

論文 極厚無筋壁補強法を適用したCB壁のスリム化に関する耐震補強実験

上江洲靖*1・山川哲雄*2・森下陽一*3・山城浩二*4

要旨: コンクリートブロック造壁体の耐震補強について, 山川らは極厚無筋壁補強法の適用に関する実験を既に発表している。極厚無筋壁補強法を施すことによりコンクリートブロック壁のせん断破壊が防がれ, 曲げ壁に変換可能となったが, 補強に多量のコンクリートを用いるため, 補強に伴う過剰設計, 補強後の壁重量の増大等が懸念される。そのため, 鋼板と増打ちコンクリート及びポリスチレンフォームを用いて閉鎖的に拘束し水平加力時における弾塑性挙動の検討を行い, コンクリートブロック壁において補強壁厚の低減によるスリム化及び補強に伴う拘束方法の多様化は可能かどうかの検証を行った。

キーワード: 耐震補強, コンクリートブロック, 増打ち, 鋼板, ポリスチレンフォーム, コ形鋼板, スリム化

1. 序

山川らはコンクリートブロック(以下CBと略称)壁における強度・靱性型の補強法として, 極厚無筋壁補強法を適用した場合による補強法を既に提案している。これにより脆性的なせん断破壊が防がれCB壁を曲げ壁へ変換可能となったが, 極厚無筋壁補強法を適用した場合には補強壁厚が側柱幅と同じ厚さとなるため, せん断強度が過大となる。また, 多量の増打ちコンクリートの使用に伴う補強壁重量の増大も懸念される。そのため本研究では, 増打ちコンクリート量を半分に低減し, 補強コンクリート壁厚のスリム化を行い, 長方形断面を確保するため, 増打ちコンクリートを低減した分をポリスチレンフォームで代替可能か検討を行った。また, 従来の極厚無筋壁補強法では, 両側柱をコ形鋼板で囲い込み横拘束を行うが, 実施工の際に補強対象となるCB壁両隣の条件により, 側柱にコ形鋼板を使用できないケースが生じることが予想される。

そのため, コ形鋼板に代え壁部分補強鋼板を側柱外側まで延長することにより, コ形鋼板に代わる拘束方法の検討を併せて行った。以上のことを踏まえ, 補強壁厚のスリム化を行いコ形鋼板で側柱を拘束した場合と壁補強鋼板を延長することで側柱を拘束した場合の試験体をそれぞれ製作し, 既発表の試験体と比較検討を行い, 設計強度の適切化及び補強の一般化に向け検証を行った。

2. 実験概要及び補強計画

図-1に試験体詳細及びCB詳細を示す。試験体は実大の約3分の1を想定した。まず, 先積みによる10×13段のCB壁を設置し, 175mm正方形断面柱(M/V_D=2.5)と120×250mmの梁(M/V_D=2.6)から成るRCフレームで囲い, 既存CB壁とした。RCフレームの柱部分は最小帯筋比が規定を満たさないせん断柱である。

試験方法は図-2に示す実験装置により, 試験体側柱に

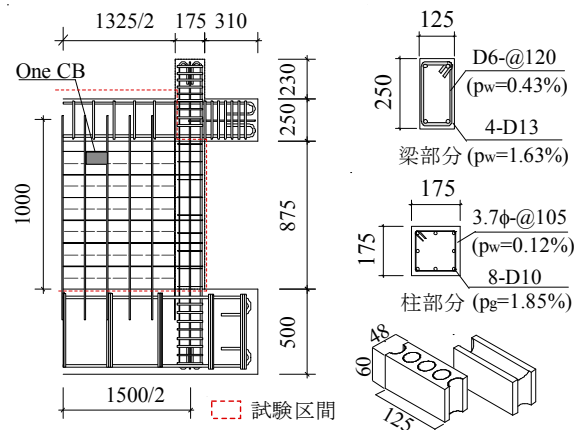


図-1 CB壁躯体部分及びCB詳細(mm)

