

論文 複数開口を有する RC 造耐震壁の破壊モードに及ぼす開口配置の影響

櫻井 真人^{*1}・松井 智哉^{*2}・倉本 洋^{*3}

要旨: 本研究では、各層に複数開口を有する RC 造連層耐震壁のせん断耐力と剛性の評価法の構築を目的とした研究の一環として、同一形状の開口が対角に配置された耐震壁および小開口とドア型開口が並列配置された耐震壁の静的載荷実験を実施し、それらの構造特性を比較検討した。その結果、開口間隔が比較的小さく、開口位置が壁板中央部付近に配置された耐震壁では、開口間の壁板が応力伝達メカニズムにはほとんど寄与しないことを明らかにした。また、小野・徳広式では概ね良好な予測精度を有するものの、圧縮応力場を斜め 45° で仮定することから、連層耐震壁では応力場面積を過小評価する場合があることを示した。

キーワード: 有開口耐震壁, 複数開口, 対角開口, ドア型開口, 静的載荷実験, 等価開口周比, せん断強度

1. はじめに

鉄筋コンクリート (RC) 造建築物における有開口耐震壁のせん断強度および剛性の評価には、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⁾に示されるように、一般的に等価開口周比に基づいた計算法が用いられている。この計算法では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有するものと評価される。しかしながら、複数開口や偏在開口を有する耐震壁においては開口形状および位置の相違により、せん断強度および剛性が異なることが報告されている³⁾。また、筆者らが実施した構造実験においては、2つの開口が壁板中央部に近接して配置された耐震壁では他の同一開口周比となる耐震壁と比べるとせん断耐力および剛性が低く、最大耐力後も側柱と梁のフレーム的な挙動が支配的となって耐力を保持する傾向が認められた^{4),5)}。耐震診断基準においては開口間隔が比較的狭い耐震壁にはそれぞれの開口を包絡して計算する規定があるものの、あくまで便宜的な手法であり作用応力状態や破壊機構に即した検討がなされていないのが現状である。

本研究では、RC 造連層耐震壁のせん断耐力と剛性の評価法の構築を目的とした研究の一環として、同一形状

の開口が対角に配置された開口(以下、対角開口と略記)を有する耐震壁および小開口とドア型開口が並列配置された耐震壁において、静的載荷実験を実施した。本論では、開口間の間隔や開口の配置が破壊性状、履歴特性、変形状およびせん断耐力等の構造特性に及ぼす影響を比較検討する。

2. 実験概要

2.1 試験体

図-1に実験に用いた耐震壁試験体の形状および寸法を示す。試験体は無開口耐震壁1体を含む計5体であり、6層程度のRC造建築物における連層耐震壁の下部2層を想定した実在の約1/3縮尺モデルである。各試験体とも等価開口周比は約0.4とし、各層に2つの開口を配

