

論文 RMユニットを用いた既存RC耐震壁の増打ち補強に関する実験研究

森 浩二^{*1}・蕪鉄 盛史^{*2}・佐藤 武^{*3}

要旨：RMユニットを用いた増設耐震壁補強工法を、既存RC耐力壁の増打ち補強に適用した場合の構造性能について、実験による検討を行った。1層1スパンの1/3相当の試験体を製作し、一定軸力下での繰り返し載荷を行った。実験では増打ち部と既存耐力壁との一体性は良好であり、最終破壊形式は既存部および増打ち部壁板のスリップ破壊となった。最大耐力は増打ち壁板と既存耐力壁の終局せん断耐力の累加による評価式の1.4倍で安全側の評価であり、また、せん断破壊型壁の靱性指標 $F=1.0$ に対する変形性能を有することを確認した。

キーワード：耐震補強, RMユニット, 増打ち壁

1. はじめに

RM耐震補強工法はRMユニット(図-1)を組積して増設耐震壁を構築する耐震補強工法である¹⁾。本工法により既存RC耐震壁に対して壁の増打ち補強の耐震補強を行う際には、既存の壁板にRM壁を併設する形式となる(図-2)。このとき、既存壁と増打ちRM壁は接合されないため、既存壁と増打ちRM壁との間の荷重伝達は行われず、増打ちRM壁への荷重伝達は既存柱梁架構からのみ行われる。

既存RC耐震壁に対する壁の増厚による補強(増打ち補強)方法が耐震改修指針²⁾で示されているが、増打ち補強を行った壁の耐力の評価方法は明確には示されていない。既往の研究によれば、増打ち壁部が既存耐力壁と一体であるとして一体打ち壁として評価する方法や、増打ち壁板部分の強度を既存耐力壁の耐力に累加して評価する方法³⁾などがある。

本工法では、増打ち壁と既存壁とは接合筋による一体化が行われないので、一体打ち壁としての評価方法の妥当性には疑念が生じるが、RC増打ち壁補強に関する既往の実験³⁾によれば、既存壁板と増打ち部分との接合筋を省略し、壁面の目荒らしを行わない場合についても、一体打ち壁と同様の破壊性状を示し、安全側の評価が得られている。したがって、本工法のRMユニットを増打ち補強に使用する場合のように、既存壁板と増打ち部分の荷重伝達が全く期待できない構造であっても、既存柱梁架構と増打ち壁部の荷重伝達によって、一般の増打ち壁補強と同様の補強性能が得られることが期待される。

本報では、RMユニットを用いて増打ち補強を行った耐力壁試験体に対する載荷実験を行い、耐震補強性能に関する検証を行った結果を報告する。

2. 実験方法

2.1 試験体

1層1スパンのRC耐震壁に、RM耐震補強工法による壁の増打ち補強を行った試験体を1体製作した(RM-T)。縮小率は約1/3である。試験体の諸元を表-1に、配筋図を図-3に示す。

試験体の既存壁厚は60mm、増打ち壁厚は使用する1/2縮小モデルRMユニットの壁厚と同じ100mmとした。増打ち補強の対象となる壁は柱に対して偏心している場合が多いため、試験体の既存壁についても柱に対して

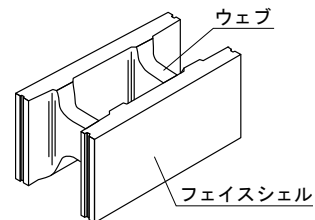


図-1 RMユニット

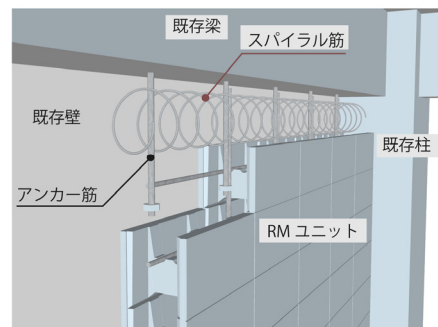


図-2 RM増設壁による増打ち補強

*1 (株)浅沼組 技術研究所 (正会員)

