

論文 有開口 RC 枠組組積造壁体のせん断抵抗に対する組積材特性および柱破壊形式の影響

小林 英之^{*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。本研究では、壁体に用いる組積材の特性の影響を明らかにするため、使用れんがを過年度の有孔から無孔に変更した。柱曲げ降伏先行の無開口・有開口試験体と、柱曲げ耐力が十分である試験体に正負繰返水平加力を行い、破壊性状および耐力評価法を検討した。その結果、側柱の曲げ破壊が先行するとき、全体の挙動における剛性低下は柱主筋の降伏に起因したが、最大耐力は壁のせん断破壊によって決定した。終局耐力算定は、破壊性状に合わせた耐力算定式をそれぞれ用い適応性を検討した。れんがの孔の存在は脆性的な耐力低下の要因となった。

キーワード： RC 枠組組積造壁体、れんが、組積材特性、柱破壊形式、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、十分な耐震性能を有しない建築物が多く建てられている。組積材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、開口の有無およびその形状、組積材、柱主筋強度を実験変数として、RC 枠組組積造壁体の正負繰返水平加力による破壊性状およびそれに対応した耐力評価法を検討する。

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。対象試験体は計 10 体である。配筋図を図-1 に、試験体と実験変数の一覧を図-2 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

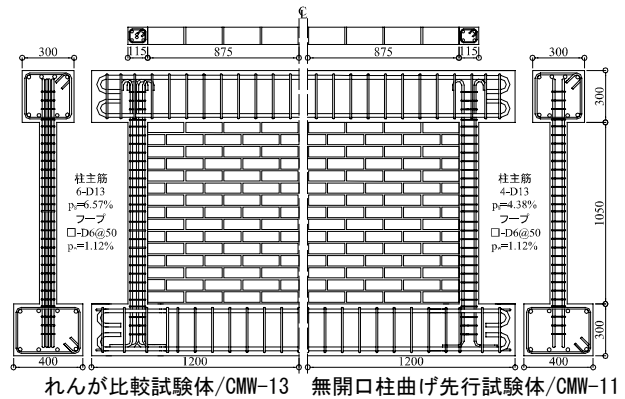


図-1 配筋図

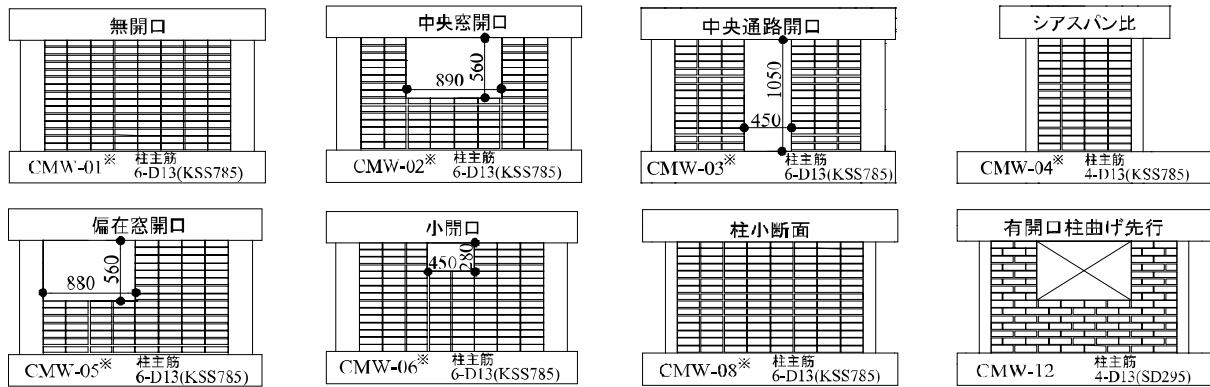


図-2 試験体概要 (*は比較用過年度試験体)

*1 株式会社 鹿島建設 工修 (正会員)

*2 北海道大学大学院教授 工学研究科空間性能システム専攻 工博 (正会員)

*3 北海道大学大学院助教 工学研究科空間性能システム専攻 工博 (正会員)

*4 北海道大学名誉教授 工博 (正会員)

記号 CMW (Confined Masonry Wall) と通し番号を組み合わせて表記する。本研究における試験体の基準外形寸法は過年度²⁾の柱小断面試験体 CMW-08 の RC 枠組のものを採用し、組積壁内法寸法を 1750×1050(mm)、側柱断面寸法を 100×115(mm) とし、側柱幅は現地のものと同様に組積壁幅と等しく 100(mm) とする。組積材料による影響を検討するため無孔れんがを採用し、また現地の仕様に近づけるために破れ目地に変更した。上下には RC 梁スタブを有している。本年度製作した試験体は、通し番号 11~13 で、(1)柱主筋を過年度の 6-D13(KSS785) から 4-D13(SD295)へ変更した無開口柱曲げ先行試験体 CMW-11(図-1 参照)、(2)CMW-11 と同じ柱筋で、560×890(mm²)の窓開口が中央上部に存在する有開口曲げ先行試験体 CMW-12、(3)無開口基準試験体 CMW-08 と同じ RC 枠組を有し、組積材の違いによる影響を比較するれんが比較試験体 CMW-13 の 3 体である。過年度試験体^{1,2)}を含めた試験体のパラメータを表-1 に示す。