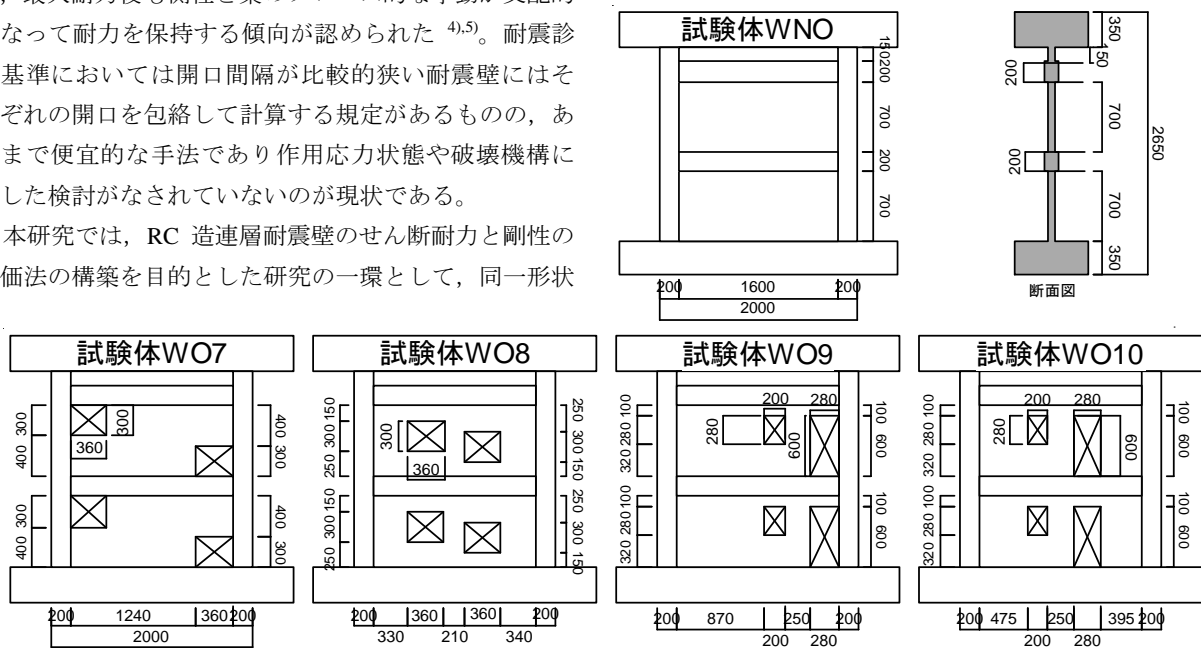


図-1 試験体形状

*1 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 修士(工学) (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 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 教授 博士(工学) (正会員)

表-1 部材断面詳細

部材	B×D	200×200
	柱	主筋
	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($p_c=0.54\%$)
	帯筋	2-D6@100($p_w=0.42\%$)
壁	壁厚	80
	縦筋	D6@100千鳥($p_s=0.4\%$)
	横筋	D6@100千鳥($p_s=0.4\%$)
	開口補強筋	D10(縦, 横)

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

表-2 鉄筋の材料特性

種別	鉄筋	使用部位	降伏点	ヤング係数*	引張強度
			(N/mm^2)	(kN/mm^2)	(N/mm^2)
D6(SD295A)	壁筋・柱梁補強筋		306	148	451
D10(SD295A)	梁主筋, 開口補強筋		344	202	472
D13(SD390)	柱主筋		456	196	585

*公称断面積を用いて算定

表-3 コンクリートの材料特性

σ_b (N/mm^2)	打設	WNO	WO7	WO8	WO9	WO10
		1層打設	30.1	31.6	30.3	29.6
	2層打設	31.0	33.1	29.8	31.4	31.9

表-4 荷重計画

	部材角R (rad.)						
	1/800	1/400	1/200	1/100	1/67	1/50	1/33
変位 δ (mm)	2.66	5.32	10.6	21.3	31.7	42.5	64.4
サイクル数	1	1	2	2	2	2	2

置した。実験変数には開口形状と開口位置を選択した。

試験体 WO7 および WO8 は同一形状の開口を対角配置させたもので、試験体 WO7 は各々の開口を柱に隣接させたものであるのに対して、試験体 WO8 は2つの開口を壁板中央部に配置した。一方、試験体 WO9 および WO10 は小開口とドア型開口を組み合わせたもので、試験体 WO9 はドア型開口を柱に隣接させたものであるのに対し、試験体 WO10 はドア型開口および小開口をそれぞれ壁板中央部に配置したものである。

表-1 に試験体の部材断面詳細を示す。また、図-2 には試験体 WO7 の配筋詳細を一例として示す。耐震壁は壁内法高さが 700mm、壁内法せいが 1,600mm および壁厚が 80mm である。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-2 および表-3 に鉄筋およびコンクリートの材料特性を示す。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。なお、表-3 には試験部の強度のみを示す。使用した鉄筋は SD295A の D6 (壁筋, 柱・梁横補強筋) および D10 (梁主筋, 開口補強筋), SD390 の D13 (柱主筋) である。

2.2 荷重方法

荷重装置を図-3 に示す。試験体 PC 鋼棒で反力フレームに固定した上で、反力壁に取り付けたオイルジャッキ (1,000kN) によって正負繰り返し水平力を荷重した。