表-1 鋼材の力学的性質

	a (mm ²)	σ _y (MPa)	ε _y (%)	E _s (GPa)	
主筋	D10	71	355	0.17	201
	D13	127	359	0.20	179
壁筋及び帯筋	3.7φ	11	617	-	188
帯筋及びあばら筋	D6	32	449	0.29	153
あと施工アンカー	M16	153	245	-	-
PC鋼棒	13φ	133	1200	0.60	200
鋼板	t=2.3mm	-	358	0.16	218
	t=3.2mm	-	306	0.15	203

a:断面積, σ_y:降伏点強度, ε_y:降伏点歪, E_s:ヤング係数

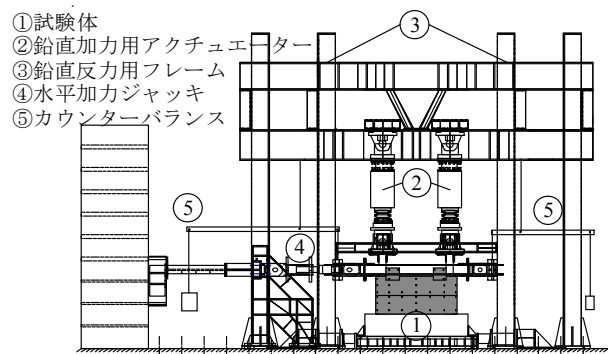


図-2 軸力载荷及び水平加力装置

*1 琉球大学 理工学研究科 博士前期課程 (正会員)
 *2 琉球大学 工学部教授 工博 (正会員)
 *3 琉球大学 工学部准教授 工博 (正会員)
 *4 株式会社 エスパス建築事務所 工修 (正会員)

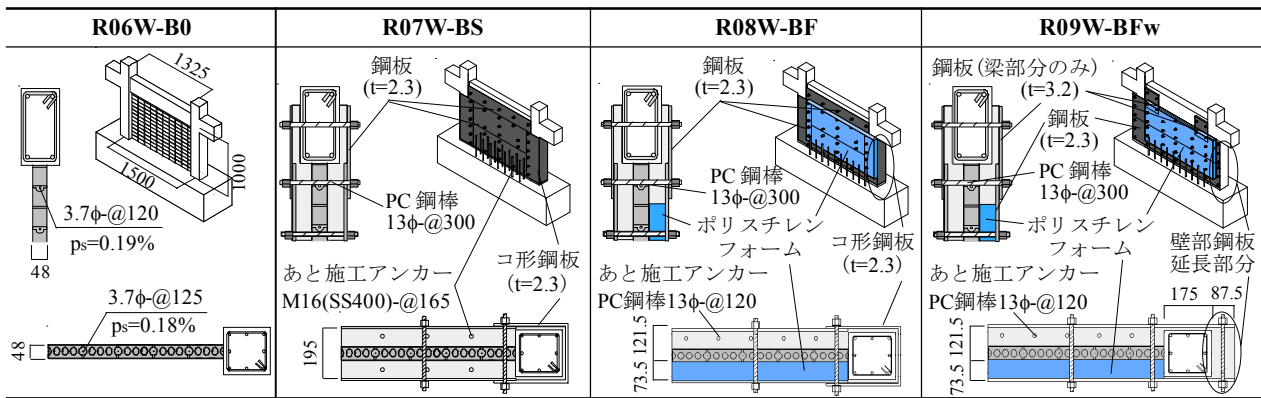


図-3 基準CB壁及び各補強試験体詳細 (mm)

表-2 試験体コンクリート強度 (MPa)

	躯体強度	CBブリズム強度	増打ち コンクリート強度
R06W-B0	26.7	11.9	-
R07W-BS	22.7	10.1	29.6
R08W-BF	18.3	17.3	33.6
R09W-BFw	18.9	17.8	29.6

表-3 試験体躯体部分コンクリート調合表

	C (kg/m ³)	W (kg/m ³)	S (kg/m ³)	G (kg/m ³)	W/C (%)	スランプ値 (cm)
R06W-B0	274	181	923	907	71	18
R07W-BS	248	185	907	934	75	18
R08W-BF	227	179	1008	867	79	21
R09W-BFw						

