

RMユニットを用いた増設耐震壁補強工法の開発

その2 開口を有する増設耐震壁

Development of RM Retrofit Wall Part 2 Shear Wall with Opening

森 浩二* 井上 重信*
中澤 敏樹*

要 旨

前報¹⁾では、鉄筋コンクリート組積造（RM造）を増設耐震壁に使用するRM耐震補強工法の開発について述べた。本報では、開口を有するRM耐震壁の実験とその構造性能について述べる。窓タイプの開口、ドアタイプの開口を有するRM耐震壁、および基準となる無開口のRM耐震壁の3体の試験体についてフレーム実験を行い、終局耐力および各種構造性能の検証を行った。その結果、等価開口周比による低減係数によって終局耐力を適切に評価できること、および履歴性状がRC増設壁と相似していることを確認した。

キーワード：補強組積造／RM構造／増設耐震壁／フレーム実験

1. はじめに

RM増設耐震壁による耐震補強は、RC増設壁による耐震補強と比べ、施工時の騒音・振動が少ない、必要とされる作業スペースが小さいなど、使用中の建物に適用されるケースが多い耐震補強に有利な特長を備えている。しかし、従来のRM増設壁¹⁾は窓やドアのための開口を設けることができないという制約があるために、既存建物の平面計画を変更する必要がある場合が多く、適用可能な範囲が限られていた。

今回の開発では、開口を有するRM増設壁（図－1）の構造性能を把握することによって、RM耐震補強工法の適用範囲を拡大するとともに、より合理的な工法とするために補強詳細の見直しと細部の改良を行い、検証のためのフレーム実験を行った。

フレーム実験の目的は、開口を有するRM増設耐震壁

について、その構造性能が十分であり既存の設計式に基づいた設計式によって評価可能であること、および開口廻りの補強仕様の妥当性を検証することである。本報ではその結果について述べる。

2. 実験概要

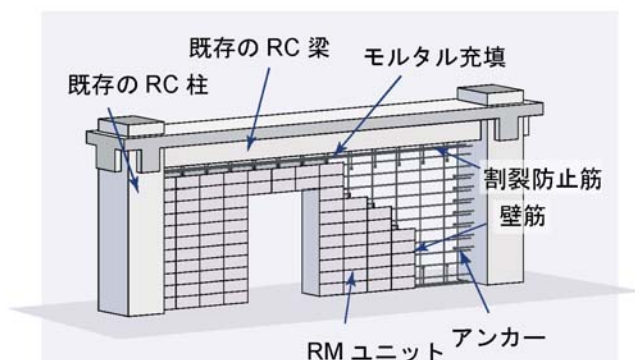
2.1 試験体

試験体は全てRM増設壁の試験体で、無開口の試験体（RM-F）、窓タイプの開口を持つ試験体（RM-W）、ドアタイプの開口を持つ試験体（RM-D）の計3体である。試験体の一覧を表－1に示す。実部材に対する縮尺率は約1/2.5であり、既存フレーム部の柱はせん断破壊先行型として計画した。開口率の大きさはRC規準²⁾における等価開口周比の上限である $\eta=0.4$ とした。

各試験体を図－2に、既存フレーム部を図－3に示す。既存フレーム部は全試験体で共通の仕様とした。RMユニットはコンクリート製12型RMユニットの1/2縮小モデルを使用した（図－2(d)）。なお、既存躯体部と壁体部との接合部はあと施工アンカーのみで、割裂防止筋の配置は行っていない。