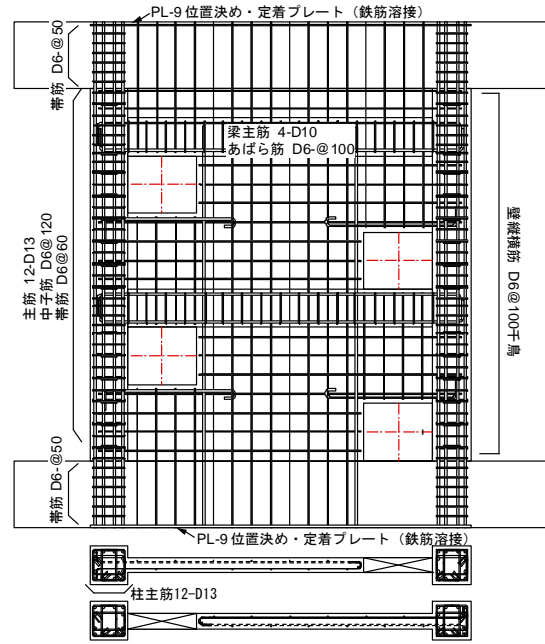


図-2 配筋図 (試験体 WO7)

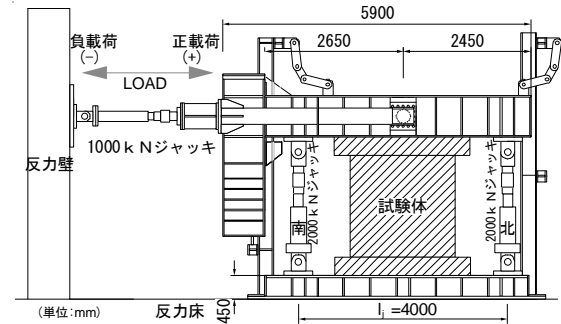


図-3 荷重装置

また、鉛直オイルジャッキによって 486kN の一定軸力 ($N/bD\sigma_b$ で 0.2 に相当) を試験体に作用させると同時に、荷重中は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、せん断スパン比が 1.20 となるよう制御した。実験では試験体頂部の水平変位 (δ) を計測高さ ($H=2,125\text{mm}$) で除した部材角 $R=\delta/H$ で制御した。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

図-4 に $R=1/100\text{rad}$ の荷重サイクル終了時における全試験体のひび割れ破壊性状を示す。また、図-5 に各試験体の荷重-変形角関係をそれぞれ示す。図-4 中の + および - の記号はそれぞれ正荷重時および負荷重時を意味し、図-3 を参照すると南から北方向が正荷重となる。

無開口耐震壁である試験体 WNO では、 $R=1/100\text{rad}$ の第 1 サイクルの正荷重時において、最大耐力 731kN を記録した。さらに、同サイクルの負荷重時において 1 層南側壁脚部付近でコンクリートの圧壊が生じた後、第 2 サ

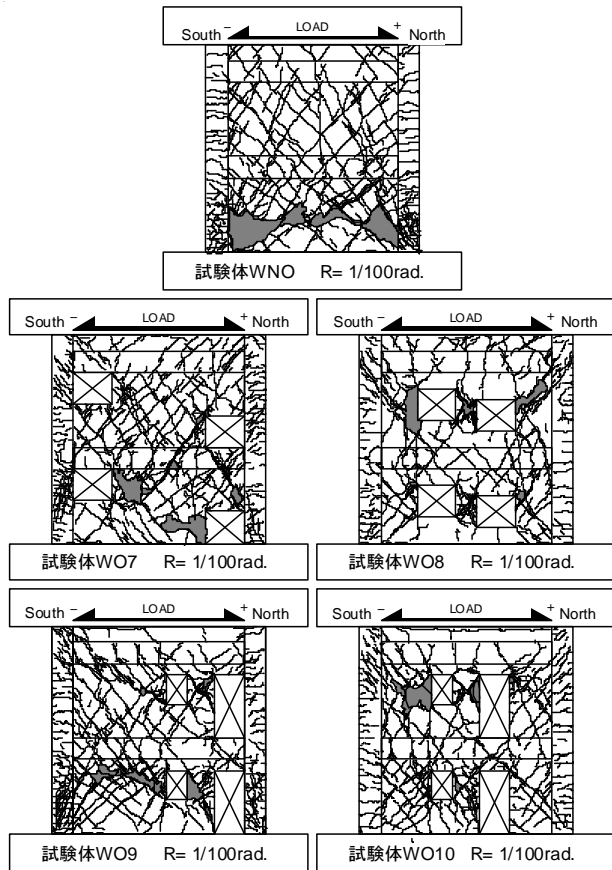


図-4 ひび割れ破壊状況 (R=1/100rad. サイクル終了時)

