

論文 袖壁付き柱－基礎梁部分架構の非線形 FEM 解析

宮本 大輔*1・鈴木 卓*2・真田 靖士*3・市之瀬 敏勝*4

要旨: 本研究では、縦開口を有する連層耐震壁における最下部の袖壁付き柱－基礎梁部分架構の二次元 FEM 解析を実施し、その応力状態および損傷状況を検討した。解析の結果、架構試験体の破壊モードは基礎梁のせん断破壊型であった。併せて、壁厚さ、基礎梁あばら筋比、および基礎梁腹筋の有無とその定着の有無を変数としたパラメトリック解析を実施した。その結果、壁厚さの増加に伴い開口直下および引張側の袖壁直下の基礎梁の損傷状況が変化し、早期に耐力低下する傾向が確認された。あばら筋比の増加に伴い最大耐力の上昇が確認された。また、腹筋が基礎梁の性能に及ぼす影響は限定的と判断された。

キーワード: 基礎梁, 有開口耐震壁, 縦開口, せん断耐力, FEM 解析

1. はじめに

2010 年版の鉄筋コンクリート構造計算規準¹⁾(以下、RC 規準)では、開口高さによる低減率 r_3 が新たに導入された。筆者らは r_3 の評価精度の検証を目的として縦開口を有する RC 連層耐震壁の静的載荷実験および FEM 解析を実施してきた。その結果、 r_3 を用いた終局強度計算値は壁脚部の曲げ強度の過大評価に伴い実験の最大耐力と比べて高い値を示す傾向を示した²⁾⁴⁾。これらの既往の検討では、開口両側における壁脚の曲げ強度および上下開口間の中間階梁のせん断強度から r_3 が導出されており、その中で基礎梁は剛体として取り扱っていた。

耐震壁直下の基礎梁には、壁から杭への曲げモーメントおよびせん断力の伝達を可能にするために 99 年版 RC 規準⁵⁾に示される推奨規定を満たす断面が要求されているものの、開口を有する連層耐震壁の基礎梁に要求される強度と剛性についての具体的な記述はされていない。

そこで、本研究では縦開口を有する連層耐震壁における最下層基礎梁の構造性能の把握を目的とした構造実験を計画している。本論では、構造実験に先立ち袖壁付き柱－基礎梁部分架構を対象とした二次元 FEM 解析を行い、当該架構の損傷状況および応力状態の検討結果を述べる。

試験体は実大の 40%スケールとし、側柱の頂部および脚部にピン支承を設置する計画である。柱中心間距離 L は 2,250mm、柱上下のピン支承間距離 H は 2,120mm である。側柱断面 $b_c \times D_c$ は 320mm 角とし、基礎梁断面 $b_b \times D_b$ は 240×600mm とした。壁厚さ t は 80mm とし、壁板の中央に幅 360mm (実大で 900mm) の縦開口の配置を想定した。開口補強筋量は文献 1) に従い設計されている。また、側柱および基礎梁は文献 5) の推奨値を満たす断面となっている (表-2 参照)。基礎梁の腹筋 8-D4 は文献 6) に従い配しており、柱内には定着されていない。

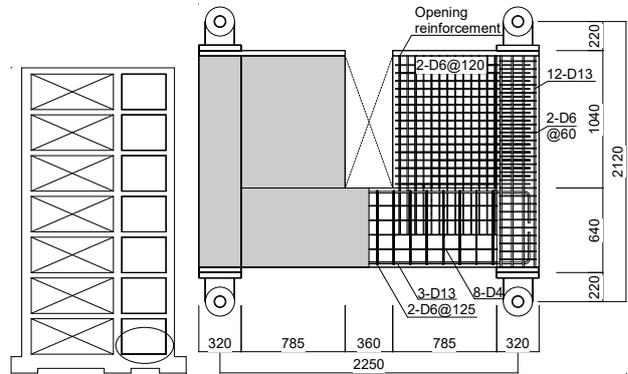


図-1 解析対象建物 図-2 試験体の配筋状況

2. 解析対象試験体

2.1 想定建物および試験体の概要

試験体は 2010 年版 RC 規準¹⁾に示される設計例 (図-1) において短辺方向に配置された連層耐震壁の最下層部に開口を設けたものをモデル化した。試験体の形状および配筋状況を図-2 に、各部材断面を図-3 に、試験体概要を表-1 にそれぞれ示す。