各使用材料の力学的性状を表-2、表-3、表-4 に示す。CMW-11 および CMW-12 の配筋は、側柱の破壊モードを主筋の曲げ降伏先行で破壊させるために、柱主筋は 4-D13(SD295)とした。一方、CMW-13 の柱主筋は過年度のもの²⁾と同様に柱主筋は 6-D13(KSS785)とした。せん断補強筋は 3 体共通で D6@50 (SD345 相当 pw=1.12%)とした。組積壁部分の配筋および周辺柱梁への定着は一切行っていない。組積材料には、図-3 に示す無孔れんがを本研究で使用した。規格寸法は過年度の有孔れんがと同様に D:100×H:60×L:210(mm) であり、D: 100(mm)辺を壁厚とした。縦横目地ともにモルタルを充填し、目地幅は 10(mm)である。組積壁部や上スタブへの定着を目的とした表面加工や接合筋は用いていない。

(2) 要素実験

組積壁部分の強度を推定するために、れんが単体とプリズム試験体の一軸圧縮試験を行った。要素試験体概要を図-3 に、れんがの力学的性状を表-4 に示す。れんが単体では、x あるいは z 方向に载荷した。有孔れんがの z 方向圧縮応力度算定には外形断面積(5500 mm²)を用いた。本研究で使用した無孔れんがは過年度の異方性が大きい有孔れんがと比べ x 方向と Z 方向の圧縮強度の差は小さい。図-4 に両れんがの x 方向 σ - ϵ 曲線を示す。このときの ϵ は変位計より計測した鉛直方向の平均歪である。同一ロットである有孔れんがに対して、無孔れんがはロットが異なるため、無孔れんがのほうが σ - ϵ 曲線のばらつきはある。有孔れんがは最大耐力後の耐力低下が著しく脆性的に破壊する傾向が見られた。これは水平方向に貫通する孔の影響であると考えられる。一方、無孔れんがは緩やかに耐力低下し、有孔れんがに比べ靱性能に富む特性が見られる。プリズム試験体はれんがを

表-1 各試験体のパラメータ

CMW	開口	れんが	目地	柱断面(せい)	柱主筋	備考
-01	無	有孔	芋	大(225mm)	6-D13(KSS785)	無開口
-02	有	有孔	芋	大(225mm)	6-D13(KSS785)	中央窓開口
-03	有	有孔	芋	大(225mm)	6-D13(KSS785)	中央通路開口
-04	無	有孔	芋	小(115mm)	4-D13(KSS785)	シア・スパン比
-05	有	有孔	芋	大(225mm)	6-D13(KSS785)	偏在開口
-06	有	有孔	芋	大(225mm)	6-D13(KSS785)	小開口
-08	無	有孔	芋	小(115mm)	6-D13(KSS785)	本研究基準
-11	無	無孔	破れ	小(115mm)	4-D13(SD295)	柱曲げ無開口
-12	有	無孔	破れ	小(115mm)	4-D13(SD295)	柱曲げ有開口
-13	無	無孔	破れ	小(115mm)	6-D13(KSS785)	れんが比較

表-2 鉄筋の力学的性状

使用位置	鉄筋種類	降伏強度	降伏歪度	ヤング係数	伸び率	
		σ_y (MPa)	ϵ_y (%)	E_s (GPa)	(%)	
柱	柱主筋(CMW-11,12)	D13(SD295)	352	0.192	183	20.7
	柱主筋(CMW-13)	D13(KSS785)	853	0.732	160	8.2
	フープ	D6(SD345相当)	335	0.397	171	13.3
スタブ	梁主筋	D22(SD345)	374	0.213	176	19.6
	スタブラップ	D10(SD345)	391	0.204	192	15.9

表-3 コンクリートとモルタルの力学的性状

CMW	コンクリート			目地モルタル		
	σ_B (MPa)	$E_{1/3}$ (GPa)	$E_{2/3}$ (GPa)	σ_B (MPa)	$E_{1/3}$ (GPa)	$E_{2/3}$ (GPa)
-11	23.9	21.6	17.3	39.2	21.2	18
-12	24.5	20.6	16.1	39.6	21.1	17.9
-13	31.5	25.1	21.4	32.5	20.9	17.9

