

# 論文 縦長開口を有する RC 耐震壁の最大耐力に及ぼす梁型と柱型の影響

劉 虹\*1・鈴木 卓\*2・真田 靖士\*3

**要旨:** 本研究では、縦長開口を有する耐震壁の FEM 解析を行い、耐震壁の各構成要素のせん断力に対する寄与を検討した。解析の結果、既往の実験で用いた試験体の境界梁の負担せん断力は開口低減率  $r_3$  の想定する耐力に達したものの、壁脚部の負担せん断力は達していないことを示した。また、各構成要素の負担せん断力の増大を目的として、境界梁の幅および開口際における壁板の幅を変数とした解析を実施した。その結果、境界梁および壁脚部の負担せん断力は境界梁の幅を壁厚の 2 倍とし、開口際の壁端部の断面積を幅とせいともに壁厚の 3 倍とすることで  $r_3$  において境界梁および壁脚部の想定する耐力を上回ることを確認した。

**キーワード:** 有開口耐震壁, 開口低減率, FEM 解析, RC 規準, 梁型, 柱型

## 1. はじめに

筆者らの一人は文献 1) に示される鉄筋コンクリート造 (以下, RC) 耐震壁の開口高さによる開口低減率  $r_3$  (以下,  $r_3$ ) の妥当性の検討を目的とした静的載荷実験を実施した<sup>2)</sup>。実験結果より、境界梁のせん断破壊は壁脚部の圧壊と比べて早期に生じており、両者が同時に生じることを仮定した  $r_3$  の想定と異なることを示した。一方で、FEM 解析を用いた分析では、壁脚部の負担耐力の合計値は  $r_3$  の想定する壁脚部の想定耐力を大幅に下回る傾向を示した<sup>3)</sup>。

これらの結果より、筆者らは  $r_3$  の想定する崩壊メカニズムを踏襲し、耐震壁脚部の曲げ耐力を低減する修正係数  $\alpha$  を提案した<sup>4)</sup>。図-1 に示すように修正係数  $\alpha$  は  $r_3$  の想定する応力中心間距離と開口際の壁に側柱と等価な断面積を有する柱の存在を仮定した場合の応力中心間距離の比として表されるものである。 $\alpha$  を用いた計算結果は縦長開口を有する RC 耐震壁 (以下, 縦長開口耐震壁) の壁脚部の最大耐力および負担せん断力を精度よく評価可能であることを示した。この結果を換言すると、 $r_3$  の想定する耐力は開口際の壁に柱を設けることにより発現されることが予想される。

そこで本研究では、縦長開口耐震壁における  $r_3$  の適切な運用を目的として、文献 2) に示された試験体を基準として境界梁の幅および開口際における壁板の幅 (すなわち梁型と柱型の有無と寸法) を変数とした FEM 解析を実施する。本論では、縦長開口耐震壁の各構成要素の負担せん断力が最大耐力に及ぼす影響を検討する。

## 2. 解析対象試験体<sup>2)</sup>

### 2.1 試験体概要

縦長開口耐震壁試験体の静的載荷実験の詳細は文献 2)

を参照されたい。解析対象とした既往の実験で用いられた試験体は中層の RC 建物における連層耐震壁を想定した 1/6 スケールのもので 2 体である。図-2 に試験体 W1 の形状および配筋詳細を、表-1 に試験体の構造詳細を、表-2 にコンクリートの材料特性を、表-3 に鉄筋の材料特性を示す。本試験体では、梁幅と壁厚は同一の寸法 (50mm) であり、梁型はない。