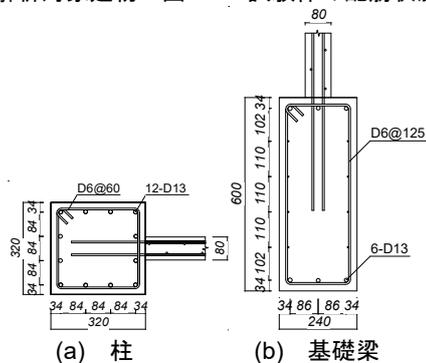


図-3 各部材の断面

*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)
 *4 名古屋工業大学大学院 工学研究科社会工学専攻 教授 工学博士 (正会員)

2.2 材料特性

表-3 にコンクリートの材料特性を、表-4 に鉄筋の材料特性をそれぞれ示す。コンクリートの設計基準強度 F_c は 30N/mm^2 である。また、コンクリートのヤング係数 E_c は式(1)により、引張強度 σ_t は式(2)によりそれぞれ算出した。また、鉄筋の規格はすべて SD295A とする。

$$E_c = 33500 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot (\gamma/24)^2 \cdot (F_c/60)^{1/3} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (1)$$

$$\sigma_t = 0.33\sqrt{F_c} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2)$$

ここで k_1 : その他の粗骨材の場合の係数 (=1.0) , k_2 : 混和剤を使用しない場合の係数 (=1.0) , γ : コンクリート気乾単位体積重量 (=24kN/m³) である。

2.3 終局強度計算

表-5 に各終局強度計算結果の層せん断力換算値を示す。基礎梁の曲げ強度 (式(3)) とせん断強度 (式(4)) および袖壁付き柱の曲げ強度 (式(5)) およびせん断強度 (式(6)から式(8)) は文献 7) に従い算出した。また、基礎梁の危険断面間距離 l_b は開口幅とした場合 (=360mm) および基礎梁の開口端部から反対側の柱内側までの距離とした場合 (=1,145mm) の 2 種類をそれぞれ仮定し、式(9)を用いて層せん断力に換算した。記号の詳細は文献 7) を参照されたい。

$$M_{bu} = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (3)$$

$$Q_{bsu} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j \quad (4)$$

$$M_{wu} = \sum a_t \cdot \sigma_y \cdot j_t + N \cdot j_N \quad (5)$$

$$Q_{su} = Q_{suw} + Q_{suc} + 0.1N \quad (6)$$

$$Q_{suw} = \left\{ \frac{0.053 p_{tw}^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d_w) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \cdot \sigma_{why}} \right\} t_w \cdot j_w \quad (7)$$

$$Q_{suc} = \left\{ \frac{0.053 p_{ce}^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d_{ce}) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{cve} \cdot \sigma_{cwy}} \right\} b_{ce} \cdot j_{ce} \quad (8)$$

$$Q = Q_b \frac{L}{H} = \frac{2M_b}{l_b} \frac{L}{H} \quad (9)$$

計算の結果、本試験体の破壊モードは基礎梁の危険断面間距離の仮定の違いに拘わらず、基礎梁の曲げ降伏型と判定された。

3. FEM 解析

3.1 解析概要

図-4 に試験体の要素分割および境界条件を示す。解析は二次元解析とし、平面応力場を仮定した。コンクリートおよび柱上下のピン支承は 4 節点四辺形要素で定義し、壁筋、柱帯筋および基礎梁あばら筋は埋め込み鉄筋

表-1 試験体概要

		実大	試験体
柱	$b_c \times D_c$ (mm)	1,200×800 (左) 1,200×850 (右)	320×320 (両側)
	主筋	22-D32 ($p_g=1.82\%$) (左) 18-D32 ($p_g=1.40\%$) (右)	12-D13 ($p_g=1.48\%$)
	帯筋	2-D16@100 ($p_w=0.33\%$)	2-D6@60 ($p_w=0.33\%$)
基礎梁	$b_b \times D_b$ (mm)	600×1500 (1430)	240×600 (570)
	上端筋	3-D32 ($p_t=0.28\%$)	3-D13 ($p_t=0.28\%$)
	下端筋	3-D32 ($p_t=0.28\%$)	3-D13 ($p_t=0.28\%$)
	腹筋	8-D10	8-D4
	あばら筋	2-D13@200 ($p_w=0.21\%$)	2-D6@125 ($p_w=0.21\%$)
壁板	壁厚 t (mm)	200	80
	壁筋	2-D13@200 ($p_s=0.63\%$)	2-D6@120 千鳥 ($p_s=0.66\%$)
	開口補強	-	3-D10
柱中心距離 l_w (mm)	5,090	2250	
軸力 N (kN)	7879 ($N/N_0=0.13$)	800 ($N/N_0=0.13$)	