表-4 レンガの力学的性状

れんがが単体圧縮	加力方向	断面積 S (mm ²)	れんがが単体圧縮		プリズム		斜めプリズム	
			圧縮強度 σ_B (MPa)	圧縮歪度 ϵ_{max} (%)	ヤング係数(GPa) $E_{1/3}$ $E_{2/3}$	圧縮強度 F_m (MPa)	圧縮強度 F_m (MPa)	
有孔	X	21500	17.1	0.53	5.03	4.83	19.8	18.4
	Z	5500	49.0	0.52	10.8	9.93		
無孔	X	10537*	17.8	2.64	1.08	1.06	15.6	13.4
	Z	6219	19.9	0.56	3.91	3.88		

*本研究では JIS R 1250 よりれんがが単体圧縮試験では半切した試験体を用いた

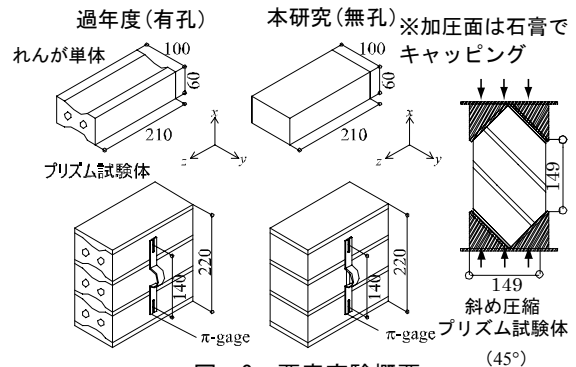


図-3 要素実験概要

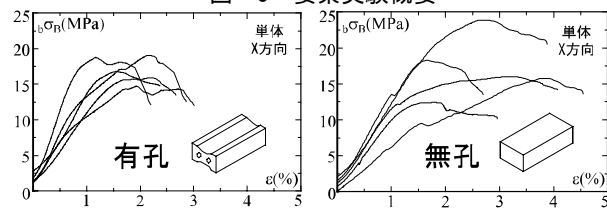


図-4 れんが単体の x 方向 σ - ϵ 曲線

3 段積みにし、目地部にモルタルを充填させたもので高さ/厚さ比が約 2.0 である。斜め圧縮プリズム試験体ではプリズム試験体を斜め 45° 方向に加力を行った。

(3) 試験体製作

目地強度のばらつきを小さくするため、平置きした型枠にれんがを置いて全目地にモルタルを打設した。3 日間の養生後、RC 枠組の配筋を行い、コンクリートを打設した。コンクリートの設計基準強度は CMW-11,-12 は $\sigma_B=21$ (MPa)、他の試験体は $\sigma_B=30$ (MPa)とした。

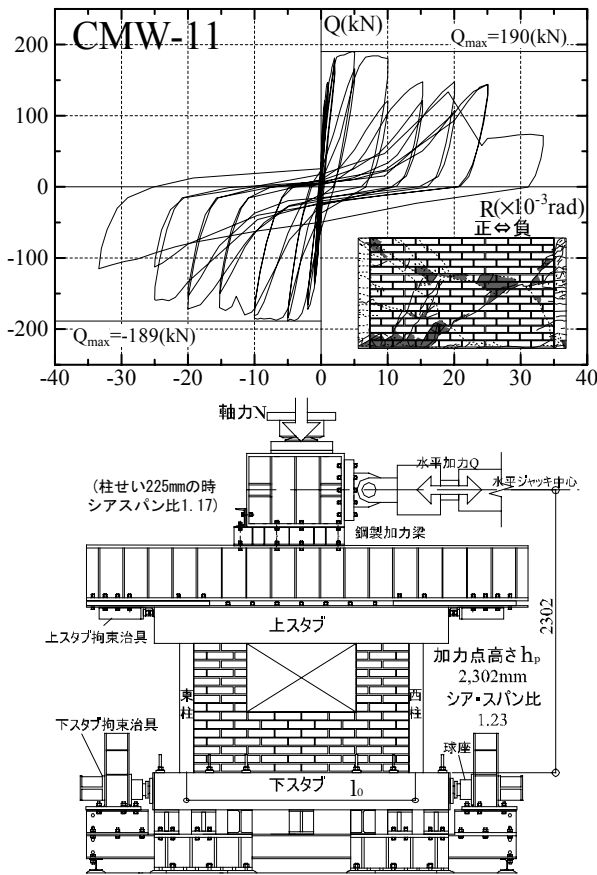


図-5 加力装置

2.2 加力方法

加力装置概要を図-5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、一定軸力 $N=100(\text{kN})$ を両柱上部に伝達させて導入した。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、シア・スパン比 $S(=加力点高さ h_p/柱中心間距離 l_0) 1.23$ 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。(制御方法は文献^{1),2)}参照)