実験変数は壁板における縦長開口の列数である。試験

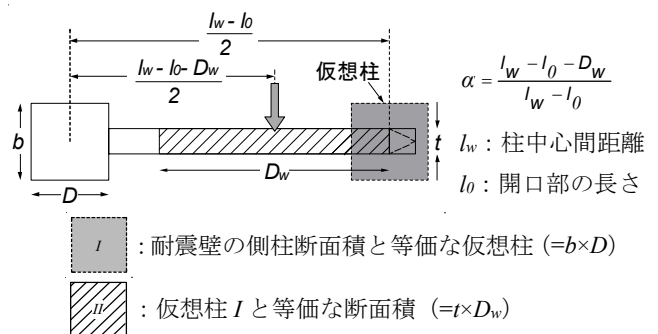


図-1 提案した修正係数の概念<sup>4)</sup>

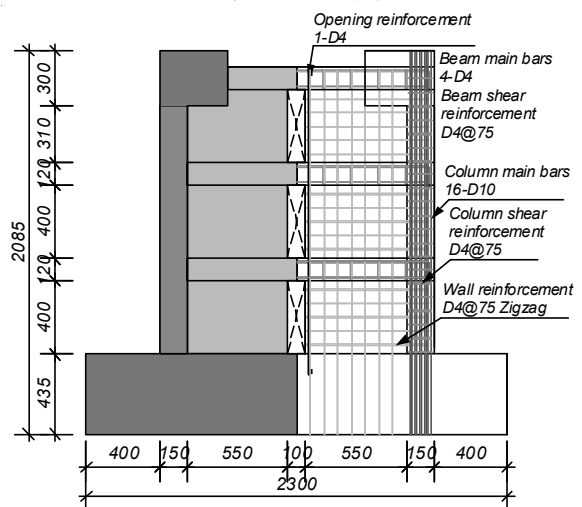


図-2 試験体 W1 の形状および配筋図

\*1 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 (学生会員)

\*2 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 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 准教授 博士 (工学) (正会員)

体 W0 は無開口とし、試験体 W1 は壁高さ方向の縦長開口を 1 列とした。また、試験体 W1 の各開口の面積は  $h_{op} \times l_{op} = 400 \times 100 \text{ mm}$  とし、RC 規準の開口低減率は  $r_3$  が最も低くなるように設計された。

## 2.2 実験結果の概要

図-3 に各試験体の  $R=0.5 \times 10^{-2} \text{ rad}$  終了時の破壊性状を示す。また、各試験体の履歴特性は後述の図-5 に示している。

特に試験体 W1 の破壊性状では、境界梁のせん断破壊は壁脚部の曲げ圧壊と比べて早期に生じており、崩壊メカニズムの時に境界梁と壁脚部の耐力が同時に発現されると仮定された  $r_3$  の想定と異なる。そのため、試験体 W1 では、最大耐力の実験値は  $r_3$  の想定耐力と比べて大幅に過小評価される結果となった。

## 3. FEM 解析

### 3.1 解析概要

文献 3) に示した解析では、荷重制御による単調荷重としたことから、実験と荷重条件が異なっていた。本研究では、変位制御による繰り返し荷重を与える解析を行い、各構成要素の負担せん断力を再検討する。

図-4 に要素分割図を示す。解析は平面応力場を仮定した。実験では左右の上スタブに等しい水平力を作用させ、解析では実験時に左右の上スタブで計測された水平変位と等しくなるように変位を制御した。また、上スタブ間の PC 鋼棒とナックルジョイントは等価な断面積を有するトラス要素および四辺形要素を用いて表現した (図-4 参照)。また、文献 3) に示されるように、試験体 W1 では荷重前にすべての境界梁に初期ひび割れの発生が確認されたことから、境界梁のコンクリート要素のひび割れ強度  $\sigma_{cr}$  の値を  $0.313 \sqrt{\sigma_B}$  ( $\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度) から  $0.01 \text{ N/mm}^2$  へと変更し、解析の初期ステップにおいて境界梁にひび割れが生じるようにした。

### 3.2 材料モデル

コンクリートは四辺形要素で定義し、鉄筋は埋め込み鉄筋として要素内に層状置換した。ひび割れは非直交ひび割れモデル<sup>5)</sup>により表現した。コンクリートの二軸応力下の破壊条件は Kupfer らの提案<sup>6)</sup>に従った。応力-ひずみ関係は上昇域を修正 Ahmad モデル<sup>7)</sup>を、軟化域を Nakamura モデル<sup>8)</sup>とした。また、ひび割れ発生後は圧縮特性の劣化は長沼モデル<sup>9)</sup>によって考慮した。引張側のテンションステイフニング特性は長沼・山口モデル<sup>10)</sup>を仮定した。また、コンクリートの履歴特性は繰り返しによる軟化挙動を考慮した<sup>11)</sup>。ひび割れ後のせん断伝達モデルは Al-Mahaidi モデル<sup>12)</sup>を仮定した。一方、鉄筋の応力-ひずみ関係はバイリニアモデルを、履歴特性は修正 Menegotto-Pinto モデル<sup>13)</sup>を仮定した。

表-1 試験体構造詳細の概要

柱	$b \times D$ (mm)	150×150
	主筋	16-D10 ( $\rho_g=5.0\%$ )
帯筋	D4@75 ( $\rho_w=0.25\%$ )	
梁	$b \times D$ (mm)	50×120
	主筋	4-D4 ( $\rho_g=0.54\%$ )
筋筋	D4@75 ( $\rho_w=0.75\%$ )	
壁板	$t_w \times l_w$ (mm)	50×1350
	縦横筋	D4@75 千鳥 ( $\rho_s=0.37\%$ )
	開口補強筋	1-D4