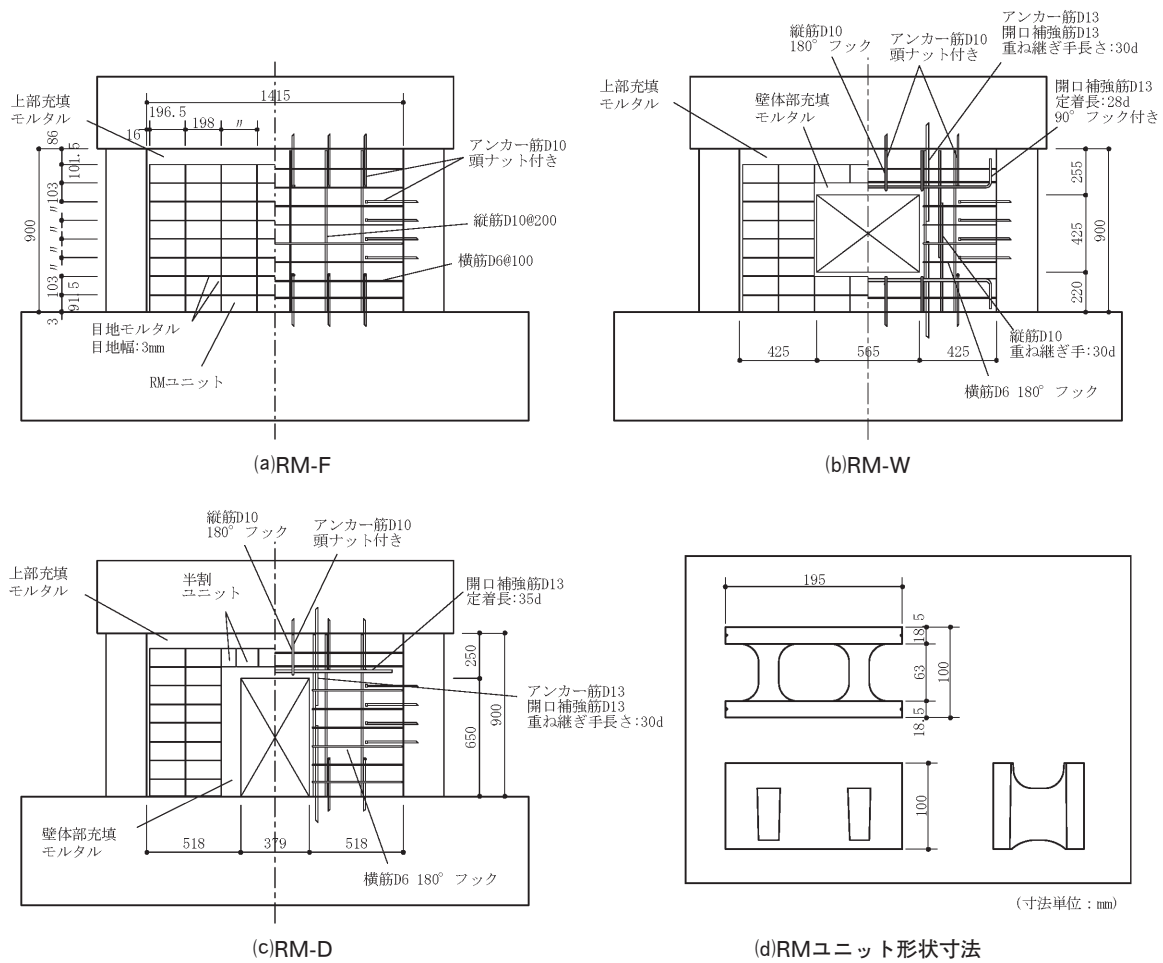
(a) 開口補強筋

開口補強筋はRC規準に準じて補強量を定め、定着長は直線35d（d：鉄筋径）または90°フック25d以上とした。窓開口試験体（RM-W）の水平開口補強筋では定着長28dで両末端90°フック付きとし、ドア開口試験体（RM-D）の水平開口補強筋では35dとした。鉛直開口補



図－1 RM増設壁の概要

*構造研究グループ



図－2 試験体図

表－1 試験体一覧

試験体	開口部			開口補強筋	
	形状	開口に対する低減率			鉛直
		ℓ_o/ℓ	η	r	
RM-F	無開口				
RM-W	窓開口	0.34	0.36	0.64	1-D13
RM-D	ドア開口	0.23	0.37	0.63	1-D13

注) $r = \min(r_1, r_2)$

$r_1 = 1 - \ell_o/\ell$, $r_2 = 1 - \eta$

$\eta = \sqrt{h_o\ell_o/h\ell}$

ℓ_o : 開口部の高さ、 ℓ : 柱中心間距離

h_o : 開口部の高さ、 h : 壁脚部と加力梁中心間距離

【共通事項】

1) 既存フレーム

柱断面: 幅225mm×225mm

柱主筋: 8-D13, 帯筋: D6@150

2) 壁部

RMユニット: 幅195mm×高さ100mm×壁厚100mm

壁縦筋: D10@200 (0.30%)

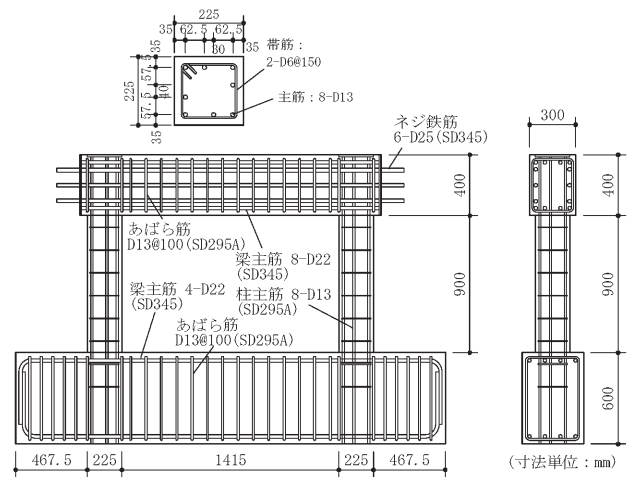
壁横筋: D6@100 (0.28%)

壁体部: RMユニット内にモルタル注入

梁下部: 無収縮グラウトモルタル注入

3) 既存躯体打継ぎ処理:

柱、梁とも100mm×50mm角に1ヵ所の間隔でチッピング(直径15mm、深さ5mm程度)



