論文 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

兼古 学^{*1}·後藤 康明^{*2}·北野 敦則^{*3}·城 攻^{*4}

要旨:RC 枠組組積造は、組積造壁体を内蔵する RC 柱梁構造形式である。本検討において は、無開口壁を基準試験体として1体、開口形状が異なる2体および柱間距離を短縮させて シア・スパン比を増加させた1体の、計4体からなる無補強レンガブロック壁を内蔵する RC 柱梁枠組試験体に、正負繰返水平加力を与えた。全試験体ともに、組積壁に発生したせ ん断亀裂の拡幅によって最大耐力が決定された。正負加力時で壁水平目地亀裂を共有し、同 ーサイクル正負で包絡線は一致しない。中央開口面積が等しい場合、開口形状の耐力への影 響は小さい。終局せん断耐力算定について、既往の耐力評価式を用いた適応を検討した。 キーワード:RC 枠組組積造壁体、レンガ、開口形状、シア・スパン比、終局せん断耐力

1. はじめに

現在,発展途上国において多く採用される構 造形式に,RC枠組組積造がある。これは,有孔 陶製ブロックの組積壁を面内方向に拘束する目 的で,RC柱梁枠組を併用したものである。長所 としては,建設費用が安く,施工性に優れ,か つ中層化が容易な点が挙げられる。一方で,型 枠設置の都合上,壁幅がそのまま柱梁幅になる 施工が多く,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のが現状である。

本実験は, 耐震性の高い RC 枠組組積造の開発 における予備試験として, その基本的性状把握 を目的とする。有孔陶製ブロックは材料力学的 に異方性を有し, 目地モルタルを含む複合材料 であることから, ブロック単体の2 方向の一軸 圧縮試験およびプリズム圧縮試験を実施した。 繰返し載荷の耐力への影響は, 包絡線を試験体 ごとに比較して検討する。耐力算定は, 既存の 終局強度略算式の適用を試みる。なお RC 枠組組 積造の施工に際し, 壁を積み上げてから RC 柱梁 を打設する方式(Confined Masonry)とその逆の手 順を踏む方法(Infilled Masonry)の2種類あるが, 本検討では前者を実験対象とする。

- 2. 実験概要
- 2.1 試験体概要

(1) 想定実物モデルおよび各試験体形状

想定実物モデルには壁厚約 200mm の1 スパン 3 層建物を選択した(図-1)。試験体はその第1 層部分を採りだした約 1/2 縮小模型である。

作成した試験体は計 4 体である。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 と 01 より始まる通し番号を組合せて表 記する。CMW-01 は無開口基準試験体である。 組積壁内法寸法は 1,750×1,050(mm²),側柱断面 寸法は 225×100(mm²)とした。CMW-02 と CMW-03 は CMW-01 の壁体部からほぼ同数のレ ンガを抜いた開口付試験体である。開口部寸法 は,CMW-02 が 890×560(mm²)で窓型開口を想 定し,CMW-03 が 450×1,050(mm²)で通路型開口 を想定した。CMW-04 は,組積壁内法寸法を1,000

*1 戸田建設(株)工修 (正会員)
*2 北海道大学大学院 工学研究科教授 工博 (正会員)
*3 北海道大学大学院 工学研究科助手 工博 (正会員)
*4 北海道大学大学院 名誉教授 工博 (正会員)

×1,050(mm²), 側柱断面寸法を115×100(mm²)と した試験体で, CMW-01 に比較してシア・スパ ン比 *S*(=*H*/*D*; *H*=加力点高さ; *D*=壁全長=外法長 さ;**図**-1 参照)を増加させた無開口試験体である。 試験体と実験変数の一覧を**表**-1に示す。

