論文 開口を有する RC 枠組組積造壁体のせん断抵抗および開口補強効果 に関する実験的研究

早崎 登^{*1}·後藤 康明^{*2}·北野 敦則^{*3}·城 攻^{*4}

要旨: RC 枠組組積造は,組積壁体を内蔵する RC 柱梁構造形式である。本研究においては, 開口形状,あるいは開口位置が異なる無補強試験体と,開口部に角形鋼管を用いた窓枠型の 補強を施した試験体に正負繰返水平加力を与え,破壊性状および耐力評価法を検討した。そ の結果,有開口では曲げ圧縮側に存在する袖壁が最大耐力の向上に影響を与え,耐力評価に おいても加力装置のシア・スパンを考慮して圧縮ストラット域を設定することで対応良く評 価できた。また,開口補強によって,初期剛性に変化はなかったが,最大耐力および変形性 能が向上した。

キーワード: RC 枠組組積造壁体, レンガ, 開口形状, 開口補強, 終局せん断耐力

1. はじめに

RC 枠組組積造は,発展途上国を中心に,現在 多数建設されている構造形式である。これは, 組積造壁体を壁厚にほぼ等しい小断面 RC 柱梁 フレームにより,周辺から面内方向に拘束し耐 震性を向上させたものである。長所としては, 建設費用が安く,施工性に優れ,かつ建設後の 多層化が容易な点が挙げられる。一方で,壁幅 がそのまま柱梁幅になる構造のため,柱梁断面 積が不足し,かつ低配筋量となりやすく,充分 な耐震性能を有しない建築物が多く建てられて いる。有孔陶製ブロックが材料力学的に異方性 をもち,目地モルタルを含む複合構造であるた めに,壁体内応力状態が複雑であり,RC 枠組と 組積壁間の応力伝達メカニズムが不明解である。

本研究では、開口位置・開口面積を実験変数 として有開口 RC 枠組組積造壁体の繰返し水平 載荷による破壊性状および耐力評価法を検討す るとともに、耐力・変形性能の向上のための開 口周辺部補強方法の提案を目的とする。



*4 北海道大学名誉教授 工博 (正会員)

2. 実験概要

2.1 試験体概要

(1)各試験体概要および使用材料

想定実物モデルは壁厚約 200mm の1スパン3 層建物で,試験体はその1スパン第1層部分を 取りだした約 1/2 縮小模型である。

試験体は計 3 体製作した。試験体と実験変数 の一覧を図-1に示す。各試験体の呼び名は,枠 組組積造壁体であることを示す記号 CMW (Confined Masonry Wall)と-05より始まる通し番 号を組み合わせて表記する。試験体外形寸法は 全試験体に共通であり,組積壁内法寸法は1750×1050(mm²),側柱断面寸法は100×225 (mm²) とし,上下に RC 梁スタブを有している。組積壁 幅と側柱幅は等しく 100(mm)である。本年度の 試験体は,1)開口部の縦及び横寸法(以下同じ) が560×880 (mm²)の窓開口が偏在する偏在開口 試験体 CMW-05,2) 280×450 (mm²)の通風開口 が中央上端に存在する小開口試験体 CMW-06.

3) 中央上部に存在する 560×890 (mm²)の窓開口 の開口周囲を補強した中央開口補強試験体 CMW-07 の 3 体である。これらの比較に用いる 昨年度の試験体¹⁾は,4) 無開口基準試験体 CMW-01,5) 上述した3) で無補強の中央窓開 口試験体 CMW-02,6) 1050×450 (mm²)の縦長通 路開口が中央に位置し,壁を2 つに分断してい る中央通路開口試験体 CMW-03,7) シア・スパ ン比(詳細は後述)を増大させるために組積壁長 さを1000 (mm), 側柱せいを115 (mm)とした無 開口シア・スパン比増大試験体 CMW-04 の4 体 である。

各使用材料の力学的性状を表-1 および表-2 に示す。配筋は、側柱の曲げ降伏やせん断破壊 より先行して組積壁を破壊させるために、柱主 筋は、6-D13(KSS785)として、6φ@50 (SD345 相 当 p_w=1.12%)とした。組積壁部分には配筋は一切 行っていない。組積材料には、図-2 に示す有孔 焼成レンガを代用した。規格寸法は D:100×H:60 ×L:210(mm³) であり、D: 100(mm)辺を壁厚とし た。縦横目地ともに目地幅は 10(mm)である。目