3. 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を図-6に示す。

無開口柱曲げ先行 CMW-11 の正加力時では、 $R=+2.01(\times 10^{-3}\text{rad})$ (以下単位省略)に西柱主筋の降伏により剛性が低下し、その後 $R=+4.70$ に壁西側上部から壁中央部へのせん断亀裂の伸展と拡幅により最大耐力となった。耐力は徐々に低下していったが $R=+20.0$ 過ぎに壁東側下部の剥落によって一気に耐力が低下した。また負加力時は、 $R=-2.87$ に東柱主筋が降伏し、 $R=-5.03$ に壁中央上部のせん断亀裂が発生により最大耐力となった。

有開口柱曲げ先行 CMW-12 の正加力時において、 $R=+3.45$ に西側袖壁下部に複数のせん断亀裂が入り、西柱主筋が降伏した。その後、 $R=+5.01$ に東側袖壁にせん

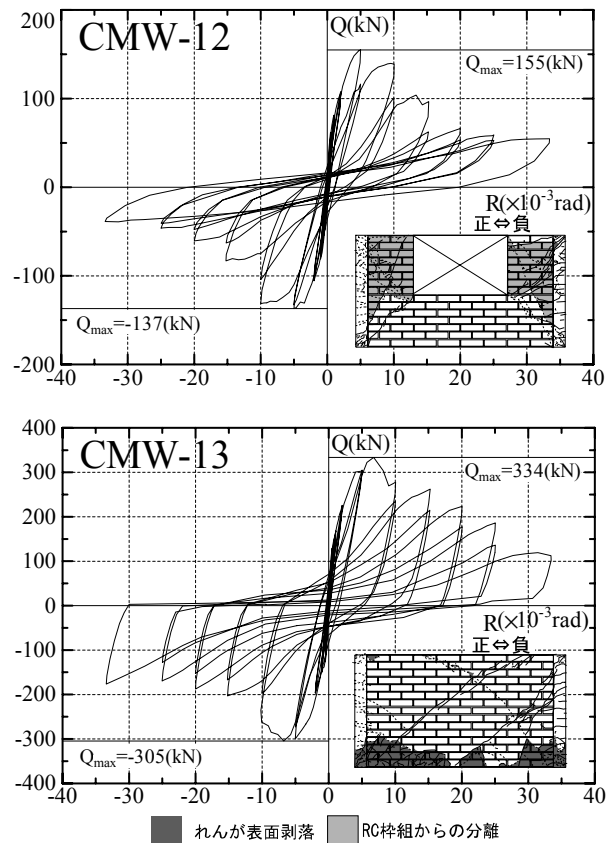


図-6 荷重変形曲線および最終破壊状況

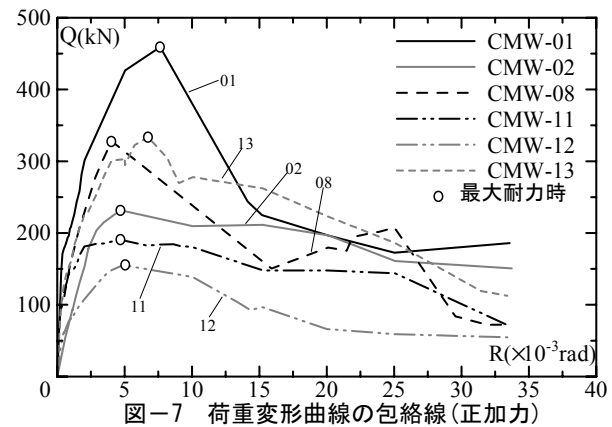


図-7 荷重変形曲線の包絡線(正加力)

断亀裂が発生し、最大耐力となった。その後、変形が進むにつれて引張側袖壁が柱との分離を起こし、耐力が低下した。負加力時は同様の破壊状況となった。

無開口れんが比較 CMW-13 の正加力時においては、 $R=+4.03$ に壁西側下部にせん断亀裂が発生し剛性が大きく低下した。その後、 $R=+6.75$ に大きな音とともに発生した壁東側下部のせん断亀裂により最大耐力となった。

本研究で実験を行った3体は目地に沿った亀裂が見られなかった。目地モルタル強度が使用れんがに対して大きくなり、組積壁全体が一体となって挙動したためだと考えられる。CMW-12は、有開口試験体の破壊モードの一つである引張側袖壁の腰壁上端での滑り変形が大変形時まで見られなかった。その要因として、目地モルタル強度の影響は決して無視できない。

表-5 無開口試験体の算定結果 (Q_{cal})