(2) 使用材料

有孔陶製ブロックには、図-2に示す有孔素焼 レンガを採用した。寸法は 100×60×210(mm³) であり、100(mm)辺を壁厚とした。目地モルタル は水セメント比 66%の配合で作成し、縦横目地 ともに間隔は 10(mm)である。側柱の柱主筋は、 曲げ降伏の先行を避けて、CMW-01~03 では 6-D13(KSS785)、CMW-04 では 4-D13(同上)とし た。柱せん断補強筋は4体とも 6 ϕ @50(SD345 相 当)とし、組積壁が先行破壊するように計画した。 コンクリート設計強度は σ_B =30(MPa)とした。各 材料の力学的性状を表-2 および表-3 に示す。

(3) 要素実験

組積壁の基準強度を得るために、レンガ単体 とプリズム体の一軸圧縮試験を行った。レンガ 単体では図-2に示すように、xまたはz方向よ り載荷した。z方向の圧縮応力度算定には外形断 面積(6000 mm²)を用いた。プリズム体は3段組積 と5段組積を載荷し、**表-4**に示す結果を得た。

(4) 試験体作製

目地強度を均質化するために壁面を平置きし, 型枠上にレンガブロックを等間隔に配置して目 地モルタルを打設した。3日間養生の後,RC枠 組部の配筋を行いコンクリートを打設した。脱 型および移動時には,組積壁体に亀裂が発生し ないよう溝型鋼で上下スタブ間を連結拘束した。 2.2 加力方法

(1) 軸力

想定実物モデルの第 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 た。CMW-01~03 では *N*=100(kN)を, CMW-04 では *N*=52(kN)を, 水平スライド支承を有するア クチュエータを用いて一定に制御した。

(2) 水平力

水平加力は変位漸増正負繰返静的載荷を行っ

た。ピーク変位は偶数サイクルで新変位を与え, 奇数サイクルで前サイクル同一変位による繰返 しとした。水平力はジャッキに接続された鋼製 加力梁を介して,試験体上スタブに導入した。 試験体と実験の概要を図-2に示す。

表-1 試験体と実験変数



表-2 コンクリートとモルタルの力学的性状

	コン	レクリ-	- ト	目地モルタル				
CMW	$\sigma_{\!B}$	$E_{1/3}$	$E_{2/3}$	$_{j}\sigma_{B}$	$E_{1/3}$	$E_{2/3}$		
	(MPa)	(GPa)	(GPa)	(MPa)	(GPa)	(GPa)		
01	31.7	25.2	21.6	32.1	21.9	18.5		
02	31.2	24.1	20.5	32.1	22.7	19.1		
03	30.0	23.8	20.6	34.0	22.2	18.8		
04	34.9	25.7	22.3	39.1	21.7	18.6		

表-3 鉄筋の力学的性状

部材		插緪	P_y	σ_{y}	$E_{1/3}$	\mathcal{E}_{u}	
		1 또 大只	(kN)	(MPa)	(GPa)	(%)	
	主笛	D13	10.0	380	218	20.6	
側	ТW	(KSS785)	10.0	500	210		
柱	せん断	6ф	27.0	30/	188	17.6	
	補強筋	(345 相当)	27.0	574	100	17.0	
上下スタブ	主筋	D22	130	1021	187	10.0	
	- M	(SD345)	150	1021	107	10.0	
	せん断	D10	1/13	378	196	20.0	
	補強筋	(SD345)	143	578	170	20.9	

表-4 レンガブロックの力学的性状

種	類	P_u (kN)	σ_B (MPa)	<i>E</i> _{1/3} (GPa)	<i>E</i> _{2/3} (GPa)
畄休	x 方向	327	15.0	12.0	11.3
中平	<i>z</i> 方向	257	45.9	20.7	20.1
プリ	3段	389	17.8	11.6	10.9
ズム	5段	341	15.8	10.0	10.0