表-1 コンクリートとモルタルの力学的性状

部材		種類	P_y (kN)	σ_y (MPa)	ε _y (%)	E _s (GPa)
側柱	主筋	D13 (KSS785)	123	965	0.712	185
	せん断 補強筋	6φ (345相当)	10.3	360	0.218	203
上下スタブ	主筋	D22 (SD345)	137	364	0.197	193
	せん断 補強筋	D10 (SD345)	26.3	385	0.202	192
補強材 (CMW-07)		角形鋼管 □-50×50	32.4	435	0.308	210

表-2 鉄筋と鋼材の力学的性状

	П	ンクリー	ł	目地モルタル					
CMW	σ_B	E 1/3	E 2/3	$_{j}\sigma_{B}$	E 1/3	E 2/3			
	(MPa)	(GPa)	(GPa)	(MPa)	(GPa)	(GPa)			
-05	30.1	24.7	21.1	32.4	21.2	18.0			
-06	33.3	27.4	22.9	33.5	22.8	19.5			
-07	33.2	23.8	20.6	30.3	19.5	17.0			
ましていたのも学的性性									

表-3 レンガの力学的性状

レンプ	ガ単体圧縮	試験	プリズム試験(x 方向)							
加力	断面積	$_{b}\sigma_{B}$	積み重ね	断面積	F_m					
方向	方向 $S(\text{mm}^2)$		段数	$S(\text{mm}^2)$	(MPa)					
x 方向	21600	20.7	2	21700	10.9					
<i>z</i> 方向	5600	66.3	3段	21/00	19.8					
レンガ単体 プリズム体 圧縮試験機 加圧板 の の の の の の の の の の の の の										
	义	-2 要	素実験概	要						

地強度の施工性によるバラツキを防止するため に、壁面を水平置きにした型枠上にレンガを配 置し、目地部にモルタルを充填した。その後に、 周辺コンクリートを水平打設した。コンクリー ト設計強度は σ_{B} =30(MPa)とした。

CMW-07 の開口補強は、大変形時に袖壁が柱 梁フレームから分離するのを防ぐ目的で、角形 鋼管(□-50×50,t=3.2)を使用し、壁厚と同一にな るよう 2 列に並べて溶接し、窓枠型の補強材を 作製した。これを打設前のレンガ設置時に型枠 上に配置して打設した。補強材とレンガの間に は壁部分と同様に 10(mm)幅の目地を設けた。

(2) 要素実験

組積壁部分の強度を推定するために,レンガ 単体とプリズム体の一軸圧縮試験を行った。要 素試験体概要を図-2 に、レンガの力学的性状を 表-3 に示す。レンガ単体では、x あるいは z 方 向に載荷した。z 方向の圧縮応力度算定には外形 断面積(約 5600 mm²)を用いた。プリズム体はレ ンガ 3 段積みで、高さ/厚さ比が約 2.0 である。

2.2 加力方法

加力装置概要を図-3に示す。実物モデルの第 1 層柱が負担する上層支配床面積における固定 荷重と積載荷重を算定し,両柱上部に限定した 鋼板を設置することで,*N*=100(kN)となる一定軸 力を両柱上部に伝達するように導入した。

水平加力は, 等分布水平力を受ける 3 層建物 の第 1 層応力状態を再現するために, シア・ス パン比 S(=加力点高さ h_p/柱中心間距離 D)1.17 と なる加力点高さに変位漸増正負繰返静的載荷を 行った。ただし, CMW-04 は D=975(mm)となる ため S=2.34 である。制御方法は, 壁内法高さに おける層間変形角を R とし, R=0.5×10⁻³(rad) (以 降, ×10⁻³(rad)は省略) で±1 回, R=1.0, 2.0, 5.0, 10.0, 15.0, 20.0, 25.0 で各±2 回, R=30.0 で±1 回加力した。

実験結果および考察

3.1 破壊性状

荷重変形曲線および最終破壊状況(北面)を図-4に示す。

偏在開口 CMW-05 の正加力時において, R=+1.4 に袖壁が腰壁高さ横目地で滑り変形して 柱梁フレームから分離し,耐力が著しく低下し た。その後袖壁の滑り変形とともに引張側柱上 部に変形が集中し,フープが降伏した。また引 張側壁中央部にせん断亀裂が発生し,R=+15.3 に 最大耐力となった。R=+20.0 以降には圧縮側柱に もせん断亀裂が発生し,剥落が広がった。

負加力時において, *R*=-4.7 に圧縮側壁対角線 上にせん断亀裂が発生し,最大耐力となった。 その後,この亀裂の拡幅による耐力低下(*R*=-9.0, -15.2)に加えて, *R*=-20.0 に引張側柱上部のフー プが降伏した。*R*=-25.0 以降,両柱中央部から上 部 と 圧 縮 側 壁 下 部 で 剥 落 が 進 行 した。