イクルの正載荷時に1層北側の壁脚部付近から壁板中心部にかけてひび割れが一気に発生し、スリップ破壊の様相を呈した。R=1/67rad.のサイクル以降は、スリップ破壊面や南北側柱の圧壊が顕著となり、R=1/50rad.のサイクルで北側柱がせん断破壊した。

試験体 WO7 では、R=1/100rad.の第1サイクルの正載荷時に最大耐力 548kN を記録した後、1層北側開口に隣接する壁板部でコンクリートの圧壊が生じ、耐力が急激に低下した。さらに同サイクルの負載荷時に最大強度 -568kN を記録した後、1層南側開口に隣接する壁板部の圧壊によって耐力が低下した。以降の載荷サイクルでは1層開口に隣接する壁板付近の損傷が顕著となり耐力低下を生じた。R=1/33rad.のサイクルで1層南側柱の開口隣接部がせん断破壊し載荷終了した。

試験体 WO8 では R=1/200rad.で2層開口間壁板および北側袖壁におけるコンクリートの圧壊が進行し、第1サイクルの負載荷時に最大強度-397kN を記録した。その後1層に比べて2層の損傷が顕著となり、R=1/100rad.の第1サイクルの正載荷時には最大強度 460kN を記録した。以降の載荷サイクルでは1層開口間壁板や袖壁においても圧壊の兆候がみられた。また、1層梁端部付近の損傷によって側柱と2層梁からなるフレーム的な挙動が支配的となり、載荷終了まで 200kN 程度のせん断力を保持した。