C:セメント, W:水, S:細骨材, G:粗骨材

軸力比0.2の一定鉛直荷重の荷重をそれぞれ行い、正負繰り返り水平加力実験を行った。試験体は下スタブから梁中心軸までの高さが1,000mmであるため、水平変位 $\delta=10\text{mm}$ で層間変形角 $R=1.0\%$ に相当し、柱梁接合部中心(計4ヵ所)における変位の平均値を層間変形角として水平加力の制御を行った。実験における加力サイクルは、層間変形角 $R=\pm 0.125, \pm 0.25\%$ を各1回、次に0.25%ずつの増分で $\pm 0.5, \pm 0.75, \pm 1.0\%$ 、更に0.5%の増分で $\pm 1.5, \pm 2.0, \pm 2.5, \pm 3.0\%$ を各2回ずつ加力した。その後は1.0%の増分で $\pm 4.0, \pm 5.0\%$ を各1回ずつ加力を行った。なお層間変形角の算定に用いた水平変位には、試験体脚部の滑り変位 δ_{slip} も含まれる。また、本論では試験体スタブ部分における鋼材の引き抜き等は考慮していない。

図-3に試験体詳細、表-2に試験体躯体強度及びCBブリズム強度、増打ちコンクリート強度を示す。また、表-3にRC躯体部分のコンクリート調合表を試験体別に示す。

試験体R06W-B0は、無補強の既存CB壁の基準試験体である。補強試験体R07W-BSは、R06W-B0と同様のCB壁を鋼板及びコ形鋼板で囲い込み、内部を側柱幅までコンクリートの増打ちによる極厚無筋壁補強を施した試験体である。増打ちによる補強壁の脚部に、あと施工アンカーとしてM16のSS400鋼を計14本配した。アンカー筋は引き抜きによる曲げ強度に寄与しないよう、ビニールテープを巻きつけグリースを塗布し、コンクリートとの付着を切った。R06W-B0及びR07W-BSは既発表の試験体であるが、比較検討のためここに再掲する。補強試験体R08W-BFは、CB壁外側をR07W-BSと同じ状態で鋼板で囲い込み、CB壁を挟んだ片側のみをコンクリートによる増打ちを行い、増打ちによる補強壁厚をスリム化した試験体である。増打ちを行わない側には、充填材としてポリスチレン

フォーム(厚さ方向の垂直ひずみ5%時のヤング率4MPa)を組み込んだ。これは外部横補強材として用いる鋼板を、側柱とCB壁のディティールに合わせ、複雑な形状に加工することを避け、施工面での簡易化を図ることを意図した。なお、増打ち壁脚部にあと施工アンカーとしてグリースのみを塗布したPC鋼棒13φを計10本配した。補強試験体R09W-BFwはR08W-BFと同様、補強壁厚のスリム化を行った試験体であるが、R07W-BS及びR08W-BFでは両試験体側柱をコ形鋼板で巻きたてて拘束したのに対し、R09W-BFwではスパン内の補強鋼板を試験体外側まで延長し、鋼板と増打ちコンクリート及び連結用PC鋼棒から成る接合部を設けることで、既存側柱を鋼板で挟み込むように横拘束した。また、他の補強試験体は柱頭部におけるパンチングシア破壊を防止するため、梁部分全体を鋼板($t=2.3\text{mm}$)による補強を行ったが、この試験体ではどの程度まで補強の簡素化が可能かを調べるため、梁端部のみ鋼板($t=3.2\text{mm}$)による補強を行った。なお、壁脚部はR08W-BFと同じ状態であと施工アンカーを配した。

3. 実験結果及び考察

3.1 水平耐力及び変形関係

図-4に水平耐力V-層間変形角R関係及び梁部材角 R_b -層間変形角R関係、実験終了後のひび割れ状況を示す。なお、ひび割れ状況は実験終了後に、補強鋼板を取り外した状態の破壊性状であり、R08W-BF及びR09W-BFwについては、既存CB壁面と増打ちによる補強壁面となる。