3. 実験結果とその考察

3.1 破壊性状

(1) 正加力時

CMW-01 は,層間変形角 *R*=+7.6(×10⁻³rad,以 下単位省略)時に壁のせん断亀裂が拡幅し,東柱 下部で被りコンクリートが剥落して耐力が低下 した。CMW-02 は,*R*=+4.6 時に東側袖壁のせん 断亀裂が発生,*R*=+5.0 時には東柱と壁の境界上 に達してこの部位で剥落が発生し,耐力が低下 した。*R*=+25.0 時には東側袖壁が完全に破壊され た。CMW-03 は,*R*=+5.0 時に壁と西柱境界上で 亀裂が拡幅し,耐力が低下した。*R*=+9.6 時に東 側袖壁は縦目地に沿って分離し,開口端側に押 し出された。そのため,東柱が独立挙動するに 至った。CMW-04 は,*R*=+6.4 時に壁中央部にせ ん断亀裂が発生した。この亀裂は *R*=+15.0 時に 拡幅して剥落が発生し,耐力が低下した。

(2) 負加力時

CMW-01 は, R=-2.0 時に壁対角線上にせん断 亀裂が発生した。この亀裂は R=-10.0 時に拡幅し, 同時に西柱下部で被りコンクリートが剥落した。 CMW-02 は, R=-3.2 時に壁東側上部を起点とす るせん断亀裂が,壁対角線上に発生した。R=-20.0 時には,西柱下部で被りコンクリートが剥落し, 耐力が低下した。CMW-03 は, R=-2.7 時に西側 袖壁にせん断亀裂が発生した。この亀裂の拡幅 に伴って,西側袖壁と西柱は分離した。CMW-04 は, R=-0.8 時に,壁中央部で目地に沿った階段 状の亀裂が発生した。その後この亀裂が拡幅し て,耐力が低下した。R=-20.0 時には壁上部でせ ん断亀裂が拡幅し,同部位で剥落が発生した。



要素実験



図-2 試験体および実験の概要

<u> 正加力</u> 負加力



3.2 荷重変形関係

荷重変形曲線と包絡線を図-4に示す。荷重*Q* は平均せん断応力度 *ī* に変換して示す。

(1) 開口形状による比較

CMW-01, 02, 03 を相互に比較する。

初期剛性についてみると、CMW-02 と CMW-03 はともに、CMW-01 に比較して低く、開口の影 響が初期段階において現れた。CMW-02 は正負 加力時ともに R=±20.0 を過ぎると、耐力が低下 した。これは、東西袖壁が破壊され大規模に剥 落し始めた頃に一致している。CMW-03 は、正 加力時で R=+5.0、負加力時で R=-2.0 以降、柱と 壁の境界上に亀裂が発生し、剛性低下がみられ た。ループ形状でみると、CMW-02 と CMW-03 ともに±R=10.0 以降は逆 S 字型への以降がみら れ、エネルギー吸収性能が低下した。包絡線全 体で比較すると、CMW-02 と CMW-03 に大きな 違いはみられず、開口形状による差は明確には 認められなかった。

(2) シア・スパン比の大小による比較

CMW-01 と CMW-04 を相互に比較する。

正負加力時ともに、シア・スパン比がより大 きいために曲げ型の変形成分割合が高くなる CMW-04 の最大耐力時変形角は、CMW-01 に比 較して大きい。両者ともに正加力時最大耐力時 のループ形状にスリップ性状が認められる。最 大耐力時を過ぎると、CMW-01 と CMW-04 とも に急速に耐力劣化が進行した。特に CMW-04 とも に急速に耐力劣化が進行した。特に CMW-04 で は、最終サイクル時の耐力は最大耐力時の約 4 割にまで低下した。終局状況においては、いず れの試験体も組積壁の破壊が進み、RC 側柱がそ の多くを負担するようになる。側柱の柱せい、 主筋量ともに CMW-04 の方が CMW-01 に比較し て小さいが、その差が CMW-01 と CMW-04 の終 局耐力の違いとして現れた。

(3) 正負加力時における包絡線形状の不一致

同一変位時の正加力時と負加力時で比較する と、包絡線の形状が一致しない。特に最大耐力 時変形角が正負で一致した試験体は一体もなか った。CMW-01 では正負加力時の最大耐力も大 きく異なる。これは、ある時点で壁中央近傍で 発生した水平目地亀裂が、その逆方向加力時に おいても水平目地亀裂として共有するためであ り、X 状に斜めせん断亀裂を生じる RC 造の壁 体とは大きく異なる性質である。