*2 (株)新井組 建築本部技術部 (正会員)

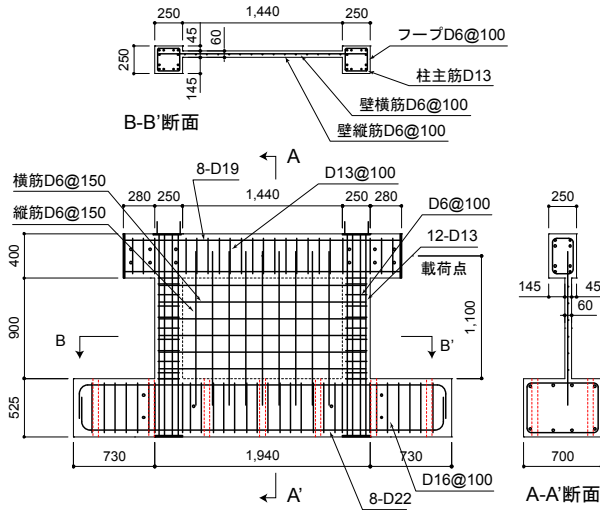
*3 (株)松村組 設計部

表-1 試験体諸元

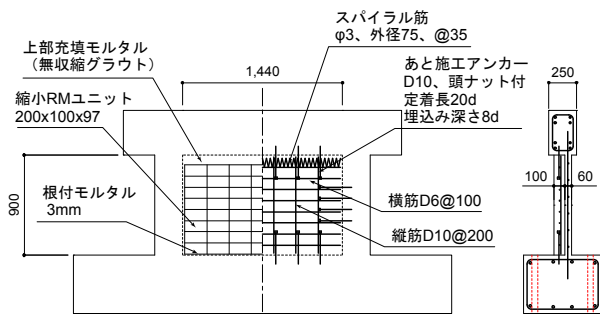
柱			壁		
b×D	主筋	帯筋	内法長さ	壁厚	壁筋
250×250	12-D13	D6@100	1440	60	D6@150

RM壁		
壁厚	壁横筋	壁縦筋
100	D6@100	D10@200

単位: (mm)



既存フレーム・壁部配筋図



RM増設壁部配筋・ユニット割付図

図-3 試験体図

偏心する設定とし、増打ち後の壁厚(160mm)の中心が載荷面に位置するようにした。既存壁の表面は無処理とし、ジベル筋などの接合筋の配置や目荒らしなどの処理は行わなかった。一方、柱および梁は面積比約15%の目荒らしを行ない、有機系カプセル型の接着剤によるあと施工アンカーを施工した。

試験体に使用するRMユニットは縮小モデルの加工精度の都合により、縦目地が打込み目地、横目地が薄目地仕様となっている。そのため、縦目地はフェイスシールの木口に接着剤を塗布し予備接着を行い、横目地は目地厚さを3mmとして既調合モルタルを目地モルタルに使用した。また、最下段のRMユニットと梁上との間は

表-2 材料試験結果

(a) コンクリート・モルタル

種別	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ヤング係数 E_c ($\times 10^4$ N/mm ²)
柱・梁・既存壁	31.7	2.87
下スタブ	32.3	2.70
壁体部充填モルタル	68.6	2.59
上部充填モルタル	71.8	2.26
目地モルタル	46.1	2.36

(b) RMユニット

種別	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ヤング係数 E_c ($\times 10^4$ N/mm ²)
RMユニット	52.5	—
プリズム圧縮強度	44.0	2.99

(c) 鉄筋

使用部位	呼び (鋼種)	降伏点強度 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_u (N/mm ²)	伸び (%)
柱帯筋、既存壁筋	D6	316	532	20.8
RM壁横筋	(SD295A相当)			
RM壁縦筋	D10	367	506	17.8
アンカー筋	(SD295A)	367	503	17.0
柱主筋	D13 (SD295A)			