既存CB壁の基準試験体R06W-B0は、 $R=0.125\%$ 時でCB壁にせん断ひび割れを生じた。その後、 $R=0.5\%$ サイクル中の $R=0.3\%$ 時において最大耐力272kNとなった。 $R=0.5\%$ の2度目のサイクルピーク時では水平耐力が正負共に最大

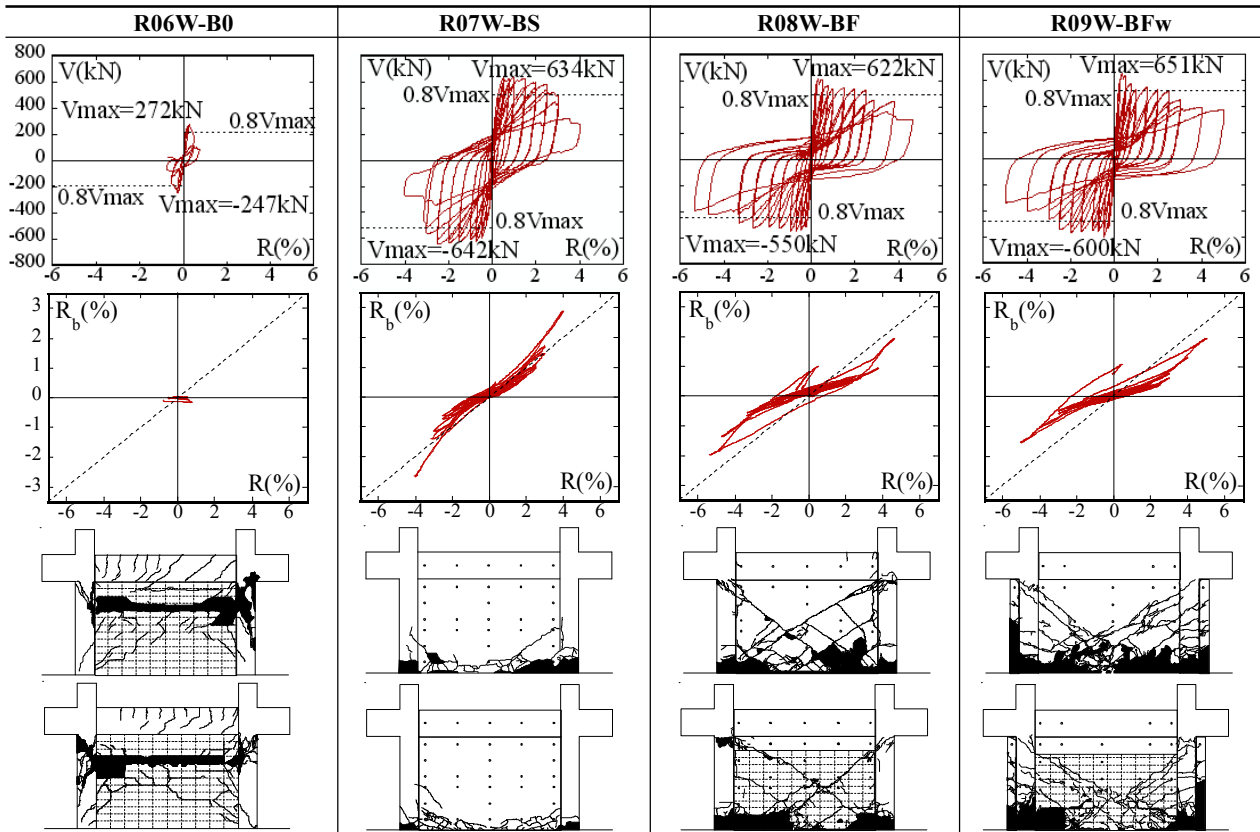


図-4 水平耐力V-層間変形角R関係及び梁部材角Rb-層間変形角R関係、実験終了後ひび割れ状況

耐力の半分以下に低下した。この試験体における最終破壊性状は、壁面でのせん断による滑り破壊となっている。

補強試験体R07W-BSは、R=0.5%時に柱脚部に曲げひび割れが確認された。その後R=1.0%時に正側の最大耐力634kNを迎え、R=2.5%時に最大耐力642kNを記録した。R=3.0%より側柱主筋が破断し始めたため、R=4.0%で実験を終了した。実験開始から梁部材角Rbは、層間変形角に対し、約50%程度で推移しているが、R=3.0%以降急激に梁部材角の増加がみられた。図-4にみられるように最終破壊性状は壁中央部のせん断による破壊が防がれ、壁脚部に破壊が集中し全体曲げ回転壁となった。

補強試験体R08W-BFは、R=0.5%のサイクル中R=0.3%時に最大耐力622kNを記録した。このサイクル中では、試験体内部より大きな音が確認されており、この時に壁面にせん断ひび割れが生じたとみられる。最大耐力後、一時的に耐力が下がるものの、最大耐力の80%を下回ることなく安定的な挙動を示した。R=4.0%のサイクル中においてR=3.0%以降から側柱主筋が破断し始め、実験の終了するまで柱部分外側における主筋のほとんどが破断した。最終破壊性状は壁中央部にせん断ひび割れを生じているが、全体的に壁脚部及び既存柱脚部に破壊が集中した。なお、既存CBと増打ちによる補強壁部分で図-4にみられるように損傷に大きな差はみられない。