試験体	斜めプリズム強度 F_{me} (MPa)	加力方向	最大耐力時実験値		当研究室提案せん断耐力		壁パネル全体曲げ耐力		破壊モード
			$\max Q_{exp}$ (kN)	$\max R$ ($\times 10^{-3}$ rad)	${}_s Q_{cal1}$ (kN)	$\frac{\max Q_{exp}}{{}_s Q_{cal1}}$	${}_b Q_{cal1}$ (kN)	$\frac{\max Q_{exp}}{{}_b Q_{cal1}}$	
CMW-01	18.3	正負	459 -265	7.60 -3.50	409 0.65	1.12	658 0.40	0.70	柱壁せん断
CMW-04	16.3	正負	187 -179	7.60 -3.50	162 1.11	1.15	216 0.83	0.86	壁せん断
CMW-08	21.1	正負	328 -238	4.03 -4.99	361 0.66	0.91	638 0.37	0.51	柱壁せん断
CMW-11	12.3	正負	190 -189	4.70 -5.03	264 0.71	0.72	159 1.19	1.19	柱曲げ壁せん断
CMW-13	12.3	正負	334 -305	6.75 -6.75	291 1.05	1.15	516 0.59	0.65	柱壁せん断
CMW-05	21.9	正負	207 -272	15.3 -4.67	397 318	0.52 0.85	625* 0.44	0.33	柱壁せん断 壁せん断

*は無開口試験体ときの算定値を代用

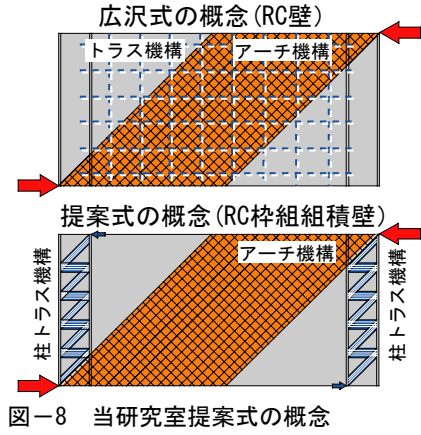


図-8 当研究室提案式のご概念

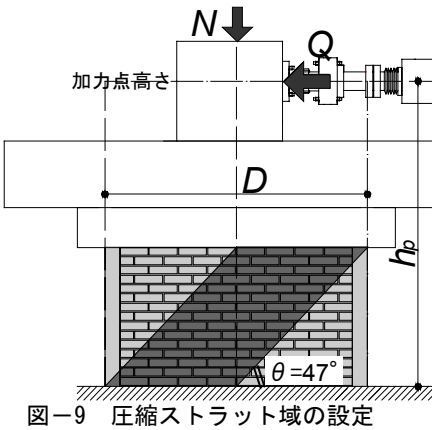


図-9 圧縮ストラット域の設定

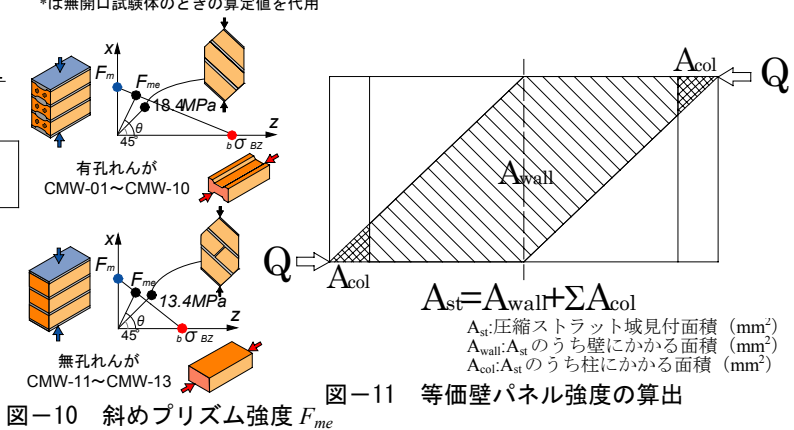


図-10 斜めプリズム強度 F_{me} の算出

3.2 荷重変形関係

正加力時の荷重変形曲線の包絡線を図-7に示す。

(1) 組積材の違いによる比較

柱小断面 CMW-08 とれんが比較 CMW-13 を用いて組積材の違いによる影響の検討を行う。

初期剛性、最大耐力ともに CMW-08 と CMW-13 に大きな差は見られなかった。CMW08 の脆性的な破壊に対し、CMW-13 は緩やかに耐力低下したが、これはれんが単体の性状と対応しており、組積材単体の性状が RC 枠組組積造の挙動に大きく寄与していると考えられる。

(2) 柱破壊形式による比較

無・有開口柱曲げ降伏先行型の CMW-11,12 と、無・有開口柱せん断型の CMW-01,-02,-13 を用いて柱破壊形式の違いによる影響の検討を行う。

CMW-11, -12 共に柱主筋の曲げ降伏により剛性が低下した。また、柱曲げ降伏したことで組積壁部のせん断力負担が増大し組積壁部のせん断破壊が生じ、最大耐力が決定した。最大耐力時層間変形角は、CMW-01 と CMW-02 では無開口の方が大きくなったが、CMW-11, -12 では大きな差は見られなかった。