3mm程度の高さの根付モルタル(目地モルタルと同材料)を塗った。

RMユニットの割付はスパン中央に対して左右対称とし、寸法調整のためのRMユニットの切断は行わないこととした。RMユニットと左右の柱面との間に生じる約20mmの空隙は、壁体部に充填するモルタルを同時に充填した。梁下の空隙には、スパイラル筋($\phi 3$, 外径75mm)を配置し、無収縮グラウトを充填した。

柱および壁の配筋量は、補強前、補強後ともにせん断破壊型となるように設定し、梁は破壊しないように設定した。

材料試験結果を表-2に示す。プリズム圧縮強度は、RMユニットを3段組積し内部にモルタルを充填した試験体について圧縮試験を行ったものである。

2.2 載荷形式

図-4に示す載荷装置により、試験体両側の柱の頂部に柱軸力比0.15の一定軸力を載荷し、油圧ジャッキを用いて左右から梁を押し引きし、左右のジャッキの荷重がほぼ等しくなるように制御した。

左右の荷重の合計をせん断力 Q 、下スタブと梁との相対変位(δh)を載荷点高さ(H)で除したものを変形角 R とし、載荷スケジュールは変形角 $R=0.5/1000, 2/1000, 5/1000, 10/1000, 15/1000$ (各3回)、 $20/1000$ (1回)の正負交番載荷とした(図-5)。

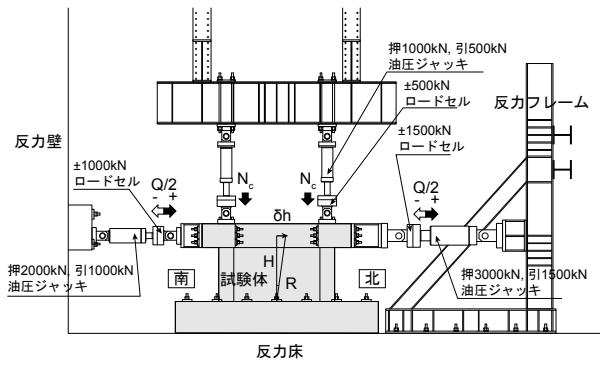


図-4 荷重装置

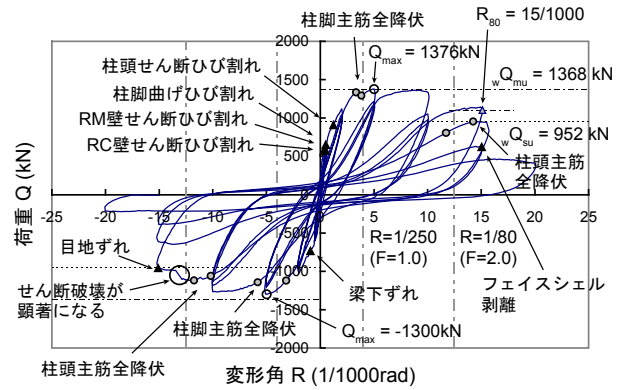


図-6 荷重変形関係

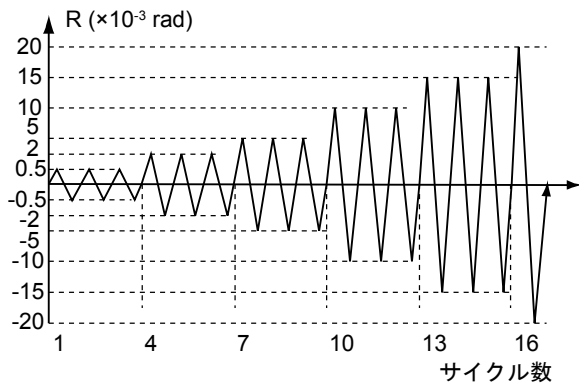


図-5 荷重履歴



(a) 既存RC壁側



(b) 増打ちRM壁側

写真-1 ひび割れ発生状況 (R=0.5/1000時)