図－3 既存フレームの形状寸法および配筋図

強筋はRM-W、RM-Dのいずれも定着長さが不足するため、アンカー筋と重ね継ぎ手とし、重ね長さは30dとした。開口補強筋および開口補強筋と重ね継ぐアンカー筋はいずれもD13を使用した。

表－２ 材料試験結果

(a)コンクリートおよびモルタル

種 別	部 位	σ_B (N/mm ²)	ε_{∞} (%)	E_c (kN/mm ²)	σ_t (N/mm ²)
コンクリート	既存フレーム	25.7	1.87	23.3	2.49
モ ル タ ル	上 部 充 填	54.1	3.88	24.2	4.38
	壁 体 部 充 填	52.7	3.29	22.9	2.50
	目 地	74.7	—	—	—

(注) 1) σ_B : 圧縮強度, ε_{∞} : σ_B 時ひずみ度
 E_c : ヤング係数, σ_t : 割裂強度
 2) 上表中の試験値は各3体の平均値を示す

(c)あと施工アンカー

アンカー筋の種類		計算値			試験結果		
da (材質)	ℓ (mm)	Ta1 (kN)	Ta2 (kN)	Ta3 (kN)	試験片 番号	Tmax (kN)	破壊形式
D10 (SD295A)	80 (8da)	25	21	24	1	33.6	付着破壊
					2	35.0	付着破壊
					3	23.5	コーン状破壊
D13 (SD295A)	143 (11da)	44	35	41	1	62.2	アンカー筋破壊
					2	62.5	アンカー筋破壊
					3	62.7	アンカー筋破壊

(注) 1) da: アンカー筋径, ℓ : 埋込み深さ
 2) Tmax: 引抜き試験による最大強度試験値
 3) Ta=min (Ta1, Ta2, Ta3)
 $Ta1 = a_a \cdot \sigma_y$
 $Ta2 = 0.23 \sqrt{\sigma_B \cdot A_c}$
 $Ta3 = \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot \ell_a$
 a_a : アンカー筋の断面積
 A_c : アンカー筋の有効水平投影面積
 $\tau_a = 10 \sqrt{(\sigma_B/21)}$: 付着強度
 $\ell_a = \ell - d_a$: 有効埋め込み深さ

(b) あと施工アンカー

RM増設壁板部と既存フレーム部の接合に使用するあと施工アンカーは、D10頭ナット付き接着系アンカーを使用し、埋め込み長さは8da (da: アンカー筋径、有効埋め込み長さ7da) とした。ただし、鉛直開口補強筋と重ね継ぐアンカー筋の埋め込み長さは11da (有効埋め込み長さ10da) とした。

2.2 使用材料

(a) コンクリート、モルタル、鉄筋およびアンカー筋

コンクリート、モルタルおよび鉄筋の強度試験結果を表－２(a), (b)に、アンカーの引抜き試験結果を表－２(c)に示す。

(b) プリズム強度

RMユニットおよびプリズム試験体の1軸圧縮試験結果を表－２(d)に示す。

2.3 荷重方法

本実験では図－４に示すように、油圧ジャッキを用いて試験体に柱軸力比0.15相当の一定軸力(N=392kN)を加えた状態で、押し引き型油圧ジャッキを用いて試験体頂部に水平力を加えた。その際、ジャッキの上部と反力ビームの間にニードルローラーを配置し、軸力荷用の

(b)鉄筋

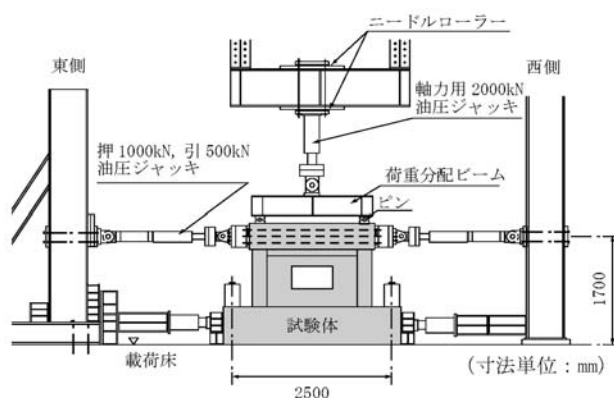
使用部位	呼び名	鋼種	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	伸び (%)
柱 主 筋 開口補強筋 アンカー筋	D13	SD295A	350	496	28
壁 縦 筋 アンカー筋	D10	SD295A	351	495	29
柱 帯 筋 壁 横 筋	D6	SD295A	342	517	29