4. 終局耐力算定

無開口試験体と有開口試験体では破壊状況が異なり、無開口試験体は壁体部と RC 枠組が一体となりながら対角

線上にせん断亀裂が発生するが、有開口試験体は引張側袖壁の滑り変形による分離が見られる。そこで、開口の有無により破壊状況にあった耐力算定法をそれぞれ用いることとする。

4.1 無開口試験体の終局耐力算定

無開口試験体の最大耐力時の実験値と算定値の比較を表-5に示す。また、算定式の有開口試験体に対する適合性を確認するため、偏在開口試験体 CMW-05 の算定結果も併せて表-5に示す。

(1) 無開口試験体の終局せん断耐力式 ${}_s Q_{cal}$

無開口試験体の終局せん断耐力算定には、当研究室提案式¹⁾を使用する。当研究室提案式 ${}_s Q_{cal1}$ (式(1))は図-8のように RC 壁体部にアーチ機構とトラス機構が作用する広沢式³⁾を基に考えられており、本研究の場合、アーチ機構と軸力効果は壁体部全体に作用し、トラス機構は壁体部が無補強のため柱内部にのみ作用するとしている。

$${}_s Q_{cal1} = \left[\frac{0.068 p_{te}^{0.23} (\sigma_{Be} + 17.7)}{\sqrt{M/(Q \cdot D)} + 0.12} + 0.1 \sigma_0 \right] b_e \cdot j + 0.85 \sqrt{p_{wh} \cdot \sigma_{sy}} \cdot b_e \cdot 2j_c \quad (1)$$

$p \sigma_{Be}$: 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 : 柱せん断補強筋断面積(mm²) b_e : 壁厚(=100mm)

表-6 有開口試験体の算定結果 (Q_{cal2} , Q_{cal3})

試験体	斜めプリズム強度		加力方向	最大耐力時 実験値		引張側袖壁耐力 Q_w 累加(cal2)				引張側袖壁耐力 Q_w 無視(cal3)				破壊モード
				F_{me} (MPa)	圧縮壁	引張壁	柱せん断耐力累加		柱曲げ耐力累加		柱せん断耐力累加		柱曲げ耐力累加	
	$max Q_{exp}$	$max R$					$s Q_{cal2}$	$max Q_{exp}$	$b Q_{cal2}$	$max Q_{exp}$	$s Q_{cal3}$	$max Q_{exp}$	$b Q_{cal3}$	
	(kN)	($\times 10^{-3}$ rad)		(kN)	$\frac{max Q_{exp}}{s Q_{cal2}}$	(kN)	$\frac{max Q_{exp}}{b Q_{cal2}}$	(kN)	$\frac{max Q_{exp}}{s Q_{cal3}}$	(kN)	$\frac{max Q_{exp}}{b Q_{cal3}}$			
CMW-02	16.8	16.6	正	232	4.70	290	0.80	513	0.45	239	0.97	463	0.50	柱壁せん断
			負	-228	-10.0	256	0.89	402	0.57	206	1.11	351	0.65	柱壁せん断
CMW-03	16.6	16.6	正	227	5.03	264	0.86	332	0.68	196	1.16	263	0.86	壁せん断
			負	-201	-9.06	264	0.76	332	0.60	196	1.03	263	0.76	壁せん断
CMW-05	-	20.5	正	207	15.3	308	0.67	425	0.49	170	1.22	287	0.72	柱壁せん断
			負	-272	-4.67	243	1.12	340	0.80	243	1.12	340	0.80	壁せん断
CMW-06	19.0	22.6	正	334	5.00	399	0.84	636	0.53	282	1.19	519	0.64	柱壁せん断
			負	-350	-4.02	359	0.97	524	0.67	242	1.44	407	0.86	柱壁せん断
CMW-12	13.7	12.8	正	155	5.01	152	1.02	151	1.03	104	1.49	103	1.50	柱曲げ壁せん断
			負	-137	-5.00	152	0.90	151	0.91	104	1.31	103	1.33	柱曲げ壁せん断
CMW-11	12.3		正	190	4.70	316	0.60	310	0.61	-	-	-	-	柱曲げ壁せん断
			負	-189	-5.03	330	0.57	327	0.58	-	-	-	-	柱曲げ壁せん断