小開口 CMW-06 の正加力時において, R=+3.0 に開口を介して壁対角線上のせん断亀裂が拡幅 し,同時に引張側柱上部にもせん断亀裂が多数 発生して,最大耐力となった。その後,壁体部 では対角線上のせん断亀裂が拡幅するとともに, 新たに圧縮側壁対角線上や,腰壁中央部に階段 状のせん断亀裂など,壁体部にせん断亀裂が多 数拡幅し,開口周辺のレンガが上下左右に押し 動かされた。引張側柱上部ではせん断亀裂に沿 って剥落が進行し,フープが降伏した。

負加力時において, R=-4.1 に開口を介さずに 壁対角線上のせん断亀裂が拡幅し,同時に圧縮 側柱下部にもせん断亀裂が発生して,同部のフ ープが降伏して最大耐力となった。その後,壁 体部では正加力時と同様な破壊状況となった。 また,圧縮側柱下部のせん断亀裂に沿って剥落 が進行し, R=-25.0 以降には正加力時の柱上部の せん断破壊の影響もあって柱の座屈が見られた。

開口補強 CMW-07 の正加力時において, *R*=+8.6 に開口を介して壁対角線上のせん断亀裂 が拡幅し,圧縮側袖壁にせん断亀裂が発生した。 同時に引張側柱上部および圧縮側柱下部にせん 断亀裂が多数発生し,最大耐力となった。その 後,壁体部せん断亀裂の拡幅と圧縮側柱下部で フープの降伏が見られるとともに,補強材がせ ん断変形して開口周辺のレンガを拘束すること で,目地やレンガの面外方向へのはらみ出しや 剥落が発生し,緩やかに耐力が低下した。負加 力時は同様の破壊状況となったので省略する。

3.2 荷重変形関係

荷重変形曲線の包絡線を図-5に示す。偏在開 ロ CMW-05 以外の試験体においては,正負加力 時で大きいものを用いて比較する。

(1) 開口位置による比較

偏在開口 CMW-05(+), CMW-05(-), 中央開口 CMW-02 を用いて比較する。

初期剛性は、CMW-05(+)、CMW-05(-)、CMW-02 の順に高かった。これは開口位置の違いによっ て、壁パネル対角線上の圧縮ストラット域が遮 られる割合が最も小さい CMW-05(+)の初期剛性 が最も高く、割合がほぼ等しい CMW-05(-)と CMW-02 の初期剛性はほぼ等しくなった。

一方,最大耐力は,CMW-05(-),CMW-02, CMW-05(+)の順に大きくなり、CMW-05 の正負 加力時最大耐力のほぼ中間に CMW-02 の最大耐 力が位置した。これは、曲げ引張側に位置する 袖壁は水平目地の鉛直力が小さいために水平摩 擦力が低下して滑り変形が生じやすくなるが, 圧縮側の袖壁はその逆の性状となり、袖壁のせ ん断抵抗が大きかったと言える。また, CMW-05(+)は R=+1.4 に袖壁が滑り変形して耐力 が著しく低下した後,柱のせん断変形や軸変形 が進み、摩擦抵抗が高まって袖壁の滑り変形が 拘束された時(R=+15.3)に最大耐力となった。つ まり、開口をもつ RC 枠組組積壁において、壁体 部の損傷が少ない小変位時は RC 造耐震壁に近 い荷重変形関係が見られるが、変位が進むと壁 体部の一体性が失われやすく,最大耐力には圧 縮側袖壁の存在が影響すると考えられる。

(2) 開口面積による比較

小開口 CMW-06, 無開口 CMW-01, 中央開口 CMW-02 を用いて比較する。

初期剛性,最大耐力ともに,開口面積が小さい CMW-01, CMW-06, CMW-02の順に高かった。 最大耐力時層間変形角は CMW-06 と CMW-02 が ほぼ等しく, CMW-01 が大きかった。ただし, 開口面積の小さいものほど最大耐力が大きくな