3. 実験結果

試験体の荷重変形関係を図-6に示す。

試験体は、変形角 $R=0.5/1000$ までにRC壁板、RM壁板ともにせん断ひび割れが発生し、柱に曲げひび割れが発生した。1サイクル目ピーク時(変形角 $R=0.5/1000$)における、RC壁板、RM壁板のひび割れ発生状況を写真-1に示す。壁板に生じたせん断ひび割れは、RC壁側、RM壁側ともに、圧縮側上部の隅から壁板の下部まで、ほぼ 45° 方向に伸びている。

その後、変形が進むとともに、柱頭部にはせん断ひび割れが、梁下には接合面に沿ったひび割れが生じ、 $R=5/1000$ までに引張側柱脚の柱主筋が全て引張降伏した後、最大荷重となった。

変形角 $R=10/1000$ では柱にせん断ひび割れが生じ、 $R=15/1000$ の負方向載荷時で柱頭の柱主筋が降伏し、RC壁板のスリップ破壊と見られるひび割れが生じた。このとき、RM壁側ではRMユニットの目地のずれが生じており、RMユニット内部では、RC壁板同様のスリップ破壊を生じていた可能性が考えられる。

その後の繰り返し載荷でRC壁板、RM壁板のスリップ破壊が顕著になり、荷重が大きく低下したため、 $R=20/1000$ の繰り返しを1回行った後、載荷を終了した。限界層間変形角 R_{80} は $15/1000$ となった。

試験体の最終破壊状況を写真-2に示す。



写真-2 最終状況

4. 考察

4.1 破壊形式

試験体の荷重変形関係 (図-6) で示したように、変形角 $R=5/1000$ で引張側柱脚部の柱主筋が全降伏した後、耐力は緩やかな下り勾配となり、 $R=15/1000$ で耐力の低下を伴うせん断破壊が生じている。したがって、試験体の破壊形式は曲げ降伏後のせん断破壊であったといえる。

壁板のせん断破壊状況に着目すると、既存壁板と増打ち壁板それぞれのせん断ひび割れの発生はほぼ同時期 ($R=0.5/1000$) であり、この時点で増打ち部と柱梁とのずれ変形は観察されなかった。また、図-7 に示すように、 $R=10/1000$ 時のひび割れの分布状況は、既存 RC 壁板と増打ち RM 増設壁板でひび割れの発生位置や角度などが類似しており、両者の応力分布は同様であると考えられる。さらに、終局状況は両者ともに壁板のスリップ破壊であり、 $R=13/1000$ で同時期に起こっている。

これらのことを勘案すると、増打ち壁板と既存壁板の応力状態は終局状態までほぼ同様であり、柱梁と増打ち壁板は一体となって挙動していたといえる。

4.2 終局耐力

増打ち壁の終局せん断耐力は、増打ち部と既存壁が一体であるとして一体打ち耐震壁として評価する方法と、既存耐震壁と増打ち壁板の耐力の累加として評価する方法がある。ここでは前者の評価方法として耐震改修指針²⁾に基づく(1)式、後者の評価方法として日本建築総合試験所の鉄筋コンクリート増設壁耐震補強設計・施工指針³⁾に基づく(2)式を用いた。増打ち RM 壁板の強度は RM 造を RC 造と同等とみなし準用し、(3)式によって評価した。

$$wQ_{su0} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (18 + \sigma_{B1})}{M/Q \cdot \ell + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{se} \cdot \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_{0e}} \right\} \cdot b_e \cdot j_e \quad (1)$$

p_{te} : 等価引張鉄筋比, σ_{B1} : コンクリート圧縮強度, M/Q : 反曲点高さ, ℓ : 壁の全長, p_{se} : 等価横筋比, σ_{wy} : 横筋の降伏強度, σ_{0e} : 軸方向応力度, b_e : 等価壁厚, j_e : 応力中心間距離