(注) 1) σ_y : 降伏点, σ_u : 引張強度
 2) 上表中の試験値は各3体の平均値を示す

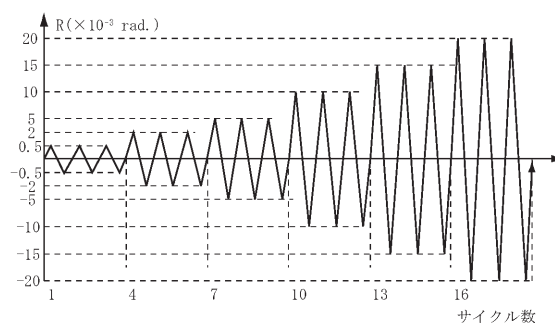
(d)RMユニットおよびプリズム強度

種別	σ_B (N/mm ²)	E_c (kN/mm ²)
ユ ニ ッ ト	48.8	—
プ リ ズ ム	27.1	22.7

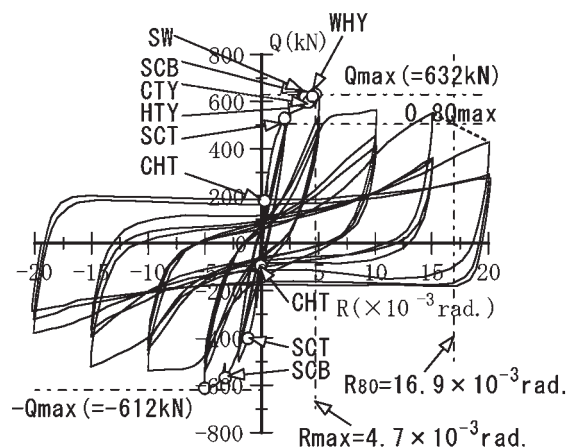
(注) 1) σ_B : 圧縮強度
 2) E_c : ヤング係数



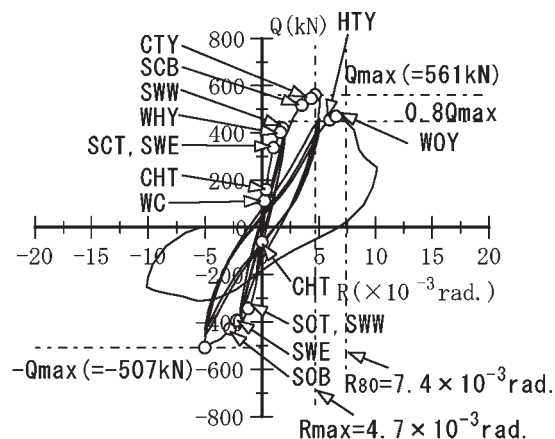
図－４ 荷重装置



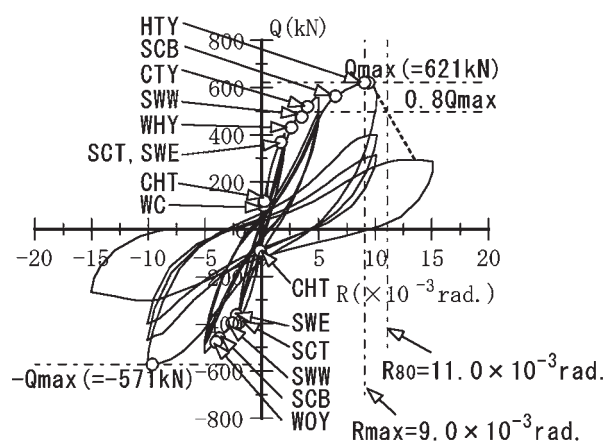
図－５ 荷重履歴



【試験体：RM-F】



【試験体：RM-W】



【試験体：RM-D】

Qmax : 最大耐力

【既存骨組】

SCT : 柱頭部のせん断ひび割れ

SCB : 柱脚部のせん断ひび割れ

CTY : 柱主筋の引張降伏

HTY : 柱帯筋の引張降伏

【増設壁】

SW : 壁部のせん断ひび割れ

WC : 壁部開口隅角部のひび割れ

SWE : 開口側面壁部東側のせん断ひび割れ

SWW : 開口側面壁部西側のせん断ひび割れ

WHY : 壁横筋の引張降伏

WOY : 開口補強筋(鉛直方向)の引張降伏

【既存骨組と増設壁間】

CHT : 上部梁と上部充填モルタル間のひび割れ

図-6 荷重変形関係

油圧ジャッキの移動が試験体頂部の水平変形に追従できるようにした。

載荷履歴は、図-5に示すように所定層間変形角 $R = \pm (0.5, 2.5, 10, 15, 20)/1000 \text{ rad}$ の各3サイクルずつ正負繰返し載荷とした。層間変形角 R は $R = \delta h/H$ (δh : 基礎梁上面に対する水平力加力位置の水平変位、 H : 加力点高さ)と定義した。

3. 実験結果

3.1 実験経過

各試験体の荷重変形関係を図-6に示す。図中には各種の事象の発生した点および最大耐力実験値を示した。また、変形角 $R = 10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 時における試験体の状況を写真-1に示す。

(a) 試験体RM-F

試験体RM-Fは $R = 3.7 \sim 4.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の間に柱脚部のせん断ひび割れ(SCB)、壁部のせん断ひび割れ(SW)、柱帯筋の引張降伏(HTY)、柱主筋の引張降伏(CTY)、壁横筋の引張降伏(WHY)が発生し、 $R = 4.7 \times 10^{-3} \text{ rad}$ で