表-2 コンクリートの材料特性

試験体	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度時ひずみ ( $\mu$ )
W0	25.8	25.6	1,838
W1	26.5	26.3	1,993

表-3 鉄筋の材料特性

鉄筋の種類	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
D10 (SD345)	379	174	479
D4 (SD295A)	323	153	458

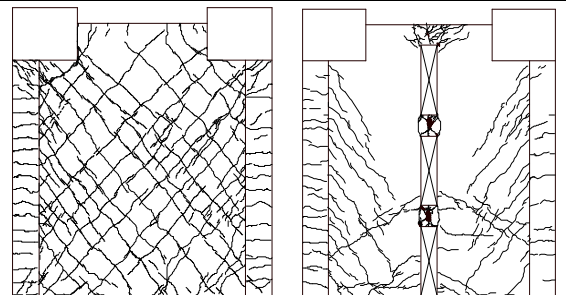


図-3 破壊性状 ( $R=0.5 \times 10^{-2} \text{ rad}$ )

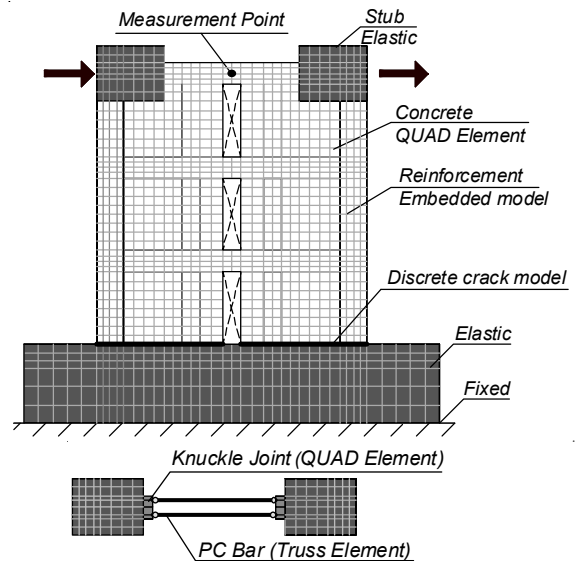


図-4 試験体の要素分割図

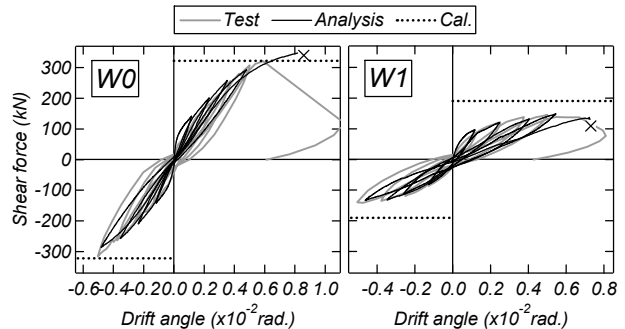


図-5 各試験体の履歴特性の比較

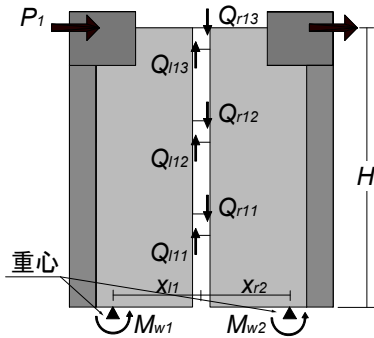


図-6 力の釣り合いモデル

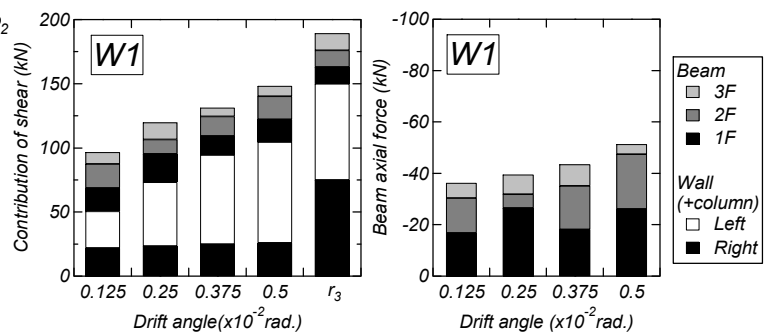


図-7 負担せん断力と境界梁に作用する軸力の推移

壁脚部とスタブの境界に生じたひび割れの影響を考慮するために、壁脚部に離散ひび割れ要素を設けた。離散ひび割れ要素は、圧縮側を剛とし、引張側をコンクリートのひび割れ強度に達した後に鉄筋の抜け出しを考慮するモデル<sup>14)</sup>とした。離散ひび割れ要素のせん断伝達特性は山田・青柳の提案モデル<sup>15)</sup>を仮定した。