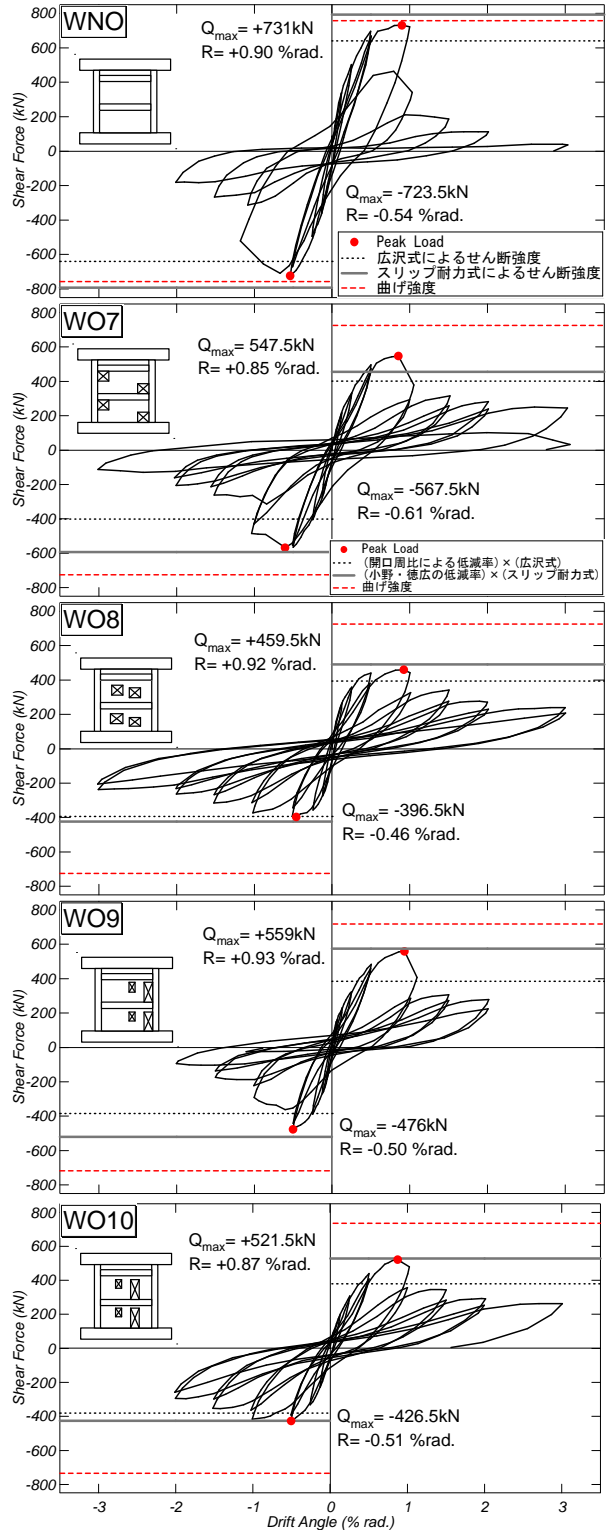


図-5 荷重-変形角関係

試験体 WO9 では、R=1/200rad.において2層開口間壁板でせん断ひび割れの拡幅が進行し、第1サイクルの負載荷時に最大強度-476kN を記録した。その後、R=1/100rad.の正載荷時に最大強度 559kN を記録後、1層小開口隅角部から南側袖壁にかけてスリップ破壊の様相を呈した。さらに R=1/67rad.のサイクル以降は、スリップ破壊面を中心としたコンクリートの破壊が顕著となり、R=1/50rad.のサイクルで南側柱がせん断破壊した。

試験体 WO10 では、R=1/200rad.のサイクルで2層開口間壁板および南側袖壁においてコンクリートの圧壊が進行し、第1サイクルの負荷荷時で最大強度-427kNを記録した。さらにR=1/100rad.の第1サイクルの正載荷時で2層開口間壁板の損傷が顕著となり最大強度522kNを記録した後、1層に比べて2層の損傷が顕著となった。R=1/50rad.のサイクルにおいて1層壁板にもコンクリートの圧壊の兆候みられたものの、側柱と2層梁からなるフレーム的な挙動が支配的となり載荷終了まで250kN程度のせん断力を保持した。

以上をまとめると、試験体 WO7 や試験体 WO9 のように開口が柱に隣接する耐震壁では壁板の圧壊やスリップ破壊の様相を呈した後、急激な耐力低下を生じ、最終的に側柱がせん断破壊に至るのに対し、試験体 WO8 や試験体 WO10 のようにそれぞれの開口が壁板中央部に配置された耐震壁では2層の開口間壁板が圧壊した後、2層および1層の損傷の進行とともに徐々に耐力が低下しつつも、最終的に側柱と2層梁のフレーム的な挙動が支配的となってせん断力を保持する傾向が認められた。また、最大強度についても試験体 WO7 や試験体 WO9 と比べて小さい結果となった。

3.2 終局強度評価

各試験体の強度計算結果、実験結果および計算値に対する実験値の比率を表-5に示す。曲げ終局強度 Q_{mu} (式(1)) は耐震診断基準²⁾による計算式を用いた。せん断終局強度は広沢式 Q_{su} (式(2))⁶⁾および靱性保証指針 V_u (式(3))⁷⁾を用いた同形状の無開口耐震壁における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))を乗じることで計算した。複数開口を設けた試験体では

開口面積の総和を用いて計算した。さらに、富井・江崎らのスリップ耐力式 Q_u (式(6))⁸⁾に小野・徳広らによって提案された低減率 γ_u (式(7))³⁾を乗じる方法でもせん断終局強度を計算した。小野・徳広式の計算における応力圧縮場の領域を図-6に示す。

以下にせん断強度および低減率の計算式を示す。なお、式中の記号については各参考文献を参照されたい。

<曲げ終局強度>²⁾

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

<広沢式>⁶⁾

$$Q_{su} = \left[\frac{0.068p_{te}^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot D) + 0.12}} + 0.85\sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh}} + 0.1\sigma_0 \right] \cdot t_e \cdot j \quad (2)$$

<靱性保証指針式>⁷⁾

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

<学会低減率>¹⁾

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

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

<スリップ耐力式>⁸⁾

$$Q_u = (0.75\sqrt{F_c} + 340P_s) \cdot t \cdot l \quad (6)$$

<小野・徳広による強度低減率>³⁾

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

表-5 実験値と強度計算値の比較

試験体	実験値(EXP)		算定値(CAL) ^{*1}									
	正載荷	負載荷	曲げ終局強度				せん断強度					
			耐震診断基準		広沢式		靱性保証指針式		小野・徳広式		小野・徳広式	
Q_{mu}	EXP/CAL	$Q_{su} \times \gamma^{*2}$	EXP/CAL	$V_u \times \gamma^{*2}$	EXP/CAL	$Q_u \times \gamma_u(+)$	EXP/CAL	$Q_u \times \gamma_u(-)$	EXP/CAL	EXP/CAL		
WNO	+731	-724	760	0.96	640	1.14	638	1.15	793	0.92	-793	0.91
WO7	+548	-568	731	0.78	401	1.41	388	1.46	442	1.24	-594	0.96
WO8	+460	-397	731	0.63	394	1.17	388	1.19	490	0.94	-424	0.94
WO9	+559	-476	724	0.77	385	1.45	387	1.44	575	0.97	-521	0.91
WO10	+522	-427	739	0.71	380	1.37	387	1.35	527	0.99	-430	0.99