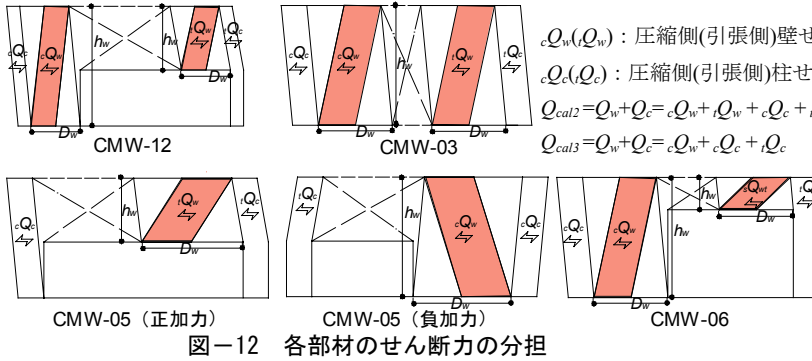


図-12 各部材のせん断力の分担

※網掛けは柱破壊形式に対応した算定結果

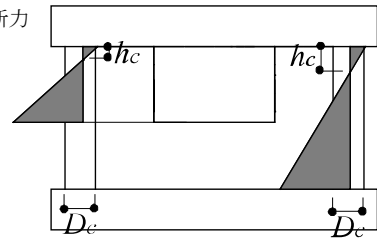


図-13 側柱反曲点高さ h_c

x_w : 柱せん断補強筋の補強間隔(=50mm)
 σ_{sy} : 柱せん断補強筋降伏応力度(MPa)
 j_c : 柱応力中心距離(=(7/8) D_c (mm))
 他の記号は文献³⁾参照

(2) 直線補正ストラット方向プリズム強度 F_{me}

壁体部を構成するレンガが材料力学的に異方性をもつため、せん断力が伝達されると考えるストラット方向の強度を算出する(以後、この強度を斜めプリズム強度と呼ぶ)。図-10のように x 方向プリズム強度 F_m と z 方向レンガが単体強度 $b \sigma_{BZ}$ および 45° 方向プリズム強度の実験値は $x-z$ 座標上でほぼ直線上に並ぶことから、各主ストラット角度方向のプリズム強度 F_{me} を F_m と $b \sigma_{BZ}$ の直線補正により算出した。ここで、圧縮ストラットを図-9のように壁パネル対角線上に設定し、ストラット角度 θ を算出した。

$$F_{me} = F_m \cdot b \sigma_{BZ} / (b \sigma_{BZ} \cdot \tan \theta + F_m) \cos \theta \quad (2)$$

θ : ストラット角度
 $b \sigma_{BZ}$: z 方向レンガが単体強度(MPa)
 F_m : x 方向プリズム強度(MPa)

(3) 等価壁パネル強度

図-11のように壁体部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 $p \sigma_{Be}$ を用いる。ここで、壁厚と柱幅が等しいので式(3)で算出される。

$$p \sigma_{Be} = \{A_{wall} \cdot F_{me} + A_{col} \cdot \sigma_B\} / A_{st} \quad (3)$$

(4) 無開口試験体の曲げ終局耐力式 $b Q_{cal1}$

無開口試験体は壁全体が一体として挙動すると仮定し、RC 拘束柱を有する壁体の曲げ降伏耐力式³⁾を用いる。

$$b Q_{cal1} = M_u / h_p \quad (4)$$

$$M_u = a \cdot \sigma_y \cdot j + 0.5 \cdot a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot j + 0.5(N+w)j$$

h_p : 加力点高さ(=2302mm) w : 壁自重(kN)

a_w : 壁体縦筋の断面積(=0mm²)

σ_{wy} : 壁体縦筋の降伏応力度(MPa)

他の記号は文献³⁾参照

4.2 有開口試験体の終局耐力算定

有開口試験体の最大耐力時の実験値と算定値の比較を表-6に示す。有開口試験体に対する終局せん断耐力算定には、組積壁部 Q_w と側柱 Q_c の部材強度を累加して行う。側柱ではせん断耐力式 $s Q_c$ および曲げ耐力 $b Q_c$ を算出し、それぞれの柱破壊形式に対応させる。柱耐力算定式では柱反曲点高さが必要なため、柱主筋歪度分布実測値から求める。ここで、反曲点高さ h_c はシア・スパン比が小さくなる値とする。

$Q_w + Q_c$ で求められる終局せん断耐力 $s Q_{cal2}$ と、 $Q_w + b Q_c$ で求められる柱曲げ時終局せん断耐力 $b Q_{cal2}$ をそれぞれ算出し、実験値との比較を行って破壊形式の対応を検討する。また、この式の無開口試験体に対する適合性を確認ため、CMW-11の算定結果も併せて表-6に示す。

(1) 壁パネルせん断耐式 Q_w

組積壁部は補強筋が配筋されていないため、せん断亀裂の発生後の塑性変形能力が乏しく、すぐに終局状態に

なると考え、ひび割れ耐力を最大耐力として評価する。
なお、 σ_B には斜めプリズム強度 F_{me} を用いた式(2)。

$$Q_w = \left\{ k_c (49 + \sigma_B) \frac{0.085}{M/(Q \cdot D) + 1.7} \right\} b_w \cdot j_w \quad (5)$$

k_c : 寸法効果 (部材せい 400mm 以上では 0.72)

σ_B : ここでは、斜めプリズム強度(MPa)