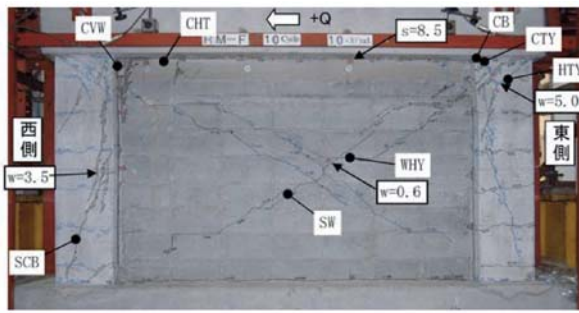
最大耐力に達した。増設壁のせん断ひび割れ幅(w)は、 $R = 10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 時に $w = 0.6 \text{ mm}$ であり、このときの上部梁と上部充填モルタルの間の滑り($s = 8.5 \text{ mm}$)は層間変形角($\delta h = 11 \text{ mm}$)の75%程度になった。本試験体は最大耐力以降も、急激な耐力低下を起こさず、破壊形式は上部梁と上部充填モルタル間の滑り破壊型となった。

(b) 試験体RM-W

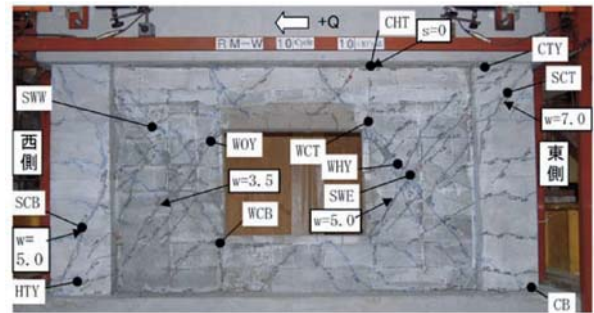
試験体RM-Wは $R = 1.6 \times 10^{-3} \text{ rad}$ で壁横筋の引張降伏(WHY)、 $R = 3.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ で柱脚部のせん断ひび割れ(SCB)が生じ、 $R = 4.7 \times 10^{-3} \text{ rad}$ で最大耐力に達した。本試験体は $R = 6.0, 6.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ で柱帯筋の引張降伏(HTY)、鉛直方向開口補強筋の引張降伏(WOY)の発生後、急激な耐力低下を起こした。 $R = 10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 時には、上部梁と上部充填モルタル間の滑りは観察されておらず、増設壁板のせん断ひび割れ幅(w)は、3.5mm(開口西側)~5.0mm(開口東側)に達し、破壊形式は増設壁板部のせん断破壊型となった。

(c) 試験体RM-D

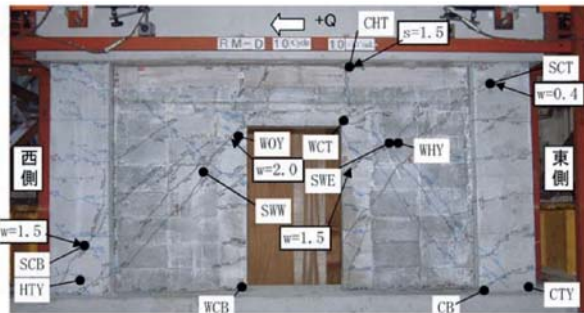
試験体RM-Dは $R = 2.6 \times 10^{-3} \text{ rad}$ で壁横筋の引張降伏



(a)RM-F



(b)RM-W



(c)RM-D

w : ひび割れ幅
s : 加力梁と上部充填モルタル間の
ずれ変形量 (単位: mm)

写真-1 R=10×10⁻³rad時の状況

表-3 終局耐力計算値と実験値

種 別		試験体 記号	等価開 口周比 η	終 局 耐 力 計 算 値						実験結果		Qmax /wQsu	Qmax /aQsuo2
				wQsu (kN)	aQsu2 (kN)	aQsuo2 (kN)	wQmu (kN)	wQsu /wQmu	aQsuo2 /wQsu	Qmax (kN)	Rm (%rad.)		
RM増 設壁	無 開 口	RM-F	0.00	559	365	590	887	0.63	1.05	632	0.47	1.13	1.07
	窓 開 口	RM-W	0.36	355	331	467	865	0.41	1.31	561	0.47	1.58	1.20
	ドア開口	RM-D	0.37	353	331	465	865	0.41	1.32	621	0.94	1.76	1.33

wQsu: 一体打ち壁の終局せん断耐力 (1)式

aQsu2: 接合部破壊時の終局せん断耐力 (3)式

aQsu2: 接合部破壊時の終局せん断耐力 (圧縮ストラットを考慮) (4)式

wQmu: 終局曲げ耐力時せん断耐力 (7)式

$Q_{\max}$: 最大耐力実験値、 R_m : 最大耐力時の層間変形角

(注) 各試験体ともに、上表中に示した $Q_{\max}$ は正加力時の値を示す

(WHY)、 $R=9.0 \times 10^{-3}$ radで柱帯筋の引張降伏 (HTY) が生じ、 $R=9.4 \times 10^{-3}$ radで最大耐力に達した。 $R=10 \times 10^{-3}$ rad時には、上部梁と上部充填モルタル間の滑り (s) が1.5 mmとなったが、増設壁板のせん断ひび割れ幅 (w) は、2.5mm (開口西側) ~1.5mm (開口東側) に達するとともに、同変形角の繰返し载荷時に著しい耐力低下を起こし、本試験体の破壊形式は増設壁板部のせん断破壊型となった。