$$wQ_{su} = wQ_{su1} + wQ'_{su2} \quad (2)$$

wQ_{su} : 増打ち耐震壁の終局せん断耐力, wQ_{su1} : 既存耐震壁の終局せん断耐力, wQ'_{su2} : 増打ち壁板部分の終局せん断耐力

$$wQ'_{su2} = \tau'_{su2} \cdot t_{w2} \cdot \ell_{w0} \quad (3)$$

$$\tau'_{su2} = \sigma_{B2}/20 + 0.5 p_{w2} \cdot \sigma_{wy2} \quad (4)$$

t_{w2} : 増打ち RM 壁板の厚さ, ℓ_{w0} : 増打ち RM 壁板の

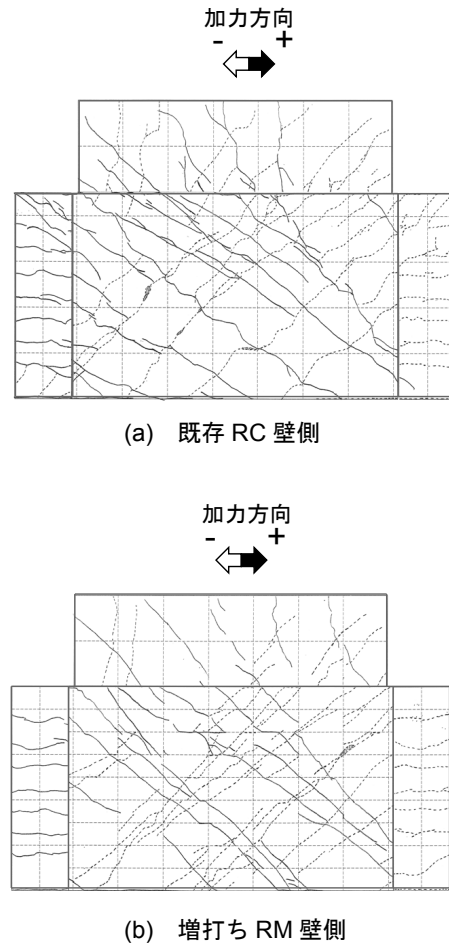


図-7 ひび割れ図 ($R=10/1000$ 時)

長さ, σ_{B2} : 増打ち RM 壁板のプリズム圧縮強度, p_{w2} : 増打ち RM 壁板の壁筋比, σ_{wy2} : 増打ち RM 壁板の壁筋の降伏強度

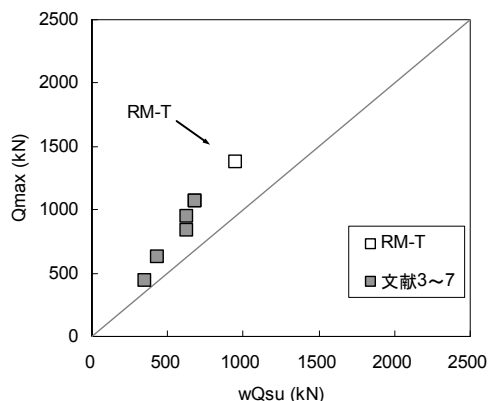
表-3 に耐力の一覧を示す。曲げ終局時せん断力 wQ_{mu} は耐震改修指針²⁾によった。累加による終局せん断耐力 wQ_{su} と一体打ち壁とみなした終局せん断耐力 wQ_{su0} はほぼ等しい値となった。実験時最大せん断力 Q_{max} は終局せん断耐力 wQ_{su} の 1.4 倍であり、曲げ終局時せん断耐力の 1.0 倍であった。試験体の破壊形式が曲げ降伏先行であったことを考慮すると、曲げ終局時せん断力計算値 wQ_{mu} は実験時最大せん断力 Q_{max} を妥当に評価しており、かつ、終局せん断耐力の安全率は 1.4 以上であると考えられる。

RC の増打ち壁に関する既往の実験結果^{3),4),5),6),7)}と本実験結果との比較を図-8 に示す。いずれも、 wQ_{su} , wQ_{su0} ともに安全側の評価であり、安全率は 1.2~1.6 であった。本実験結果の安全率は RC 増打ち壁の安全率と同程度である。図-8(b)には、RM 増設壁の実験結果¹⁾ (RM-F, RM-LJ, RM-HS) を併せて示した。RM 増設壁による増打ち補強壁が、増打ち壁補強の場合と増設壁の場合で同