3.3 壁パネルせん断変形

図-5 に正加力時 R=+10.0 時の変形状況および RC 枠組層間変形角の一覧を示す。変位は壁面に設置した標点変位で 10 倍に拡大している。

(1) 変形状況

無開口試験体同士で比較すると、CMW-01 で は圧縮ストラットが形成される壁パネルのせん 断変形が顕著だが、CMW-04 では側柱が S 字型 に変形し、中央高さのパネルにせん断変形が集 中している。有開口試験体はいずれも、袖壁が 開口端部で押し出されている。CMW-02 では、 腰壁のせん断変形は小さい一方で、せん断変形 は上部に集中し、2 層構造的挙動である。

(2) RC 枠組層間変形角

全体層間変形角 GAM と, 高さ方向に 3 分割した層間変形角 G-1, G-2, G-3 を相互に比較する。

CMW-01 は,正加力時 R=+15.0 以降東柱下部の圧壊が進行したことにより,G-1 とG-3の変形角の差が拡大した。CMW-02 は,正負加力ともにG-3の変形角が大きく,下部と上部で剛性の違いが著しい。正加力時 R=+20.0 以降は腰壁が圧壊し隙間が拡大したため,G-2の変形角が増大した。CMW-03 は正加力時,全変位を通じて変形角がリニアに増加している。これはRC 枠組が袖壁による局部的な拘束を受けず,独立挙動したことを示している。CMW-04 は正加力時,G-2とG-3の変形角の差が拡大し,せん断変形が壁中央部に集中したことがわかる。

4 耐力算定

RC 壁および CB 壁終局せん断耐力式を用いて 無開口試験体 CMW-01 と CMW-04 の実験値との 比較を試みる。有開口試験体 CMW-02 と CMW-03 については,開口低減率γを乗じる。

4.1 終局せん断耐力

(1) 広沢式 Q_{cal1}

これは RC 造耐震壁の終局せん断耐力算定式 として実験値を平均的にまとめたものである¹⁾。 なお σ_B には、3 段プリズム強度とx方向単体強度 を45°方向に楕円補正した F_{me} を用いた(**表**-3)。





$$Q_{cal1} = \gamma \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (\sigma_B + 17.7)}{\sqrt{M/(Q \cdot D) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \cdot \sigma_{sy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b_e \cdot j$$
(1)

$$p_{te}$$
 : 等価引張主筋比(=100 $a_t/(b_e \cdot d)$ %)

 σ_B :ここでは楕円補正プリズム強度 F_{me} (MPa)

 σ_0 : 平均軸方向応力度(MPa)

M/(Q・D):シア・スパン比(=1.05 又は 2.09)

D : 柱中心間距離(=2200mm 又は 1100mm)

*b*_e :長方形断面の場合は壁厚(=100 mm)

d : 圧縮端・引張側柱中心間距離

(=2087.5mm, CMW-04は1042.5mm) :応力中心距離(=(7/8)dmm)

(2) 松村式 Q_{cal2}

これは補強コンクリートブロック壁せん断強 度式である。反曲点高さを壁高の 1/2 に設定した CB 耐力壁の水平加力実験より導出された²⁾。

$$Q_{cal2} = \gamma \left\{ k_u \cdot k_p \left(\frac{0.76}{h/d + 0.7} + 0.012 \right) \sqrt{F_m} + 0.18 \sqrt{p_h \cdot_h \sigma_y \cdot F_m} + 0.2\sigma_0 \right\} b \cdot j$$
(2)