補強試験体R09W-BFwは、R=0.5%のサイクル中R=0.35%時に最大耐力651kNとなった。この試験体にお

いても最大耐力後の挙動は安定し、最終破壊性状はR08W-BFと同様に壁中央のせん断ひび割れ及び壁脚部集中の破壊性状となった。壁脚部及び柱脚部の損傷は激しいが、コ形鋼板を用いた場合と比較して特に差はみられず、躯体脚部の損傷に対する補強効果でコ形鋼板を用いた場合と差は無いと考えられる。なお、R08W-BFは梁部分全体で鋼板による補強を行ったのに対し、R09W-BFwは梁端部のみの補強に留めたが、今回は壁脚部に破壊が集中し、柱梁接合部及び梁部分に大きな損傷等は無いため、CB壁において梁部分に関してはR09W-BFwと同程度の補強量で十分と考えられる。V-R関係からR08W-BFとR09W-BFwの最大耐力時で同様の挙動を示し、この2体を比較する限り最大耐力に対して、外部横補強の違いによる影響はみられない。梁部材角はR07W-BS程の増加は生じていないが最大耐力後、加力時に引張側柱周辺の曲げひび割れが拡大する等、曲げ壁のような挙動がみられた。

3.2 鋼板負担せん断力

図-5に示す位置に貼り付けた三軸ひずみゲージから、以下の式(1)により求めた最大耐力時サイクルにおける梁部分での鋼板1枚分のせん断力を図-6に示す。

$$\gamma_{xy} = 2\varepsilon_B - (\varepsilon_A + \varepsilon_C) \quad (1)$$

なお、グラフ中の破線は実験中における鋼板の推移を示し、実線はその平均値を示している。最大耐力時における鋼板1枚あたりの平均せん断力より求めた梁補強鋼板全体の負担せん断力は、R07W-BSで約28kN、R08W-BFで