### 3.3 解析結果と実験結果の比較

図-5 に解析結果と実験結果の履歴特性の比較を示す。なお、同図では解析においてコンクリート要素の軟化により収束計算が不安定になった時点を×で示している。

各試験体の解析結果は実験においておよそ最大耐力が記録された変形角  $0.5 \times 10^{-2} \text{rad}$  の載荷サイクルまでの実験結果を精度良く再現した。

### 3.4 各構成要素の負担耐力

試験体 W1 に作用する外力  $P$  とその結果として生じる壁脚部の曲げモーメントおよび境界梁のせん断力から生じる曲げモーメントの釣り合いより式(1)が成立する(図-6)<sup>3)</sup>。ここで、壁脚部の曲げモーメント  $M_{wi}$  は側柱を含む壁脚部におけるコンクリート要素と鉄筋要素の鉛直方向力に側柱を含む壁の重心までの距離を乗じて算定した。各層の梁のせん断力は境界梁のコンクリート要素のせん断力の合計値  $Q_{jk}$  より算定した。

$$P = \sum_i^m M_{wi} + \sum_j^n \left( \sum_k^o [Q_{jk} \cdot (x_{lj} + x_{rj})] \right) / H \quad (1)$$

ここで、 $m$  : 壁数、 $n$  : 開口列数、 $o$  : 梁数、 $x_l$ 、 $x_r$  : 境界梁の中心から左右の壁重心までの距離、 $H$  : 試験体の高さである。

図-7 に各載荷サイクルピーク時における試験体 W1 の各構成要素の負担せん断力および境界梁に作用する軸力の推移を示す。

境界梁の負担せん断力の合計値の推移に着目すると、 $0.375 \times 10^{-2} \text{rad}$  の載荷サイクルに若干のせん断力の低下が確認されるものの、 $0.5 \times 10^{-2} \text{rad}$  の載荷サイクルまで同程度の値を保持している傾向が認められる。また、同図に示すように変形角の進行に伴い境界梁に作用する圧縮軸力の増大が認められた。

壁脚部の負担せん断力の推移では、引張側柱を有する

左側壁脚部(以下、引張側壁)の負担せん断力は載荷サイクルの進行に伴い増加する傾向がみられた。また、圧縮側柱を有する右側壁脚部(以下、圧縮側壁)の負担せん断力は一定の値を保持していることがわかる。なお、圧縮側壁の負担せん断力は引張側壁のものに比べて相対的に低い傾向が確認された。これは、引張側壁では曲げモーメントに寄与する側柱主筋量が多く、圧縮側壁では壁縦筋量が少ないためである。

解析においてほぼ最大耐力に達した  $0.5 \times 10^{-2} \text{rad}$  時の各構成要素の解析結果と  $r_3$  の想定する耐力を比較すると、 $r_3$  の想定する耐力の合計値は解析結果を上回っており、特に壁脚部の想定耐力の合計値の過大評価が顕著である。一方、境界梁の負担せん断力の合計値は  $r_3$  の想定する耐力と同程度である。以上より、文献2)に示す縦長開口耐震壁試験体において  $r_3$  の想定する耐力の過大評価の原因は壁脚部に想定する耐力に所在すると判断される。また、解析結果では境界梁の負担せん断力は圧縮軸力の作用により  $r_3$  の想定する耐力と概ね一致するものの、実験結果では境界梁のせん断による損傷は早期に生じたことから、 $r_3$  が想定する耐力を発現するまでは境界梁の損傷の抑制が必要と判断される。

## 4. パラメトリック解析

### 4.1 解析モデルの概要

本章では、縦長開口耐震壁において  $r_3$  の想定する各構成要素の耐力を発現させることを目的として、前章までに示した試験体 W1 を対象に境界梁の幅および開口周辺の壁板の幅(梁型と柱型の有無と寸法)を変数とした解析を実施する。

表-4 に解析変数を示す。また、文献1)では耐震壁周辺の梁および柱の最小断面積と最小径の推奨値が示されており(表-5 参照)、表-4 の BC100 が梁、柱の最小値をともに満足する解析モデルである。なお、同表に示す解析モデルでは、境界梁の幅および開口際の柱の断面積のみを変化させており、鉄筋量は変化させていない。