CMW	方向	Q_{max} (kN)	R_{max} (×10 ⁻³ rad)	開口化	氐減率 ア。	F_{me} (MPa)	$_{p}\sigma_{Be}$ (MPa)	$\frac{M}{OD}$	Q_{call} (kN)	$\frac{Q_{exp}}{Q_{exp}}$	Q_{cal2} (kN)	$\frac{Q_{exp}}{Q_{eal2}}$	破壊モード
-01	正自	+459	+7.6	1.00	1.00	(111 a)	23.8	\mathcal{Q}^D	±455	1.01 0.58	±375	1.23 0.71	壁柱せん断破壊
-02	正負	+232 -228	+4.7 -10.1	0.65	0.61	23.5	(20.1) 23.8 (20.0)	1.05 (1.44)	±324	0.72 0.70	±259	0.90 0.88	壁柱せん断破壊 壁柱せん断破壊
-03	正負	+227 -201	+5.0 -9.1	0.63	0.64	(17.5)	23.8 (20.0)	(1)	±315	0.72 0.64	±266	0.85 0.76	壁せん断破壊 壁せん断破壊
-04	正負	+187 -179	+14.3 -10.1	1.00	1.00	19.8 (18.2)	24.0 (19.0)	2.09 (2.87)	±195	0.96 0.92	±151	1.24 1.19	壁せん断破壊 壁せん断破壊
-05	正負	+207 -272	+15.3 -4.7	0.84 0.64	0.64 0.82		27.0 (22.2)		+420 -336	0.49 0.81	+277 -336	0.75 0.98	壁柱せん断破壊 壁せん断破壊
-06	正負	+334 -350	+5.0 -4.0	0.91	0.89	26.9 (21.8)	27.2 (22.3)	1.05 (1.44)	±448	0.74 0.78	±357	0.93 0.98	壁柱せん断破壊 壁柱せん断破壊
-07	正負	+324 -301	+9.6 -20.0	0.65	0.61		27.2 (22.3)		+369 -370	0.88 0.81	+295 -296	1.10 1.02	壁せん断破壊 壁柱せん断破壊

表-4 算定結果一覧

広沢式²⁾に基づく提案式 Q_{cal} * F_{me} , ${}_{\sigma Be}$, M/QDの欄は括弧外は Q_{cal1} 用の数値, 括弧内は Q_{cal2} 用の数値

$$Q_{cal} = \gamma \left[\frac{0.068 p_{le}^{0.23} (p \sigma_{Be} + 17.7)}{\sqrt{M/(Q \cdot D) + 0.12}} + 0.1 \sigma_0 \right] b_e \cdot j + 0.85 \sqrt{p_{wh} \cdot \sigma_{sy}} \cdot b_e \cdot 2j_c$$
(1)

開口補強による耐力増分(CMW-07)

 $p \sigma_{Be}$:等価壁パネル強度(MPa) p_{wh} :柱せん断補強筋比(= $a_w/(b_e \cdot x_w)$) a_w :柱せん断補強筋の断面積(mm²) x_w :柱せん断補強筋の補強間隔(=50mm) b_e :壁厚(=100mm) σ_{sy} :柱せん断補強筋降伏応力度(MPa) j_c :柱せい応力中心間距離(=(7/8) D_c (mm)) E_s :鋼管のヤング係数(=210GPa) $\varepsilon_U, \ \varepsilon_L$:RU,RLの 最大耐力時圧縮歪度(μ) A:補強材断面積(=1145mm²) 他の記号は文献参照

る一方,壁体部せん断破壊直後の耐力低下も大 きくなり, 脆性的で危険な破壊挙動を示すこと に留意しなければならない。

(3) 開口補強による比較

開口補強 CMW-07, 無開口 CMW-01, 中央開 口 CMW-02 を用いて比較する。

初期剛性は、CMW-01 が著しく高く、CMW-07 と CMW-02 の初期剛性がほぼ等しくなった。こ れより、初期剛性に関しては開口補強効果はほ とんど見られないことがわかる。

最大耐力は, CMW-07 が CMW-02 から約4割 増大し,最大耐力時層間変形角は R=4.7 から R=9.6 へ増大した。これは開口補強によって袖壁



のみでの滑り破壊やせん断破壊を防ぎ、壁パネ ル全体でせん断変形したからである。特に、無 補強では引張側袖壁は柱梁フレームからの分離 によってせん断抵抗し難いが、CMW-07 は引張 側袖壁を拘束して、補強材を介して圧縮側壁部 までせん断力を伝達したことが、耐力増大の大 きな要因と考えられる。CMW-07 と CMW-01 を 比較すると、本研究の開口補強によって無開口 と同等の最大耐力までは期待できないが、最大 耐力後は CMW-01 の耐力を上回っており、靭性 的な破壊挙動に近づけられると言える。

3.3 終局せん断耐力算定

最大耐力時の実験値と算定値の比較を表-4

に示す。壁筋が配筋されていない本実験では、 アーチ機構および軸力効果は壁パネル全体に作 用し、トラス機構は柱内部にのみ作用すると考 え、広沢式²⁾に基づく提案式 *Q*_{cal}を用いる。