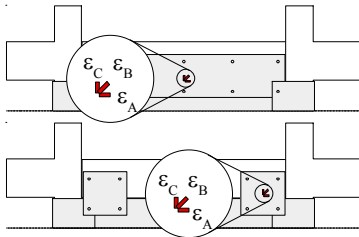


図-5 梁部分三軸ひずみゲージ貼付け位置

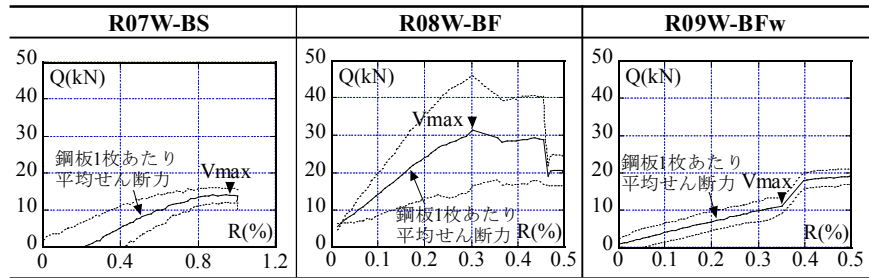


図-6 鋼板1枚あたりの負担せん断力Q-層間変形角R関係

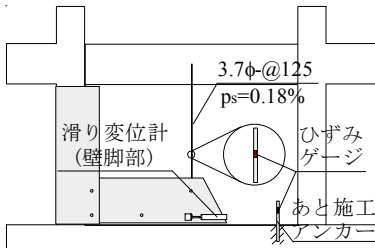


図-7 壁脚部滑り変位、壁縦筋及びアンカー筋ひずみ測定位置

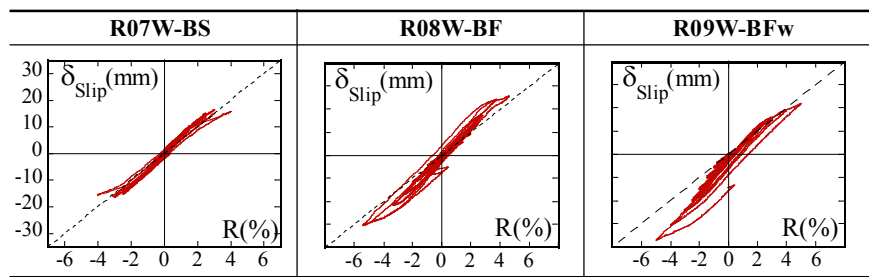


図-8 壁脚部滑り変位 δ_{slip} - 層間変形角R関係

は約63kN、R09W-BFwでは約44kNと推定される。スリム化を行った試験体では、R08W-BFは梁全体を鋼板による補強を行ったのに対し、R09W-BFwは梁端部だけの補強に留めたが、梁部分における負担せん断力に大きな差はみられなかった。しかし、試験体両側で異なる値を示す試験体も確認され、鋼板の負担せん断力は必ずしも一様でない。なお、最大耐力に対する梁鋼板全体の負担せん断力はR07W-BSで約5%、R08W-BFでは約10%、R09W-BFwでは約7%となっている。

3.3 試験体脚部滑り

図-7に示す位置において、補強試験体壁脚部の滑り変位の測定を行った。図-8に各補強試験体の滑り変位 δ_{slip} -層間変形角R関係をそれぞれ示す。なお、グラフ中の破線は滑り変位を層間変形角に置き換えた場合、層間変形角に対し50%であることを示す。R07W-BSにおける各ピーク時での層間変形角に対する滑り量は、加力開始から50%前後で推移し、R=1.5%時正負両側共に63%となった。全体的な滑り量はR=1.5%をピークに減少に転じた。最大耐力後の3.0%以降から滑り量の急激な減少がみられ、図-4の梁部材角-層間変形角関係においても、3.0%以降から梁部材角が増加していることから、3.0%以降で壁体全体に曲げ回転挙動が顕著となり相対的に滑り量が低下したとみられる。R08W-BFでは、負側でR=-1.5%時、正側でR=2.5%時に50%を上回り、R=4.0%時に正側における最大60%、R=4.0%で最大76%となった。R09W-BFwでは、加力開始から層間変形角の30%で推移し、1.0%のピーク時まで正負共に50%以下となっている。その後滑り量は増加を続け、正側で最大57%、負側で最大81%となった。R08W-BF及びR09W-BFwは、同じ状態で壁脚部にあと施工アンカーを施しているが、最大耐力後の壁脚部にお