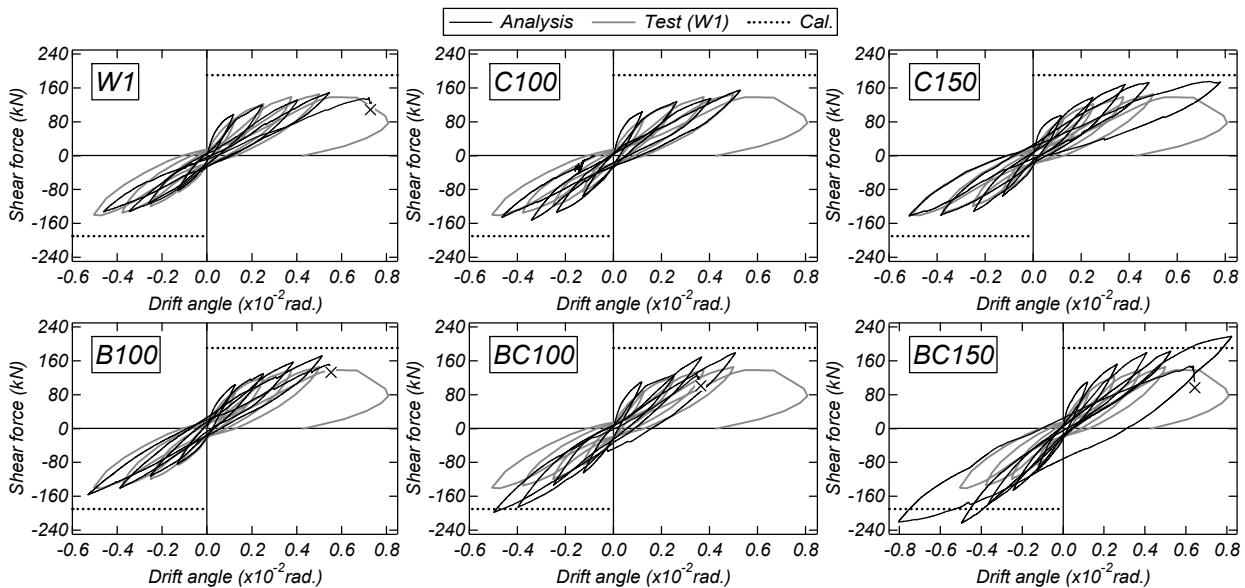


図-8 荷重-変形角関係の比較

#### 4.2 荷重-変形角関係

図-8 に各解析モデルの荷重-変形角関係を示す。なお、同図では RC 規準の  $r_3$  を用いた計算耐力を点線で併せて示している。

RC 規準が推奨する最小の梁型を設けた解析モデル(以下、梁型モデル) B100 の最大耐力は試験体 W1 と比べて増大する傾向が認められるものの、最大耐力は  $r_3$  の想定する耐力に達していない。

開口際の壁に柱を設けた解析モデル(以下、柱型モデル) C100 および C150 は試験体 W1 と比べて初期剛性の増大が認められた。一方、柱型モデル C100 の最大耐力は試験体 W1 と比べて同程度の値である。柱型モデル C150 の最大耐力は試験体 W1 と比べて大幅に増大する傾向が認められた。しかしながら、両解析モデルの最大耐力は  $r_3$  の想定する耐力に達していない。

一方、梁型および開口際の壁に柱を設けた解析モデル(以下、柱梁型モデル) BC100 および BC150 の最大耐力は試験体 W1 と比べて増大している。また、柱梁型モデル BC150 の最大耐力は  $r_3$  の想定する耐力を上回ったが、柱梁型モデル BC100 の最大耐力は負荷荷時に  $r_3$  の想定する耐力に達したが、正載荷では僅かに達しなかった。

#### 4.3 最小主応力分布

図-9 に変形角  $0.5 \times 10^{-2} \text{rad}$  の正載荷ピーク時におけるコンクリートの最小主応力分布を示す。

各解析モデルともに、左側(引張側)壁の上スタブ付近から同壁脚部の圧縮側にかけて圧縮ストラットが形成されており、右側(圧縮側)壁の側柱脚部にも高い圧縮応力が生じている。また、境界梁に圧縮応力が生じており、左側壁から右側壁に圧縮力が伝達されている。