(1) 開口低減率γ

開ロ形状を考慮するため、形成された圧縮ス トラット域が開口部では無効になると考え、式 (2)で算出した。ここで、圧縮ストラットを壁パ ネル対角線上に設定して算出したものを γ_1 ,加 力点高さから対角線上に設定して算出したもの を γ_2 とする。そして、 γ_1 を用いた提案式を Q_{call} 、 γ_2 を用いた提案式を Q_{call} とする。

$$\gamma = \left(A_{st} - A_{emp}\right) / A_{st} \tag{2}$$

A_{emp}:開口部無効ストラット面積(mm²) (2) 斜め方向プリズム強度

全試験体において, x 方向プリズム強度 F_m と z 方向レンガ単体強度 $_b \sigma_{Bz}$ を 2 軸の強度として 楕円補正により,ストラット角度の斜め方向プ リズム強度 F_{me} を算出した。

$$F_{me} = F_m \cdot_b \sigma_{Bz} / \sqrt{{}_b \sigma_{Bz}^2 + \left(F_m^2 - {}_b \sigma_{Bz}^2\right)} \cos^2 \theta \qquad (3)$$

θ:ストラット角度(Q_{cal1}:45°,Q_{cal2}:64°)
 (3) 等価壁パネル強度

壁パネルに設定する圧縮ストラット域には柱 部分も含むため、斜め方向プリズム強度 F_{me} に加 えて柱コンクリート強度 σ_B を考慮した等価壁 パネル強度 $\rho \sigma_{Be}$ を用いる。ここで、壁厚と柱幅 が等しいので式(4)で算出される。

 ${}_{p}\sigma_{Be} = \{ (A_{st} - A_{col})F_{me} + A_{col} \cdot \sigma_{B} \} / A_{st}$ (4)

A_{st}: 圧縮ストラット域面積(mm²)
 A_{col}: *A_{st}*のうち柱にかかる面積(mm²)
 (4) 開口補強による耐力増分△*Q_R*

開口補強 CMW-07 は、前頁の図中に示すよう に補強材によって曲げ引張側袖壁から曲げ圧縮 側へせん断力の伝達が行われたため、補強材の 横材に生じた圧縮力を、開口補強による耐力増 分 ΔQ_R として Q_{cal} に累加した。 ΔQ_R は上下の横 材歪度計測値 ε_U , ε_L に鋼材ヤング係数 E_s と断 面積 A を乗じて求めた。

(5) 算定結果の考察

無開口では、Q_{call}が実験値に良く対応してい る。これは、壁パネル対角線上に圧縮ストラッ ト域を設定したことが実際の破壊状況やレンガ 歪度分布と適応しており,ストラット角度の等 価壁パネル強度を用いることで評価できると言 える。一方,有開口では, Qcal2 が比較的良く対 応している。これは、有開口組積造壁体におい て引張側袖壁は滑り変形を生じやすく、圧縮側 袖壁がせん断抵抗するため、算定式においても これを表現する必要があると言える。特に偏在 開口では、Qcall は正加力時と負加力時の耐力の 大きな差異を正しく評価できないため、開口低 減率を用いた算定方法としては、Q_{call}を用いる べきである。開口補強では、補強材横材の歪度 から耐力増分を累加したが、開口補強材を介さ ないせん断力の伝達機構も発生していたと考え られ、この点からの検討を加える必要がある。

4. 結語

- 有開口組積壁において、引張側袖壁は水平目 地に沿う滑り変形が生じやすいのに対して、 圧縮側袖壁はせん断抵抗に貢献する。これは 壁体部が無補強の組積造の特徴と言える。
- 2. RC 枠組組積造壁体のせん断耐力は,広沢式 に基づく提案式により概ね推定できる。有開 ロについては,シア・スパンを考慮した圧縮 ストラット域を設定して評価すべきである
- 本研究で用いた開口補強方法により、袖壁部 を拘束して、曲げ引張側袖壁から壁圧縮側へ のせん断力の伝達が行われるようになる。その結果、初期剛性の向上は期待できないが、 最大耐力および変形性能が向上する。

参考文献

- 1) 兼古 学ほか:開口形状およびシア・スパン 比の異なる RC 枠組組積造壁体のせん断抵抗 に関する実験的検討,コンクリート工学, Vol.28, No.2, pp-457-462, 2006.6
- 日本建築学会,建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990),日本建築学会, pp.401-402,2000.4