4. 考察

4.1 終局耐力

各試験体の終局耐力計算値と実験値を表-3に示す。各種耐力の算定に用いた式を(1)~(7)に示す。(1)式はRC耐震診断基準³⁾における一体打ち壁としてのせん断耐力

式である。式中の F_c は既存躯体部コンクリート強度と、RM組積体のプリズム強度とを柱断面積と壁断面積の比率に応じて平均した強度としている。(3)式はRC耐震改修指針⁴⁾における接合部破壊時のせん断耐力式であり、(4)式はそれに壁板の圧縮ストラットの効果⁵⁾を加算したものである。ただし、(6)式に示すように、開口による圧縮ストラットの効果に対する低減率は開口面積を考慮して算定を行った。

RM増設壁の終局曲げ耐力に対する終局せん断耐力の比 (せん断余裕度 $wQsu/wQmu$) は0.4~0.6程度であり、各試験体とも終局耐力計算値は終局せん断耐力によって決定した。無開口RM増設壁 (RM-F) では、 $aQsu2/wQsu$ が1に近いので計算上の破壊形式が明確ではないが、 $Q_{\max}/wQsu$ 、 $Q_{\max}/aQsu2$ はともに1.1程度であり、 $wQsu$ 、

aQsu2のいずれも安全側の評価となっている。有開口RM増設壁（RM-W, RM-D）については、Qmax/wQsuは1.6～1.8程度であり、wQsuは安全側の評価となっている。

$${}_wQ_{su} = r \cdot \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (18 + F_c)}{M/(Q \cdot \ell) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{se} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_{0e} \right\} \cdot b_e \cdot j_e \quad (1)$$

p_{te} : 等価引張鉄筋比(%), p_{se} : 等価横筋比

F_c : 平均コンクリート強度(N/mm²)

σ_{wy} : 壁横筋の降伏強度(N/mm²)

M/Q : 反曲点高さ(mm), ℓ : 反曲点高さ(mm)

σ_{0e} : 軸方向応力度(N/mm²)

b_e : 等価壁厚(mm), j_e : 応力中心間距離(mm)

$$r = 1 - \eta, \quad \eta = \max \left(\sqrt{h_o \ell_o / h_w \ell_w}, \ell_o / \ell_w \right) \quad (2)$$

h_o : 開口部高さ (mm), ℓ_o : 開口部長さ (mm)

h_w : 階高 (mm), ℓ_w : 両側柱の中心間距離 (mm)

$${}_aQ_{su2} = Q_j + p Q_c + \alpha \cdot Q_c \quad (3)$$

$${}_aQ_{su02} = Q_j + \Delta Q_{wu} + p Q_c + \alpha \cdot Q_c \quad (4)$$

Q_j : 上梁または下梁と壁板間の接合耐力(N)

$p Q_c$: 引張側柱柱頭部のパンチングシア耐力(N)

$\alpha \cdot Q_c$: 圧縮側柱の終局耐力(N)

ΔQ_{wu} : 壁板の圧縮ストラットによるせん断耐力(N)

$$\Delta Q_{wu} = r' \Delta q_{wu} F_m t_w \ell_{w0} \quad (5)$$

$p_a \sigma_{ay} / F_m < 0.1$ のとき $\Delta q_{wu} = 0.07 - 0.3 p_a \sigma_{ay} / F_m$

$p_a \sigma_{ay} / F_m \geq 0.1$ のとき, $\Delta q_{wu} = 0.04$

r' : 壁板の圧縮ストラットの効果に対する低減率

$$r' = 1 - \eta', \quad \eta' = \max \left(\sqrt{h_o \ell_o / h_{w0} \ell_{w0}}, \ell_o / \ell_{w0} \right) \quad (6)$$

h_o : 開口部高さ(mm), ℓ_o : 開口部長さ (mm)

h_{w0} : 壁板の内り高さ (mm)

ℓ_{w0} : 壁板の内り長さ (mm)

$${}_wQ_{mu} = {}_wM_u / H_{w0} \quad (7)$$

${}_wM_u$: 増設壁の曲げ終局モーメント(Nm)

H_{w0} : 階高(mm)