表-2 梁型および柱型に関する推奨条件

柱および梁の断面積	$st/2$ 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 (=1,040mm), t: 壁板の厚さ(80mm)

表-3 コンクリートの材料特性

圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
30	26.6	1.8

表-4 鉄筋の材料特性

	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
D13, D10, D6 (SD295A)	295	205

表-5 終局強度の計算結果

	袖壁付き柱			基礎梁	
	袖壁圧縮	袖壁引張	合計	$l_b=360\text{mm}$	$l_b=1,145\text{mm}$
曲げ強度	504	186	475	339	107
せん断強度	289	289		347	346

で表現した。また、柱頭および柱脚のピン支承は剛体とし、壁板の上部一列の四辺形要素は上層部からの壁板の拘束効果を簡易的に表現するために剛体とした。主筋および基礎梁腹筋は 2 節点トラス要素で定義し、鉄筋およびコンクリートの節点の間に接合要素 (図-4 中の LINE Element) を配置し、コンクリートとの付着すべりを考慮した。

境界条件は柱脚部ピン支承中央の節点の変位を固定とした。また、左右の柱頭部中央節点の水平および鉛直変位がそれぞれ同一の値となるように設定した。解析は柱頂部に想定建物と等しい軸力比 0.13 (両側柱にそれぞれ 400kN) を加えた後、変位制御による水平荷重を行った。なお、解析には市販の解析ソフト「FINAL」を使用した。

3.2 材料モデル

コンクリートのひび割れは非直交ひび割れモデル⁸⁾により表現した。二軸応力下の破壊条件は Kupfer らの提案⁹⁾に従った。応力-ひずみ関係の上昇域は修正 Ahmad モデル¹⁰⁾を仮定し、軟化域は Nakamura モデル¹¹⁾を仮定した。ひび割れ発生後は圧縮特性の劣化を長沼モデル¹²⁾によって考慮した。引張側のテンションスティフニング特性は出雲らの提案モデル¹³⁾(モデル係数 C=1.0)とし、ひび割れ後の応力をほとんど負担しないものとした。ひび割れ後のせん断伝達特性モデルは長沼モデル¹²⁾を用

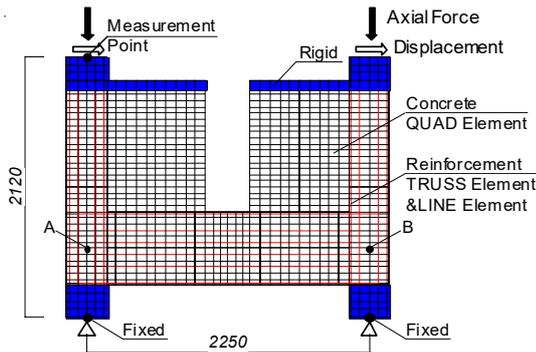


図-4 試験体の要素分割

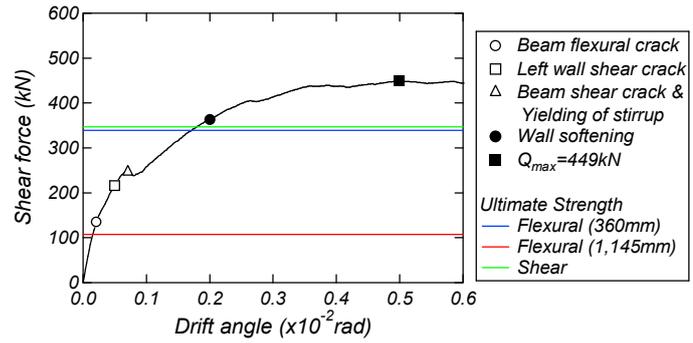


図-5 荷重-変形角関係

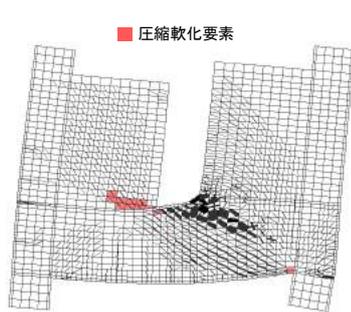


図-6 損傷状況
($R=0.5 \times 10^{-2}$ rad)

