称である場合 (試験体 WO4) では、載荷方向による破壊性状および最大耐力値の差異はほとんどない。一方、偏在開口を有する場合 (試験体 WO5 および WO6) には破壊性状および最大耐力値に及ぼす載荷方向による影響が顕著となる。また、同一位置に開口が設けられている場合においても開口と隣接する部材剛性の違いによって異なる破壊性状および耐力低下状況を示す (試験体 WO3 および WO4 の比較)。
- (2) 等価開口周比 (式(4)) を用いたせん断耐力式は実験値に対して安全側の評価を与えるが、その予測精度は十分とはいえない。一方、小野・徳広により提案された低減率 (式(7)) を用いたせん断耐力式は、概ね良好な予測精度を有する。
- (3) 開口位置の違いにより壁脚部の応力伝達機構が異なるため、壁脚部が負担する曲げモーメントに差異が生じる。よって、等価開口周比が同一であっても

開口位置が異なる場合には構造性能に差が生じる。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造構造計算規準・同解説，1999.11
- 2) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，2001年改訂版
- 3) 鈴木 健太，秋田 知芳，松井 智哉，倉本 洋：複数開口を有する RC 造有開口耐震壁の静的載荷実験，コンクリート工学年次論文集，第 29 巻，第 3 号，pp.325-330，2007.7
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 5) 富井 政英，江崎 文也：鉄筋コンクリート耐震壁の水平耐力に関する研究 (その 1 壁板のスリップ破壊によって支配される水平耐力)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1587-1588，1981.9
- 6) 小野 正行，徳広 育夫：鉄筋コンクリートの開口の影響による耐力低減率の提案，日本建築学会構造系論文報告集，第 435 号，1992