*1 耐力算定には1層打設部におけるコンクリートの圧縮強度を用いた。

*2 等価開口周比の算定において、h=800mm, l=1800mmとした。

*全壁板面積:1440000 mm² □:圧縮場領域

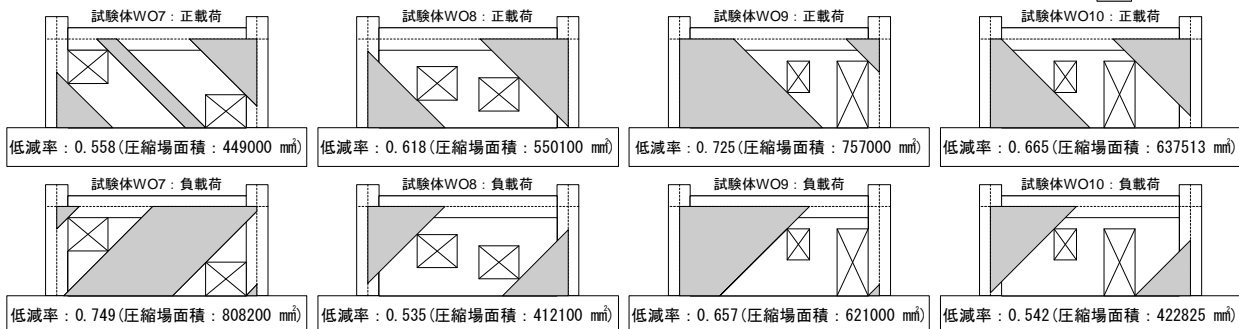


図-6 小野・徳広式における応力圧縮場領域

各試験体とも最大強度は曲げ強度計算値には達さなかった。広沢式および靱性保証指針式に等価開口周比を乗じて計算されるせん断強度は、同一の等価開口周比を用いた場合には低減率が一定となることから、各試験体の計算値はほぼ同等となった。せん断強度計算値に対する実験値の比率は広沢式で 1.14 から 1.45、靱性保証指針式で 1.15 から 1.44 といずれも計算値が実験値を過小評価する傾向がみられた。

一方、小野・徳広による提案式では図-6のように形成される圧縮場の面積により低減率が変化することから、各試験体ともそれぞれ異なる強度が評価される。小野・徳広式による各試験体の計算値は 0.91 から 0.99 と等価開口周比を用いた計算結果と比較すると概ね実験値を精度良く評価できているといえる。しかしながら、試験体 WO7 の正載荷時における計算値と実験値の比率は 1.24 となっており、実験値を若干、過小評価する結果となった。これは、小野・徳広式では単層の有開口耐震壁において応力圧縮場が斜め 45° で形成されると仮定

しているため、本実験のような連層耐震壁に対しては強度低減率を適切に評価できない場合があることを示唆している。

3.3 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-7に示す。R=1/800, 1/400, 1/200 および 1/100rad の第 1 サイクルのピーク時における壁および柱脚部の軸方向変形分布（正を引張）を図-8に示す。

開口が柱に隣接する試験体 WO7 および試験体 WO9 では壁板部や袖壁において、正載荷時に北側が圧縮側、南側が引張側となる挙動を示し、それぞれが回転変形生じていることが確認できる。開口を壁板中央に配置した試験体 WO8 および WO10 では柱付き袖壁がそれぞれ個々に回転変形が生じている。また、開口間壁板もわずかながら袖壁と同様に挙動している傾向が認められる。一方、試験体 WO9 および試験体 WO10 では小開口直下の腰壁はほとんど変形していないことも確認できる。