4.2 初期剛性

各試験体の初期剛性計算値 (K_{eo}) と実験値 (K_{ea}) の一覧を表-4に、載荷初期の荷重変形関係と初期剛性計算値との関係を図-7に示す。初期剛性計算値は(8)式により、実験値は載荷初期の接線剛性により求めた。また、表中にRC増設壁試験体⁵⁾の値を併記した。初期剛性の計算値に対する実験値の比 (K_{ea}/K_{eo}) を比較すると、無開口、窓開口、ドア開口のいずれの開口形状についてもRM増設壁はRC増設壁を若干上回る結果となった。

表-4 初期剛性の計算値と実験値一覧

種別	試験体記号	形状	接線剛性	計算値	K_{ea}/K_{eo}
			K_{ea} (MN/rad.)	K_{eo} (MN/rad.)	
RC増設壁	FW-3	無開口	879	1817	0.48
	FW-L-1	窓開口	452	1000	0.45
	FW-DC	ドア開口	532	1001	0.53
RM増設壁	RM-F	無開口	839	1417	0.59(1.22)*
	RM-W	窓開口	615	887	0.69(1.53)*
	RM-D	ドア開口	542	871	0.62(1.17)*

*無開口、窓開口、ドア開口それぞれについて求めたRC増設壁の K_{ea}/K_{eo} に対するRM増設壁の K_{ea}/K_{eo} の比

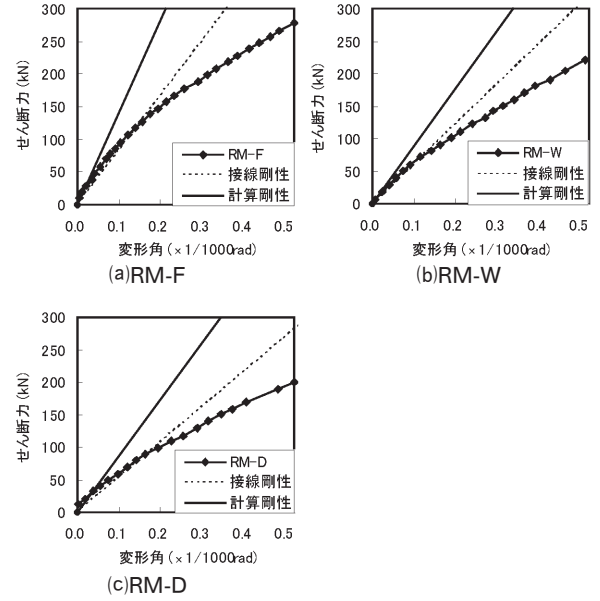


図-7 載荷初期の荷重変形関係

$$K_{eo} = Q/R = K_b K_s / (K_b + K_s) \quad (8)$$

K_b : 曲げ剛性

(無開口)

$$K_b = 3 E_c I_w / H_a^3 \quad (9)$$

(中央開口)

$$K_b = 3 E_c I_w I_{w0} H_a / \left\{ \left(H_a^3 - h_b^3 + h_a^3 \right) I_{w0} + \left(h_b^3 - h_a^3 \right) I_w \right\} \quad (10)$$

(ドア開口)

$$K_b = 3 E_c I_w I_{w0} H_a / \left\{ h_a^3 I_{w0} + \left(H_a^3 - h_a^3 \right) I_w \right\} \quad (11)$$

K_s : せん断剛性

$$K_s = r G_c A_w / (\kappa H_o)$$

I_w : 無開口耐震壁の断面2次モーメント

I_{w0} : 開口部を除く断面2次モーメント

A_w : 無開口耐震壁の断面積

ただし $A_w = \ell_{w0} t_w$ とする

ℓ_{w0} : 側柱の中心間距離, t_w : 壁板の厚さ

H_a : 壁脚部から加力点までの高さ
 H_o : 耐震壁の内のり高さ
 h_a : 開口上部から加力点までの高さ
 h_b : 中央開口下部から加力点までの高さ
 E_c : RM組積体のヤング係数
 G_c : RM組積体のせん断弾性係数
 κ : 形状係数 ($\kappa=1$ とする)
 r : せん断剛性に対する開口低減率
 $r = 1 - 1.25\eta$
 η : 等価開口周比

4.3 等価開口周比

等価開口周比 (η) と終局耐力計算値に対する実験値の比 ($Q_{\max}/wQ_{su}$) について、本実験結果と、既往の文献との比較を図-8に示す。既往の文献からは、RC増設壁およびPCaブロック増設壁^{6,7)}の開口を含む実験シリーズを参照した。 η の範囲は0(無開口)～0.4である。

開口を有する試験体 ($\eta > 0$) では、 η が大きい試験体ほど計算値に対する実験値の比が大きくなっている。この傾向は、本実験、RC増設壁、PCaブロック増設壁の各シリーズについて共通しており、等価開口周比が0.4以下の範囲について、開口による低減率の評価が安全側であるといえる。

4.4 靱性指標

本実験結果と既往の実験から、せん断余裕度 Q_{su}/Q_{mu} と限界部材角 R_u の関係を図-9に示した。対象としたのはRM増設壁、RC増設壁、PCaブロック増設壁であり、いずれも開口を含む実験シリーズである。せん断余裕度は曲げ終局時せん断耐力計算値 Q_{mu} に対する終局せん断耐力 Q_{su} の比であり、 Q_{mu} 、 Q_{su} は前述の算定式を用いて求めた。また、限界部材角 R_u は実験時耐力が最大耐力の80%に低下した時の変形角 R_{80} とした。