はじめに梁型の影響について分析する。柱型がないモデル(W1 と B100)、100mm 角の柱型を有するモデル

表-4 解析変数

柱断面積	$t \times t$ : 50x50mm	$2t \times 2t$ : 100mm 角 (RC 規準推奨値)	$3t \times 3t$ : 150mm 角
$t$ : 50mm	W1	C100	C150
$2t$ : 100mm (RC 規準推奨値)	B100	BC100	BC150

表-5 梁型および柱型に関する推奨条件<sup>1)</sup>

柱および梁の断面積	$s/2$ 以上
柱および梁の最小径	$\sqrt{st/3}$ 以上、かつ $2t$ 以上

s: 壁板の短辺の長さ(=400mm), t: 壁板の厚さ(50mm)

(C100 と BC100) では、梁型を設けることで右側(圧縮側)壁の圧縮応力の絶対値が増大し、作用範囲も拡大している。また、150mm 角の柱型を有するモデル(C150 と BC150) では、梁型を設けることで右側壁の圧縮応力分布に有意な差は見られないが、4.4 節で後述するように  $0.75 \times 10^{-2} \text{rad}$  において梁型がある BC150 の負担せん断力は梁型がない C150 を上回った。以上より、梁型を設けることで梁を介した圧縮力の伝達が大きくなる傾向が確認された。

次に柱型の影響について分析する。とくに左側(引張側)壁脚部の断面圧縮側の応力に着目すると、柱型がないモデル(W1, B100)、100mm 角の柱型を有するモデル(C100, BC100)、150mm 角の柱型を有するモデル(C150, BC150) の順に圧縮域が縮小していることがわかる。すなわち、応力中心間距離の増大が確認できる。この結果は文献4)で示した応力中心間距離の低減による壁脚部の曲げ耐力修正係数  $\alpha$  (図-1 参照) の妥当性を裏付けるものである。

#### 4.4 負担せん断力の推移

図-10 に各解析モデルにおける構成要素の負担せん断力の推移を示す。同図では、 $r_3$  の想定する耐力の計算結果も併せて示している。また、各構成要素の負担せん断力は3.4 節と同様の手法により求めた。

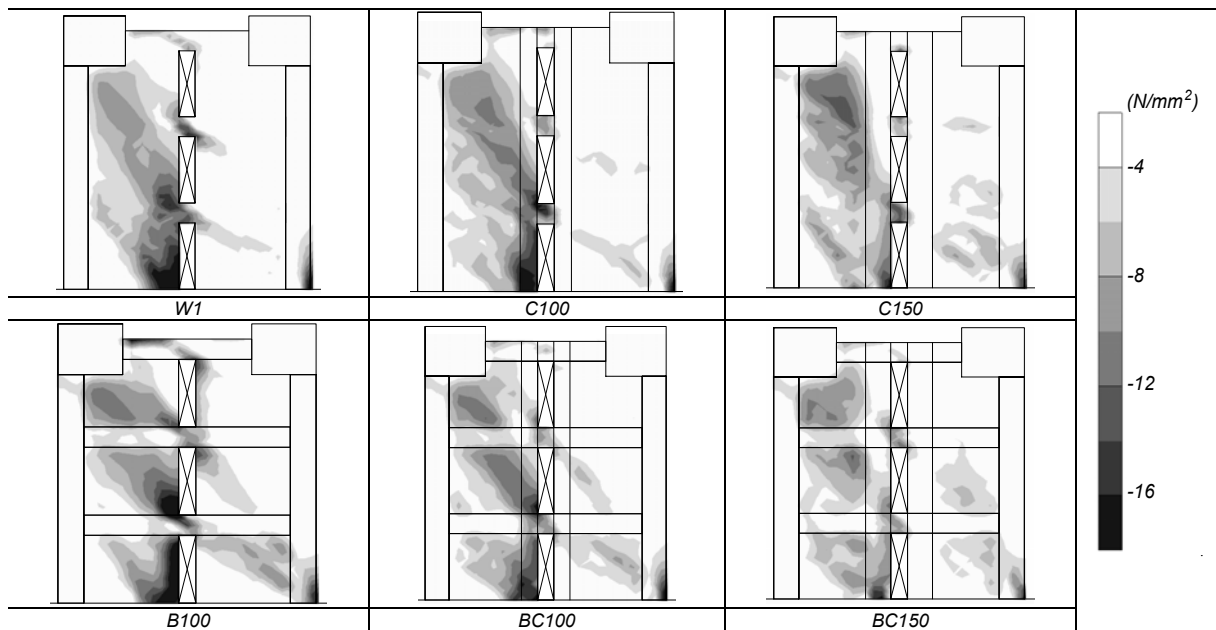


図-9 最小主応力分布 ( $R=0.5 \times 10^{-2}$ rad.)