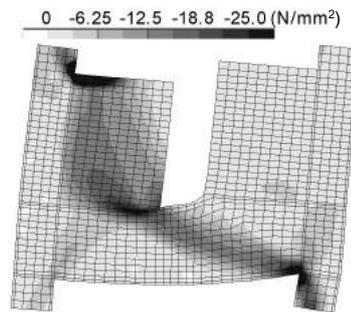


図-7 最小主応力分布 ($R=0.5 \times 10^{-2}$ rad)

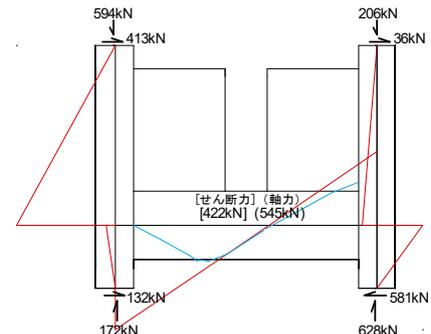


図-8 曲げモーメント分布
($R=0.5 \times 10^{-2}$ rad)

いた。以上に示すコンクリートの材料構成則は文献 14) を参考に設定した。鉄筋の応力-ひずみ関係はパイニアモデルを用いた。付着応力-すべり関係は、Naganuma らのモデル¹⁵⁾とした。ここで、最大付着応力は文献 16) に示される付着信頼強度とし、最大付着応力時のすべり量は文献 17) に従い 1.0mm と仮定した。

4. 解析結果

4.1 荷重-変形角関係および損傷状況

図-5 に荷重-変形角関係を、図-6 に損傷状況をそれぞれ示す。図-6 では、概ね最大耐力を記録した $R=0.5 \times 10^{-2}$ rad 時の結果を示しており、変形倍率およびひび割れ幅を 20 倍にして示している。

解析の結果、左側袖壁フェイス付近における基礎梁の曲げひび割れおよび開口直下付近における基礎梁のせん断ひび割れの順に損傷が認められ、それらに伴う剛性低下が確認された。また、基礎梁あばら筋の降伏はせん断ひび割れの発生と同時に確認された。 $R=0.2 \times 10^{-2}$ rad 程度で左側の袖壁脚部圧縮縁においてコンクリート要素のひずみ軟化が確認された。その後、基礎梁のせん断ひび割れ幅の拡幅が顕著となり、 $R=0.5 \times 10^{-2}$ rad 程度で最大耐力が記録された。以上の解析結果から本試験体の破壊モードは基礎梁のせん断破壊型として判断された。

本試験体の最大耐力は 449kN であり、2.3 節に示す基礎梁の曲げ強度計算結果と比べて $l_b=360$ mm では 1.3 倍となり、 $l_b=1145$ mm では 4.2 倍と高い値を示した。

4.2 最小主応力分布

図-7 に $R=0.5 \times 10^{-2}$ rad におけるコンクリートの最小主応力分布を示す。同図では、変形倍率を 20 倍に拡大して示している。左側壁頂部と左側壁脚部および右側柱脚部付近に高い圧縮応力が生じており、その 3 者を結ぶ圧縮ストラットの形成が認められた。

4.3 架構の応力分布

図-8 に $R=0.5 \times 10^{-2}$ rad における袖壁付き柱および基礎梁の曲げモーメント分布、柱頭および柱脚に作用する軸力と水平力、および開口直下の基礎梁の負担する軸力とせん断力を示す。ここで、基礎梁の負担する軸力とせん断力は開口直下の基礎梁を鉛直に切断したときにできる自由体の水平方向と鉛直方向の力の釣り合いにより算出した。また、袖壁付き柱の曲げモーメントの値は柱頭および柱脚に作用する水平力から算出し、基礎梁における赤線は柱と基礎梁の節点の曲げモーメントの釣り合いから算出した。また、同図中の青線で示す基礎梁の曲げモーメントの値はコンクリートおよび鉄筋要素の軸方向応力度、要素面積および要素中心から部材芯までの距離を乗じることで算出した。