j

CMW	F _{me}	F_m	方	Q_{max}	R	開口低減率		σ_0	Q_{cal1}	$Q_{\rm max}$	Q_{cal2}	$Q_{\rm max}$	破壊	
CIMW	(MPa)	(MPa)	向	(kN)	$(10^{-3} rad)$	Yexp	Ymin	γ	(MPa)	(kN)	Q_{call}	(kN)	Q_{cal2}	モード
01			+	459.2	7.64	1.00	1.00 1.0	1.00	0.46	364.6	1.259	442.1	1.039	せん断
01	23.5		-	-265.2	-3.48	1.00		1.00			0.727		0.600	せん断
02 02	25.5	17.8	+	232.0	4.70	0.51	0.69	0.62	0.46	226.4	1.028	274.1	0.846	せん断
	45.9		-	-228.4	-10.1	0.86		0.02			1.009		0.833	せん断
03	2		+	226.5	5.03	0.49	0.63	0.00	0.46	0.46 217.7	1.040	265.3	0.854	せん断
	¥ 45° 17.8		-	-200.8	-9.06	0.76		0.60	0.40		0.922		0.757	せん断
04			+	182.8	14.3	-		1.00	0.47 14	142.2	1.286	173.3	1.055	せん断
			-	-177.4	-10.1	-		1.00		142.2	1.248		1.024	せん断

表-3 算定結果一覧

*k*_u : 低減係数 (完全目地充填=1.0)

 k_p : 1.16 $p_t^{0.3}$

*p*_t : 端部曲げ補強筋比(=*a*_t/(*t* · *d*)%)

h : 耐力壁クリア高さ(=1050 mm)

d : 圧縮端・引張側柱中心間距離(mm)

F_m :プリズム強度(3 段を採用 17.8MPa)

*σ*₀, *d*, *j* は式(1)凡例を参照のこと

(3) 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 トラットが開口部では無効になると考え、式(3) として算出した³⁾。対応の詳細を図-6に示す。

$$\gamma = \left(A_{st} - A_{emp}\right) / A_{st} \tag{3}$$

A_{st} : ストラット全面積(mm²)
 A_{emp} : 開口部無効ストラット面積(mm²)
 4.2 算定結果の考察

算定結果一覧を表-3 に示す。無開口試験体 CMW-01 と CMW-04 では,式(1)は組積壁圧縮強 度として,z方向プリズム強度とx方向単体強度 を45°方向に楕円補正した Fmeの適用を試みたが, 実験値を過小評価する。一方で式(2)は平均的評 価をする傾向にある。但し,これは反曲点を壁 中央高さに設けた逆対称加力によって求めた耐 力式であり,hは本来反曲点高さの2倍であるが, 本実験に適用すると耐力計算値は約半分に低下 するため,ここでは試験体クリア高さを代入し た。両式ともにその適用については更なる検討 を要する。なお CMW-01 の負加力時最大耐力は, 正加力時の水平目地亀裂が負加力時の耐力低下 に影響し,両算定値より相当に小さい。

開ロ試験体では、CMW-01 に対する耐力実験 値の割合として求めた低減率γ_{exp}の正負加力時 の平均γ_{min}と比較すると,式(3)による γ の値はや や大きい。一方で CMW-02 の方が CMW-03 より



も実験値が大きくなる現象は反映している。

5. 結論

- RC 枠組無補強組積造壁のせん断耐力は、既 往の終局せん断耐力算定式により概ね推定 できる。但し、壁圧縮強度や反曲点高さの取 り扱いに不明な点がある。負加力時の最大耐 力低減については更なる検討を要する。
- 2) 中央開口面積が等しい場合,形状の違いが最 大耐力に与える影響は小さい。また無補強の 袖壁は開口端側に押し出され,終局耐力時に 水平力を負担しなくなる。
- 3) 組積壁では、正負加力時で壁水平目地亀裂を 共有するために正負の包絡線は一致しない 傾向がある。特に最大耐力付近の差は大きい。

参考文献

- 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
- A. Matsumura, Shear Strengthen of Reinforced Masonry Walls, Proc.9th World Conference on Earthquake Engineering, pp.VI-121-126, 1988.8
- 3) 手塚慎一ほか:炭素繊維シートおよびグリッドを用いた RC 造有開口耐震壁の耐震補強・ 補修効果に関する実験的研究,コンクリート 工学, Vol.25, No.2, pp-1501-1506, 2003.6