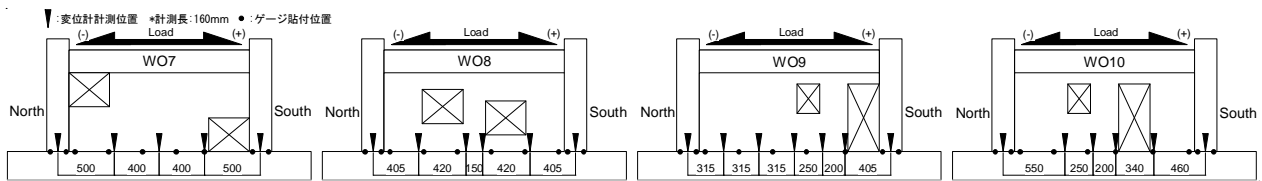


図-7 変位計およびひずみゲージ測定位置

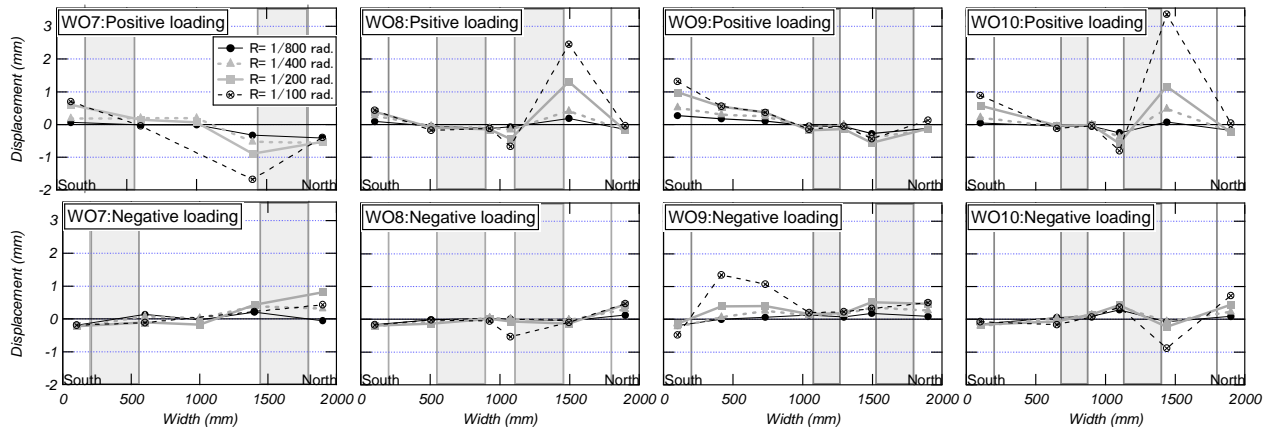
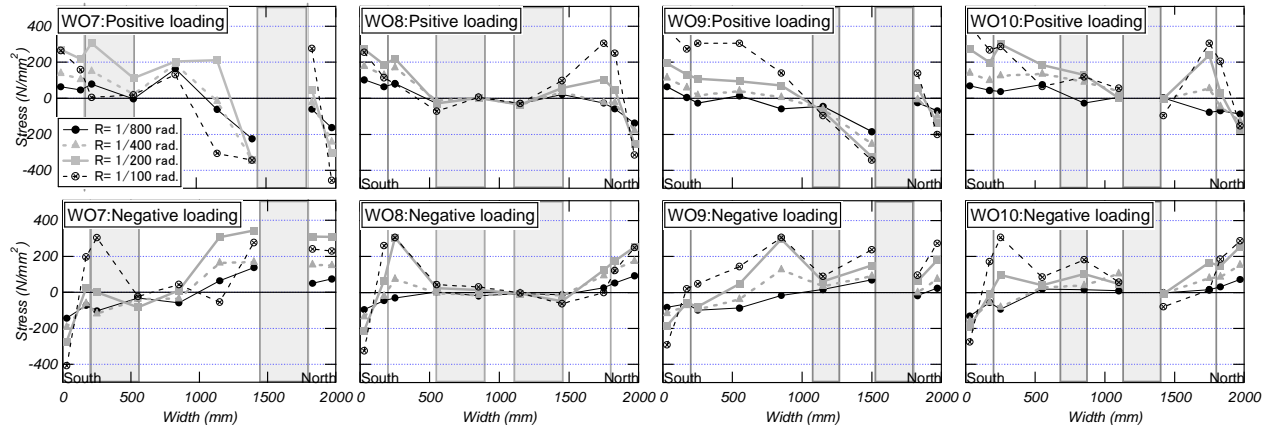


図-8 脚部変形分布(正:引張, 負:圧縮)