図中にはRC耐震診断基準による靱性指標 F を図示した。靱性指標 F とせん断余裕度 Q_{su}/Q_{mu} の関係はRC耐震診断基準に基づき、 $Q_{su}/Q_{mu} < 1.0$ のとき $F=1.0$ 、 $Q_{su}/Q_{mu} > 1.3$ のとき $F=2.0$ とし、中間は線形補間とした。靱性指標 F と限界部材角計算値 R_{u-cal} との関係はRC耐震診断基準の曲げ柱の靱性指標式を基に $F=1.0$ で $1/250$ 、 $F=1.27$ で $1/150$ 、 $F=1.5$ で $1/125$ 、 $F=2.0$ で $1/80$ に相当するものと仮定し、これらを折れ線で近似した。

図から、RM増設壁はRC耐震診断基準の靱性指標値から計算される限界部材角を上回っており、限界部材角計算値に対する実験時限界部材角の比はRC増設壁、PCa

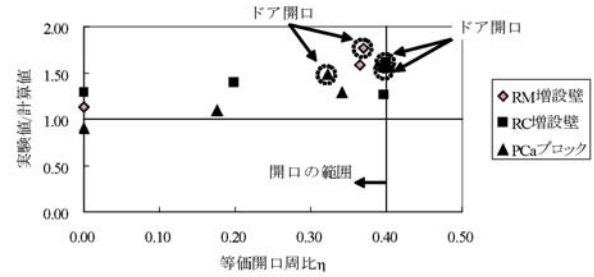


図-8 等価開口周比と耐力の関係

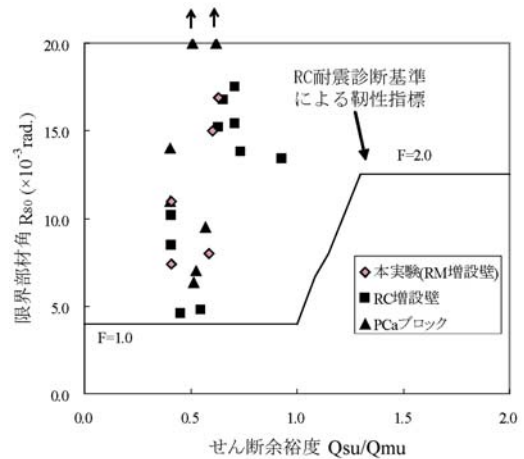


図-9 限界部材角とせん断余裕度

ブロック増設壁などと同程度であることがわかる。

5. まとめ

開口を有するRM増設壁の構造性能を評価するため、無開口RM増設壁を含めた縮小モデルによるフレーム実験を行った。実験結果から、以下の知見を得た。

- 1) RM増設壁の荷重変形関係は、RC増設壁とほぼ同様の履歴性状を示す。
- 2) RM増設壁の終局せん断耐力は、壁板の圧縮ストラットの効果を考慮したせん断耐力式によって安全側に評価できる。
- 3) RM増設壁の初期剛性は計算値に対して60%程度であるが、同形状のRC増設壁の初期剛性の1.2～1.5倍となる。
- 4) 有開口RM増設壁試験体の計算耐力に対する実験時最大耐力の比は1.6～1.8となる。等価開口周比が大きい試験体ほど計算値に対する実験値の比が大きい傾向がみられる。
- 5) 実験時限界部材角 (R_{80}) は $7.4 \sim 16.9 \times 10^{-3} \text{ rad}$ であり、せん断壁の限界部材角 $4.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$ ($=1/250$) に比べて十分に余裕がある。

[謝辞]

本研究はRM耐震補強研究会(浅沼組、新井組、松村

組)によるものです。本実験を行うに当たり、(財)日本建築総合試験所の益尾潔構造部長(工学博士)にご指導をいただきました。また、縮小RMユニットの製作に当たっては久保田セメント工業(株)にご協力をいただきました。ここに感謝の意を表します。

[参考文献]

- 1) 森浩二、井上重信、中澤敏樹：RMユニットを用いた増設耐震壁補強工法の開発，浅沼組技術研究所報 No.15、pp.21-26, 2003.
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1999.
- 3) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，2001.
- 4) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説，2001.
- 5) 日本建築総合試験所：鉄筋コンクリート増設壁耐震補強設計・施工指針，2001.
- 6) 栗田康平、増田安彦、木村耕三ほか：小型プレキャストブロックを用いた増設耐震壁工法の開発(その2～3)，日本建築学会大会梗概集、C-2、pp.687-690, 2002.
- 7) 増田安彦、栗田康平、木村耕三：小型プレキャストブロックを用いた増設耐震壁工法の開発(その5)，日本建築学会大会梗概集、C-2、pp.565-566, 2005.