開口左側における基礎梁では、開口端から僅かに内側で曲げモーメントの最大値が確認された。これは図-7 の最小主応力分布に示すように左側の袖壁脚部の圧縮側端部において高い圧縮応力が生じたためである。一方の開口右側における基礎梁では、開口端部から柱にかけて曲げモーメント分布の傾きが緩やかになる傾向が認めら

れ、袖壁縦筋に生じる引張力の影響が確認された。また、基礎梁の曲げモーメント分布の形状から基礎梁の危険断面間距離 l_b (せん断スパン) は左側開口端部から右側の内側柱までとして評価する ($=1,145\text{mm}$) 方が解析結果と整合するものと考えられる。

図-9 に基礎梁の水平方向軸伸びの推移を示す。ここで、基礎梁の水平方向伸びは図-4 中の節点 A および B の水平変位の差分である。部材角の増大に伴い基礎梁の軸伸びの発生が確認される。ただし、本解析では左右の柱上下に取りつけたピン支承の影響により基礎梁の軸伸びの拘束が予想され、これにより最大耐力時に基礎梁に軸力比 $0.13 (=N_b/(b_b D_b))$ 程度の圧縮力の作用が確認された。そのため、解析結果の最大耐力と 2.3 節に示す終局強度計算結果の相違が生じたものと推察される。換言すれば基礎梁の終局強度計算には、基礎梁に生じる圧縮軸力の影響を考慮する必要があり、文献 7) に示される柱の曲げ強度式 (式(10)) およびせん断強度式 (式(11)) を用いて改めて終局強度を算出した。ここで、基礎梁に作用する圧縮軸力は図-8 に示す 545kN とした。記号の詳細は文献 7) を参照されたい。

$$M_u = 0.5 \cdot a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (10)$$

$$Q_w = \left\{ \frac{0.068 p_f^{23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{vy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b \cdot j \quad (11)$$

表-6 に基礎梁に作用する圧縮軸力を考慮した終局強度計算結果を示す。曲げ強度計算結果は解析の最大耐力の値と比べて低い値を示している。これは前述したように解析では右側袖壁縦筋の負担する引張力により右側袖壁直下の基礎梁に作用する曲げモーメントが徐々に減少したことに起因するものと推察される。

5. パラメトリック解析

5.1 解析モデルの概要

本章では、前章までに示した部分架構試験体を基準として壁厚さ、基礎梁あばら筋比、基礎梁腹筋の有無およびその定着の有無を変数としたパラメトリック解析を実施する。

壁厚さが異なる試験体の解析では、表-2 に示す梁最小径の推奨値を基に壁厚さを 80mm から 160mm まで 40mm ずつ増加させた。なお、各解析モデルの壁筋比は 0.66% である。あばら筋比が異なる試験体の解析では、前述した 3 種類の壁厚さを基にあばら筋比を 0.21% から 0.63% まで 0.21% ずつ増加させた。腹筋を変数とした試験体の解析では、壁厚さを 80mm 、あばら筋比を 0.21% とした試験体を基に腹筋の有無および腹筋の柱への定着の有無をさせたものを実施した。なお、腹筋の定着の有無はそのトラス要素の端部節点を四辺形要素節点との結合

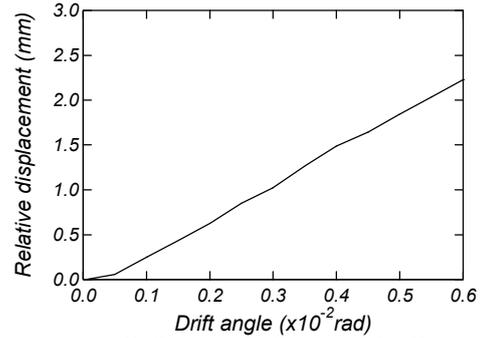


図-9 基礎梁の水平方向軸伸びの推移

表-6 軸力入力時の終局強度の計算結果

	基礎梁
最大耐力 (kN)	449
曲げ強度 (kN)	365
せん断強度 (kN)	393

の有無で表現した。

5.2 荷重-変形角関係および損傷状況

図-10 に壁厚さが異なる試験体の荷重-変形角関係を示す。壁厚さの増加に伴い初期剛性の上昇が認められたものの、最大耐力に大きな変化は認められなかった。これは、後述するように各試験体の破壊モードが基礎梁せん断破壊型となったためである。また、壁厚さ 160mm の試験体は壁厚さ 80mm および 120mm の試験体に比べて早期に耐力低下する傾向が認められた。