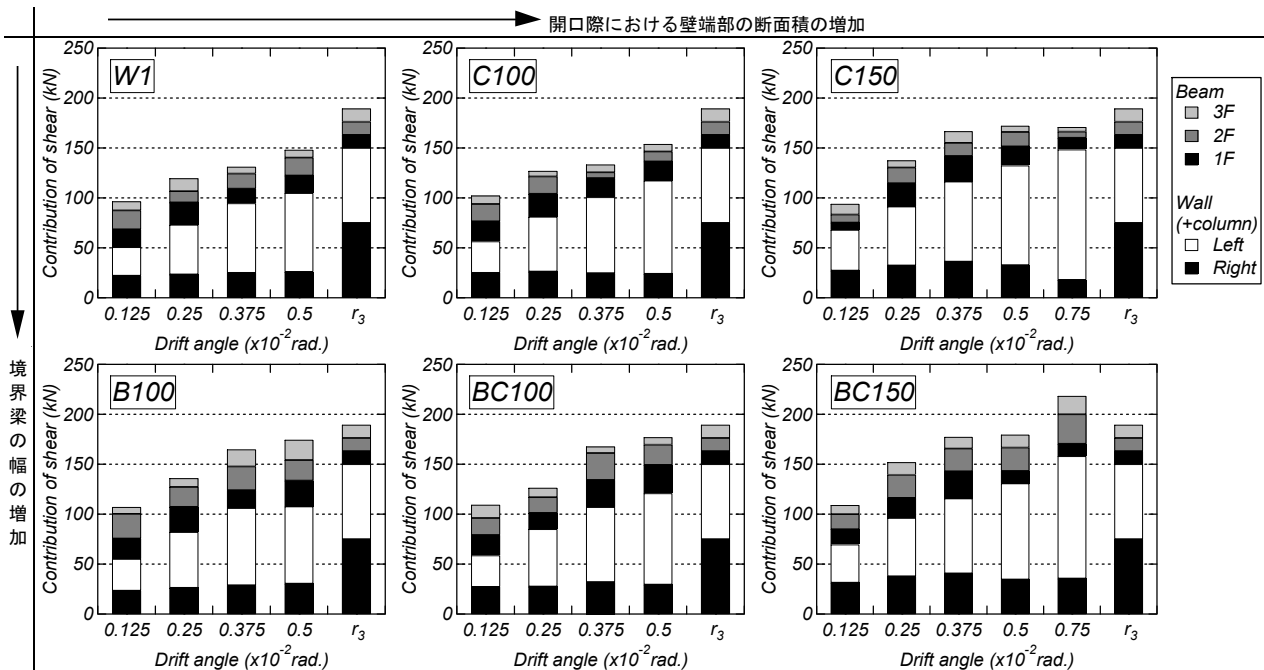


図-10 各構成要素の負担せん断力の推移

はじめに梁型の影響について分析する。梁型を設けた解析モデル (B100, BC100, BC150) における境界梁の負担せん断力の合計値は、開口際における壁板の構造詳細が同一の梁型がない解析モデル (それぞれ W1, C100, C150 と対応) と比べて最終サイクルまで相対的に高いせん断力を負担することを確認できる。一方、壁脚部の負担せん断力の合計値は梁型の有無に拘わらず開口際の壁板の構造詳細が同一であれば大差がないことがわかる。その結果、150mm 角の柱型を有するモデル (C150 と BC150) を除き、壁脚部の負担せん断力の合計値は  $r_3$  の想定耐力と比べて低く、壁全体の最大耐力の過小評価に繋がったことがわかる。

次に柱型の影響について分析する。梁型に関する条件が同一のそれぞれ三つの解析モデルを比較すると、壁脚部の負担せん断力の合計値が開口際の壁端部の断面積の増大に伴い増大している。とくに、150mm 角の柱型を設けたモデル (C150, BC150) は  $0.75 \times 10^{-2}$ rad. に壁脚部の負担せん断力の合計値が  $r_3$  の想定する耐力に達した。ただし、C150 では、境界梁の負担せん断力は  $0.5 \times 10^{-2}$ rad. から  $0.75 \times 10^{-2}$ rad. にかけてコンクリートの損傷の進行に伴い低下しており、C150 の壁全体の最大耐力は  $r_3$  の想定する耐力に達しなかった。一方、BC150 では、境界梁の断面積の増加により梁の負担せん断力の劣化が抑制されており、壁全体の最大耐力も  $r_3$  の想定する耐力を上回