$M/(Q \cdot D)$: シア・スパン比で、ここでは壁幅 D_w 、壁高さ h_w として h_w/D_w (図-12 参照)

b_w : 壁厚(=100mm)

j_w : 部材の有効せいで、壁幅 D_w として $((7/8)D_w(\text{mm}))$

(2) 側柱せん断耐力 ${}_s Q_c$

側柱のせん断耐力には、RC 柱の終局せん断耐力式³⁾を用いる。

$${}_s Q_c = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (\sigma_B + 18)}{M/(Q \cdot D) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot c \sigma_y + 0.1 \sigma_0} \right\} b \cdot j_c \quad (6)$$

p_t : 引張鉄筋比(=100 $a_t/(b \cdot D_c)$ %)

$M/(Q \cdot D)$: シア・スパン比(= h_c/D_c)

h_c : 反曲点高さ(図-13 参照) D_c : 柱せい(mm)

p_w : 柱せん断補強筋比($a_w/(b \cdot x_w)$)

$c \sigma_y$: 柱せん断補強筋強度(N/mm²)

σ_0 : 側柱負担軸方向応力度(=N/A(N/mm²))

N : ここでは変動軸力(N) A : 側柱断面積(mm²)

(3) 側柱曲げ耐力 ${}_b Q_c$

側柱の曲げ耐力には、RC 柱の終局曲げ耐力式³⁾を用いる。

$${}_b Q_c = M_u / h_c \quad (7)$$

ここで、

$N_{max} \geq N > 0.4b \cdot D \cdot \sigma_B$ のとき

$$M_u = (0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.12b \cdot D^2 \cdot \sigma_B) \frac{N_{max} - N}{N_{max} - 0.4b \cdot D \cdot \sigma_B}$$

$0.4b \cdot D \cdot \sigma_B \geq N > 0$ のとき

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot \sigma_B} \right)$$

$0 > N \geq N_{min}$ のとき

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4N \cdot D$$

N_{max} : 中心圧縮時終局強度= $b \cdot D \cdot \sigma_B + a_g \cdot \sigma_y$ (N)

N_{min} : 中心引張時終局強度= $-a_g \cdot \sigma_y$ (N)

N : 変動柱軸方向力(kN)

a_t : 引張主筋断面積(mm²)

a_g : 柱主筋全断面積(mm²)

4.3 算定結果の考察

有開口試験体において、引張側袖壁は水平目地に沿う

滑り変形が生じやすい。そこで、引張側袖壁のせん断耐力 ${}_t Q_w$ を無視して求めた終局せん断耐力を ${}_s Q_{cal3}$ 、柱曲げ降伏時終局せん断耐力を ${}_b Q_{cal3}$ とそれぞれ設定する。柱壁一体として評価する Q_{call} は無開口試験体で比較的对応がよく、破壊モードとも一致した。各部材強度を累加する Q_{cal2} は、全体的に実験値よりも過大評価の傾向がある。これは、引張側袖壁は滑り変形が生じやすく計算値ほどのせん断抵抗を期待できないためである。一方、引張側袖壁のせん断抵抗を無視した Q_{cal3} では、全試験体で過小評価の傾向があるが、CMW-06、CMW-12 以外は比較的对応がよい。CMW-12 は目地強度が高く、水平目地に沿った亀裂がほとんど見られなかった。また、CMW-12 の引張側袖壁は最大耐力時まで滑り変形することなくせん断抵抗した。その結果 CMW-12 は Q_{cal2} の方が実験値との対応がよくなったと考えられる。CMW-06 は数値上では適応がよいが、破壊状況から累加強度算定は正しく評価できているとは言い難い。開口の大きさによって累加強度式の算定の適応に制限を設ける必要があり、今後検討の余地がある。

5. 結語

本研究によって以下のことが明らかになった。

1. RC 枠組積造の力学的性状は使用する組積材単体の材料性状に大きく寄与し、脆性的に壊れる有孔れんがを使用した際は耐力低下が著しかったが、無孔れんがを使用した際の耐力低下は緩やかであった。
2. 柱曲げ先行試験体の最大耐力は柱主筋の引張降伏による剛性低下とその後の壁せん断亀裂の拡幅によって決定された。
3. RC 枠組積造壁体は、開口の有無で破壊性状が異なり、無開口試験体は壁パネル全体で、有開口試験体は各部材が分離しながら破壊する。破壊性状に合わせた耐力算定式をそれぞれ用いることで最大耐力は概ね推定できる。ただし、小開口試験体については累加強度式が適合しているとは言い難く、更なる検討を要する。

参考文献

- 1) 早崎 登ほか: 開口を有する RC 枠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, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp-337-342, 2007.6
- 2) 峠 貴道ほか: RC 枠組積造壁体のせん断抵抗に対する柱断面形状および補強方法の影響に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp-439-444, 2008.7
- 3) 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