図-11 に各壁厚さにおいてあばら筋比が異なる試験体の荷重-変形角関係をそれぞれ示す。いずれの壁厚さにおいてもあばら筋比の増加による初期剛性の変化は認められなかった。しかし、基礎梁せん断ひび割れ発生後の剛性および最大耐力の上昇がそれぞれ確認された。また、壁厚さ 80mm の試験体は壁厚さ 120mm および 160mm の試験体と比べてあばら筋比の増加に伴う最大耐力の上昇が低かった。

図-12 に壁厚さ 80mm とし、腹筋の有無およびその定着の有無を変数とした試験体の荷重-変形角関係を示す。各試験体の荷重-変形角関係に大きな差異は認められなかった。このことから、本解析では腹筋が基礎梁の構造性能に及ぼす影響は小さいと判断された。

図-13 に壁厚さ 80mm 、 120mm および 160mm における、あばら筋比 0.21% および 0.63% とした試験体の $R=0.50 \times 10^{-2} \text{rad}$ における損傷状況を示す。同図では、変形倍率およびひび割れ幅を 20 倍に拡大している。

あばら筋比 0.21% の試験体に着目すると (図-13 左側)、前述したように壁厚さ 80mm の試験体では、開口付近における袖壁の圧縮側脚部コンクリート要素のひずみ軟化が確認された。一方で壁厚さ 120mm および 160mm の試験体では、開口直下の基礎梁コンクリート要素にひずみ軟化および開口直下から右側袖壁直下にかけての基礎梁のせん断ひび割れ幅の拡幅が顕著であった。このことか

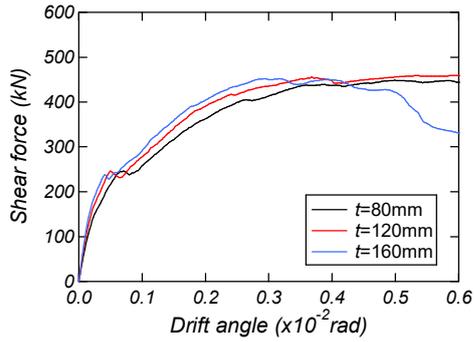


図-10 荷重-変形角関係 (変数: 壁厚さ)

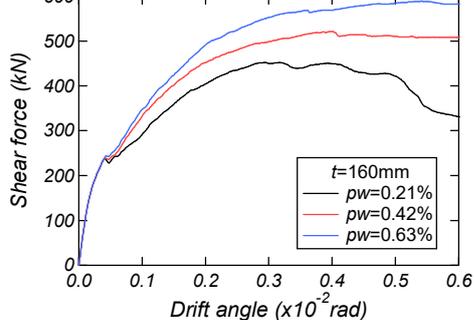
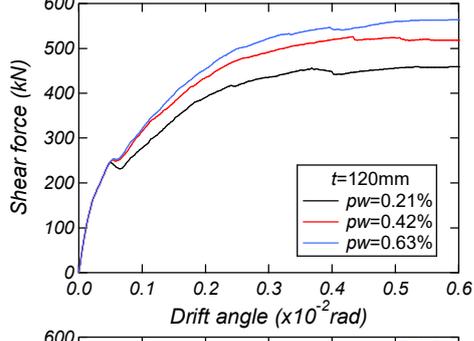
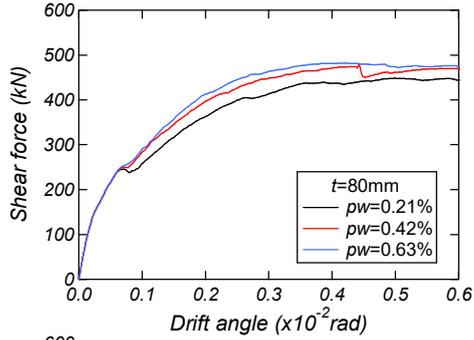