った。以上より、開口際の壁板の構造詳細（ここでは断面積）は縦長開口耐震壁の耐力の向上に有効であるものの、壁脚部の負担せん断力が  $r_3$  の想定耐力に達する以前に境界梁の劣化が生じる場合があり、 $r_3$  の想定耐力の確実な発現には境界梁の劣化を抑制する必要がある。

## 5. まとめ

既往の研究で用いられた縦長開口の有無をパラメータとする壁試験体の実験結果を、本研究の解析モデルにより精度よく再現できることを確認した。本解析モデルを用いて、縦長開口を有する耐震壁を対象に境界梁の幅および開口際の壁板の幅（梁型と柱型の有無と寸法）を変数としたパラメトリック解析を行い、壁の最大耐力に及ぼす各構成要素の耐力寄与について検討した。パラメトリック解析より得られた知見を以下に示す。

- 1) 梁型および柱型を設けない縦長開口耐震壁（実験で用いられた試験体 W1）では、最大耐力時の境界梁の負担せん断力は  $r_3$  の境界梁の想定耐力に達したものの、壁脚部の負担せん断力は  $r_3$  の想定耐力に達しなかった。
- 2) 境界梁の幅を RC 規準に示される推奨値である壁厚の 2 倍とする（梁型を設ける）ことにより、境界梁の負担せん断力は増大した。ただし、壁脚部の負担耐力にはほとんど影響しないため、 $r_3$  の想定する耐力の発現には壁脚部の曲げ耐力を増大する必要がある。
- 3) 壁端部の断面積を増大した（柱型を設けた）解析モデルでは、柱型の脚部に高い圧縮応力が生じており、試験体 W1 と比べて応力中心間距離が増大するため、曲げ耐力が増大することを確認した。
- 4) 本論に示す縦長開口耐震壁では、境界梁の負担せん断力の合計値および壁脚部の負担せん断力の合計値は境界梁の幅を壁厚の 2 倍とし、開口際の壁端部の断面積を幅とせいともに壁厚の 3 倍とすることで  $r_3$  において境界梁に想定する耐力の合計値および壁脚部に想定する耐力の合計値に達する結果であった。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010.2
- 2) 真田靖士，市之瀬敏勝，高橋之，飯塚桃子：RC 耐震壁の開口高さによる耐力低減率の検証，日本建築学会構造系論文集，Vol.80, No.709, pp.481-490, 2015.3
- 3) 劉虹，鈴木卓，真田靖士，市之瀬敏勝：縦長開口を有する RC 耐震壁の耐力低減率に関する分析，コン

クリート工学年次論文集，Vol.37, No.2, pp.367-372, 2015.7

- 4) 劉虹，鈴木卓，真田靖士：縦長開口を有する RC 耐震壁の開口低減率を修正するための提案，日本建築学会大術講演梗概集，構造IV，pp.321-322, 2015.8
- 5) 米澤健次，長沼一洋，江戸宏彰：RC 構造物の三次元繰返し FEM 解析手法，コンクリート工学年次論文集，Vol.23, No.3, pp.13-18, 2001.7
- 6) Kupfer, H.B, Gerstle, K.H.: Behavior of Concrete under Biaxial Stress, Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 99, No. EM4, pp.853-866, 1973.8
- 7) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，No.474, pp.163-170, 1995.8
- 8) H. Nakamura and T. Higai: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected of Seismic Load, JCI-C51E, Vol. 2, pp.259-272, 1999.10
- 9) 長沼一洋，平面応力場における鉄筋コンクリート板の解析モデル，日本建築学会構造系論文報告集，No.421, pp.39-48, 1991.3
- 10) 長沼一洋，山口恒雄：面内せん断応力下におけるテンションスティフニング特性のモデル化，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，pp.649-650, 1990.10
- 11) 長沼一洋，大久保雅章：繰返し応力下における鉄筋コンクリート板の解析モデル，日本建築学会構造系論文集，No.536, pp.135-142, 2000.10
- 12) Al-Mahaidi, R.S.H.: Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Department of Structural Engineering, Cornell University, 1979.1
- 13) Clampi, V et al: Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars under Generalized Excitations, Report No. EERC-82/23, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, 1982.11
- 14) 三島徹也，山田一字，前川宏一：正負交番荷下における鉄筋コンクリートひび割れ面の局所的挙動，土木学会論文集，No.442, Vol.16, pp.161-170, 1992.2
- 15) 山田一字，青柳征夫：ひび割れ面におけるせん断伝達，第 2 回 RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集，日本コンクリート工学会，JCI-C5, pp.19-26, 1983.1