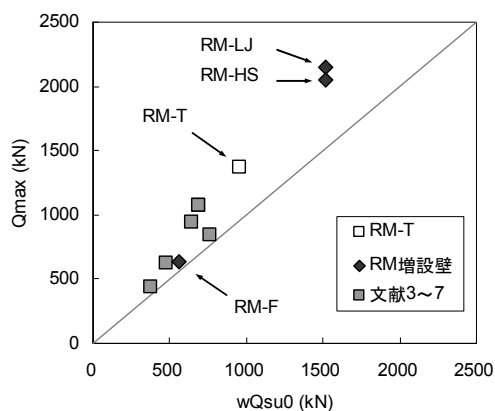
表-3 計算耐力一覧

試験体	計算値					実験結果		
	wQ_{su1} (kN)	wQ'_{su2} (kN)	wQ_{su} (kN)	wQ_{su0} (kN)	wQ_{mu} (kN)	Q_{max} (kN)	Q_{max}/wQ_{su}	Q_{max}/wQ_{mu}
RM-T	562	390	952	959	1368	1376	1.4	1.0

wQ_{su1} 既存耐震壁の終局せん断耐力
 wQ'_{su2} 増打ちRM壁板部分の終局せん断耐力
 wQ_{su} 既存耐震壁と増打ちRM壁板の累加強度($wQ_{su1}+wQ'_{su2}$)
 wQ_{su0} 一体打ち壁としての終局せん断耐力(RC耐震診断基準)
 wQ_{mu} 曲げ終局時せん断力(RC耐震診断基準)
 Q_{max} 実験時最大荷重



(a) 累加による評価 wQ_{su}



(b) 一体打ちとしての評価 wQ_{su0}

図-8 既往の実験との比較

等の安全率であることがわかる。

実験では、増打ち壁板の接合部は、一体性の確保に必要なアンカー筋量の下限は確認できないが、壁筋量と同程度のアンカー筋量であれば本実験結果のように増打ち壁の一体性を確保することが可能であると考えられる。

4.3 初期剛性

実験時初期剛性 K_e と計算剛性 K_c の比較を表-4 および図-9 に示す。計算剛性は、増打ち部分を含めた試験体の全断面について式(5)を用いて算定し、鉄筋のヤング

表-4 初期剛性実験値と計算値

試験体	既存壁厚 (mm)	増打ち壁厚 (mm)	柱断面 (mm)	実験値 K_e (MN/rad.)	計算値 K_c (MN/rad.)	K_e/K_c
RM-T	60	100	250 × 250	2619	2940	0.89
FW-6 ³⁾	50	50	225 × 225	1528	1836	0.83

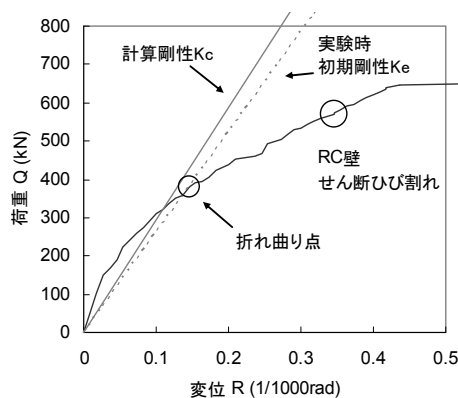


図-9 初期剛性

係数は 2.1×10^5 N/mm², RM 組積体 (RM ユニットと充填モルタルの複合体) のヤング係数は表-1 に示す値 (圧縮強度の 1/3 時の割線剛性) を用いた。実験時初期剛性 K_e は荷重変形関係の折れ曲がり点における割線剛性とした。折れ曲がり点は、試験体にせん断ひび割れの発生をとともなう剛性低下が生じた点とし、荷重変形関係における剛性の低下とひび割れ観察結果、柱帯筋および壁横筋ひずみの値の変化をもとに決定した。