図-11 荷重-変形角関係 (変数: あばら筋比)

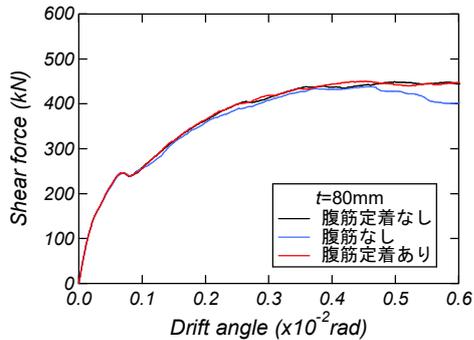


図-12 荷重-変形角関係 (変数: 腹筋)

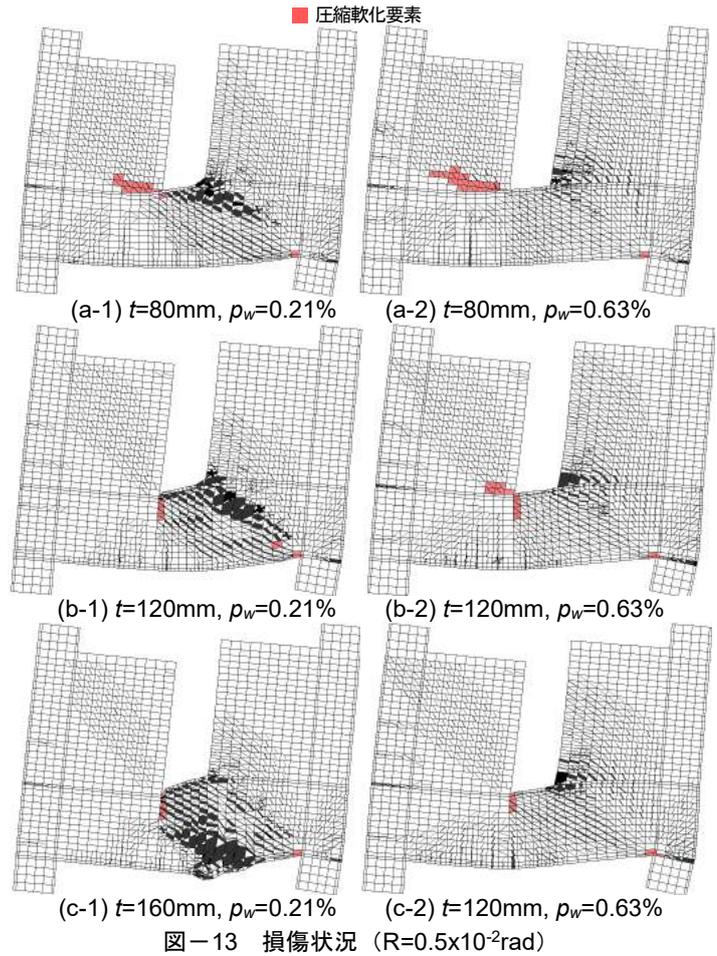


図-13 損傷状況 (R=0.5x10⁻²rad)

ら各試験体の破壊モードは壁厚さ 80mm の試験体と同様に基礎梁のせん断破壊型として判断された。一方で壁厚さの増加に伴い各試験体の左側袖壁直下の基礎梁においてひび割れの進展および拡幅の抑制が確認された。すなわち、壁厚さの増加に伴い基礎梁の変形が開口直下から右側袖壁直下の領域に集中する傾向が認められ、壁厚 160mm の試験体の耐力低下がその他の試験体と比べて早期に生じた原因と考えられる。

次に、あばら筋比 0.63% の試験体に着目すると (図-13 右側)、各試験体ともにあばら筋比 0.21% の試験体と比べて開口直下から右側袖壁直下の基礎梁においてひび割れの進展および拡幅の抑制が確認された。壁厚さ 80mm および 120mm の試験体では、左側袖壁脚部コンクリート要素のひずみ軟化がそれぞれ確認されたのに対して、壁厚さ 160mm の試験体では袖壁コンクリートのひずみ軟化の発生は認められなかった。この袖壁脚部コンクリート要素のひずみ軟化の発生および進展により壁厚さ 80mm の試験体は壁厚さ 120mm および 160mm の試験体と比べてあばら筋比の増加に伴う最大耐力の上昇が低くなる要因と考えられる。さらに、壁厚の増加に伴う左側袖壁脚部コンクリート要素のひずみ軟化の発生の抑制により、左側袖壁直下における基礎梁の曲げひび割れの