* 鉄筋降伏強度 柱主筋: 456N/mm², 開口補強筋: 344N/mm², 壁筋: 306N/mm²

図-9 脚部応力分布(正:引張, 負:圧縮)

(2) 壁脚部応力分布

南北側柱脚部主筋（外側および内側主筋）および壁脚部の $R=1/800, 1/400, 1/200$ および $1/100\text{rad.}$ における第1サイクルのピーク時での鉄筋の応力分布（正を引張）を図-9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 WO7 では、圧縮側となる柱では外側主筋は載荷サイクルの増加に伴い圧縮応力が増大している。これに対して内側主筋の応力は載荷サイクルの増加に伴い、圧縮側から引張側へ移行している。一方、引張側となる柱では壁全体に生じるモーメントによる引張力を負担するため、全体が引張応力を負担している。中央壁板では、正載荷時において北側開口付近で大きな圧縮応力が生じているのに対して、南側開口直下の応力は引張側を示すものの、その値は小さい。しかしながら、壁板中央部付近に大きな引張応力が生じているのが認められる。一方、負載荷時では北側開口付近において大きな引張応力が作用しているのに対して、南側開口直下の応力は圧縮側となるがその負担応力は小さいといえる。

試験体 WO9 では、正載荷時において南側柱付袖壁の北側端部で圧縮応力を、南側柱の外側主筋で引張応力をそれぞれ負担しており、南側袖壁と開口間壁板が一体となってモーメントに抵抗しているといえる。しかしながら、負載荷時においては開口を境界に南側柱付袖壁、開口間壁板および北側独立柱のそれぞれでモーメントに抵抗しており、載荷方向によって差異が認められた。これに対して、試験体 WO8 および WO10 の開口間壁板では応力の負担が小さく、ほとんどモーメントに抵抗していないといえる。このことより、開口間隔の小さい耐震壁における開口間壁板の脚部でのモーメントの抵抗状況は開口の配置によって差異が生じる。特に、それぞれの開口が壁板中央部に配置された耐震壁では開口間壁板がほとんど応力を負担しないため、せん断力の負担にはほとんど寄与しないと推察される。

一方、試験体 WO8 および WO10 では圧縮側となる袖壁において、側柱付近では載荷サイクルの増加に伴い応力の負担が大きくなるのに対し、開口に隣接する壁板直下の応力は小さい。そのため、ほぼ側柱のみでモーメントに抵抗している挙動を示し、独立柱と同様な応力分布となる傾向が認められる。

4. まとめ

本研究では、2つの開口を対角配置した耐震壁と、2つの開口のうち一方をドア型開口とした耐震壁について静的載荷実験を実施した。得られた知見を以下に示す。

1) 開口が柱に隣接する耐震壁（試験体 WO7 および WO9）ではスリップ破壊の様相を呈した後、急激に耐

力が低下するのに対し、開口が中央部付近に配置された耐震壁（試験体 WO8 および WO10）では2層の開口間壁板が圧壊した後、最終的には側柱と2層梁によるフレーム的な挙動が支配的となった。

- 2) 開口間隔の小さい耐震壁における開口間壁板の脚部でのモーメントの抵抗状況は開口の配置によって差異が生じる。特にそれぞれの開口が壁板中央部に配置された耐震壁（試験体 WO8 および WO10）では、開口間壁板がせん断力をほとんど負担しない傾向にある。
- 3) それぞれの開口が壁板中央部に配置された耐震壁（試験体 WO8 および WO10）では、圧縮側となる袖壁付柱の脚部において側柱は独立柱と同様な応力分布を示す。
- 4) 広沢式および靱性保証指針式による無開口耐震壁のせん断強度に等価開口周比による低減率を乗じるせん断強度計算式は実験値を過小評価する傾向にある。一方、小野・徳広による提案式ではせん断強度実験値を概ね精度良く評価できる。しかしながら、小野・徳広式では応力圧縮場を斜め 45° で仮定するため、試験体 WO7 の正載荷時のように強度低減率を適切に評価できない場合がある。

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) 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
- 4) 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
- 5) 櫻井真人，松井智哉，鈴木健太，倉本 洋：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，コンクリート工学年次論文集，第30巻，第3号，pp.421-426，2008.7
- 6) 国土交通建築研究所：2007年版 建築物構造関係技術基準解説書，2007
- 7) 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
- 8) 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），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1587-1588，1981.