$$K_c = K_b K_s / (K_b + K_s) \quad (5)$$

$$K_b = 3E_c I_w / H_a^3 \cdot H_a \quad (6)$$

$$K_s = G_c A_w / (\kappa H_0) \cdot H_a \quad (7)$$

K_b : 曲げ剛性, K_s : せん断剛性, I_w : 等価断面 2 次モーメント, A_w : 断面積, E_c : RM 組積体のヤング係数, G_c : せん断弾性係数, H_a : 壁脚部から加力点の高さ, H_0 : 壁の高さ, κ : 形状係数 ($\kappa=1$ とする)

増打ち部分を含めて一体打ち壁とみなした場合の計算剛性 K_c に対する実験時初期剛性 K_e の比は 0.89 であり, RC 増打ち補強壁 (FW-6) の実験結果³⁾ である 0.83 とほぼ等しい。実験時の割線剛性を決定する際の値のばらつき等を考慮すると、試験体の初期剛性は RC 増設壁と同程度であり、計算値とおおむね一致しているといえる。

4.4 靱性指標

前述したように、試験体の限界層間変形角 (R_{80}) は

15/1000 であるが、試験体の破壊形式が曲げ降伏後のせん断破壊であるため、耐力低下時の変形角は曲げ変形成分を含んだものとなっている。そのため、実験時の限界層間変形角によってせん断破壊時の靱性指標を直接に評価することは妥当ではない。

RC 耐震診断基準におけるせん断破壊型壁の靱性指標 $F=1.0$ は、限界層間変形角が $1/250$ 以上であることを想定したものである。実験では変形角 $1/250$ の時点では、柱主筋脚部に引張降伏が生じたものの、曲げ変形成分が顕著とはなっていない。また、この時点で荷重低下をとまなう顕著なせん断破壊は認められなかった。以上のことから、せん断破壊型壁の靱性指標は $F=1.0$ として評価できると考えられる。

5. まとめ

RM ユニットを用いて既存 RC 耐力壁の増打ち補強を行った場合について、その耐震性能に関する実験を行った。実験の結果、以下のことが確認された。

- (1) 既存耐震壁のせん断耐力と増打ち RM 壁板のせん断耐力の累加による評価式は、試験体の終局せん断耐力を安全側に評価できる。
- (2) RC のせん断破壊型壁と同等に靱性指標 $F=1.0$ として評価できる。
- (3) 変形の初期段階から破壊まで、増打ち RM 壁へのせん断力伝達は良好であり、剛性や変形について、増打ち RM 壁板と既存耐震壁との一体性は確保されていた。

謝辞

本研究は、RM 耐震補強研究会（株式会社浅沼組、株

式会社新井組、株式会社松村組、太陽サーブ株式会社）によって行われました。また、実験にあたっては財団法人日本建築総合試験所の益尾潔審議役（工学博士）にご指導いただきました。関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 森浩二, 山内正明, 柏木隆男, 中澤敏樹: 開口を有する RM 増設耐震壁に関する実験研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.1201-1206, 2008.7
- 2) 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指針・同解説, 2001
- 3) 日本建築総合試験所: 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
- 4) 東端泰夫, 山口育雄, 菅野俊介, 長島俊雄, 藤村勝: 既存中低層 RC 建物の耐震補強方法に関する研究 その 1~2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.1451-1454, 1987.9
- 5) 松田明, 沢辺幸夫, 山下博司: RC 造建物の耐震補強に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.1691-1692, 1981.9
- 6) 山村登志久, 三須理右, 近藤弘, 立花正彦, 中野清司: 吹き付けコンクリートによる RC 構造部材の耐震補強に関する実験的研究 その 1, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造 IV, pp.589-590, 1997.9
- 7) 増田安彦, 栗田康平, 木村耕三, 小柳光生, 江戸宏彰: 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 3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造 IV, pp.689-690, 2002.8