位置が開口に近づくことが確認された。また、各試験体ともにあばら筋比の増加に伴い左側袖壁直下において基礎梁の下側において曲げひび割れの拡幅および主筋の降伏域の拡大が認められた。以上のことから、いずれの壁厚さにおいてもあばら筋比 0.42%および 0.63%の試験体の破壊モードは基礎梁の曲げ降伏型として判断された。なお、壁厚さ 120mm および 160mm の試験体において、あばら筋比を 0.42%から 0.63%へと増加させるに伴い最大耐力の上昇が確認された。これは、あばら筋比の増加に伴い基礎梁のせん断変形が拘束され曲げ変形が卓越し、基礎梁に入力される圧縮軸力が増加したためである。

6. まとめ

本研究では、縦開口を有する連層壁の下層部を模擬した袖壁付き柱-基礎梁部分架構を対象とした二次元 FEM 解析を実施し、当該部分架構の応力状態および損傷状況を検討した。併せて、壁厚さ、基礎梁あばら筋比、基礎梁腹筋の有無、およびその定着の有無を変数としたパラメトリック解析を実施した。本研究より得られた知見を以下に示す。

- 1) 解析の結果、部分架構試験体の破壊モードは基礎梁のせん断破壊型となり、基礎梁の開口直下から引張側の袖壁直下の領域に損傷が生じる傾向が認められた。
- 2) 本論に示す水平力の載荷方法では、基礎梁に作用する圧縮軸力に起因する基礎梁の最大耐力の上昇の影響が認められたことから、終局強度評価において基礎梁の圧縮軸力の影響を考慮する必要がある。
- 3) パラメトリック解析の結果、壁厚さの増加に伴い圧縮側の袖壁直下の基礎梁においてひび割れの進展および拡幅の抑制および開口直下および引張側の袖壁直下の基礎梁に損傷領域の集中が認められ、早期に耐力低下が生じた。
- 4) 各壁厚さの試験体ともに、基礎梁あばら筋比の増加に伴う最大耐力の上昇が確認され、その傾向は壁厚さの増加に伴い顕著となった。
- 5) 基礎梁に配筋される腹筋が初期剛性および最大耐力に及ぼす影響は小さかった。

謝辞

本研究は文部科学省の科学研究費補助金（課題番号：17H03341、代表者：市之瀬敏勝）を受けて実施した。

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，他：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) 鈴木卓，真田靖士，劉虹：RC 耐震壁の開口高さによる耐力低減率の高精度化，日本建築学会構造系論文集，Vol.81，No.723，pp.883-891，2016.5
- 4) 廣澤光法，他 6 名：複数の縦長開口を有する RC 連層耐震壁の構造性能-縦開口が 1 列に偏在配置される場合と斜めに配置される場合の実験-日本建築学会構造系論文，Vol.82，No.734，pp.579-588，2017.4
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1999.11
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説，2010.11
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準（案）・同解説，2016.4
- 8) 長沼一洋，栗本修，江戸宏彰：鉄筋コンクリート壁体の FEM による正負繰返し及び動的解析，日本建築学会構造系論文集，No.544，pp.125-132，2001.6
- 9) 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
- 10) 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
- 11) 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
- 12) 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
- 13) 出雲淳一，島弘，岡村甫：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学論文，No.87.9-1，pp.107-120，1987.9
- 14) 渋市克彦，杉本訓祥，増田安彦：FEM 解析を用いた有開口 RC 梁の構造性能に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 34，No.2，pp.199-204，2012.7
- 15) K. Naganuma, K. Yonezawa, O. Kurimoto and H. Eto.: Simulation of Nonlinear Dynamic Response of Reinforced Concrete Scaled model using Three-dimensional Finite Element Method, 13th World Conference on Earthquake Engineering, No.586, 2004.
- 16) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999.
- 17) fib: fib Model Code for Concrete Structures 2010, 2013.12