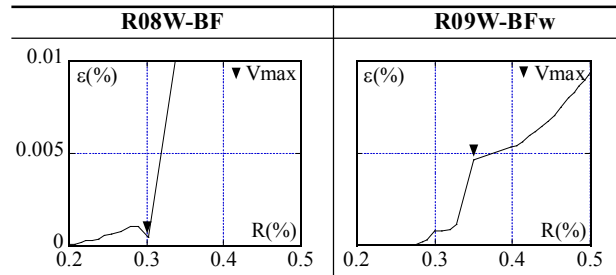


図-9 壁縦筋のひずみ ϵ - 層間変形角R関係

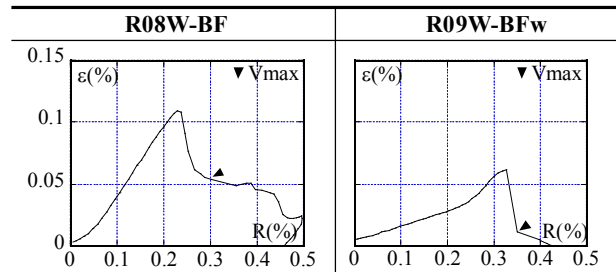


図-10 アンカー筋のひずみ ϵ - 層間変形角R関係

るコンクリートの破壊が進行し、相対的に補強壁のコンクリート強度が低下したため、アンカー筋に対する支圧強度が低下しアンカー筋の効果が弱まったと推測される。また、R08W-BFに比べR09W-BFwの負側の滑り量は大きい、側柱周辺の補強の違いによる影響とは考え難い。

3.4 壁縦筋・アンカー筋ひずみ量

図-7に示す位置において壁縦筋及びアンカー筋にひずみゲージを貼付け、ひずみの変化の測定を行った。その結果を図-9、図-10にそれぞれ示す。なお、グラフはR08W-BF及びR09W-BFwが最大耐力を記録したサイクル(R=0.5%)での壁縦筋及びアンカー筋のひずみの変化を示しており、壁縦筋についてはCB壁中央部における壁筋のひずみを測定し、アンカー筋については、測定時に圧縮側柱付近となった。両試験体共に最大耐力時前後において、

壁筋に急激なひずみの増加がみられた。これは、最大耐力時に壁板にせん断ひび割れが生じ、せん断ひび割れが開くことにより、コンクリートに加わる力の負担分が弱まり相対的に壁筋の負担量が増加したため、急激なひずみの増加が生じたと推測される。アンカー筋については、補強の際にグリースを塗布し付着を切ったが、加力中にアンカー筋のひずみが確認された。しかし、両試験体共に最大耐力直前でひずみの急激な減少がみられ、せん断損傷によるコンクリート破壊が壁脚部にまで達し、アンカー筋の付着強度が低下するとともに、アンカー筋に対するコンクリートの支圧強度が弱まり、ひずみの減少が生じたと推測される。

4. 強度評価式及び靱性指標の検討

4.1 最大耐力値及び強度計算値

本論における試験体について、各評価式により耐力評価を試みた。その結果を図-11に実験における最大耐力値と併せて示す。なお、CB壁基準試験体R06W-B0に関しては、通常の耐震壁と同様に強度を算定した。

曲げ強度 wM_{mu} は AIJ 靱性指針式²⁾より評価を行った。

$$wM_{mu} = a_g \sigma_y L_w + 0.5 \Sigma (a_w w \sigma_y) L_w + 0.5 N L_w \quad (2)$$

ここに、 wM_{mu} : 曲げ強度、 a_g : 引張側柱主筋全断面積、 σ_y : 柱主筋の降伏点強度、 L_w : 両側柱中心間距離、 a_w : 壁縦筋断面積、 $w\sigma_y$: 壁筋の降伏点強度、 N : 全軸力

せん断強度 V_u は AIJ 靱性指針式及び wQ_{su} は修正荒川 mean 式³⁾を用いて評価を行った。

AIJ 靱性指針式より

$$V_u = 0.5(1 - \beta) v \sigma_B t_w l_{wa} \tan \theta + t_w l_{wb} p_w w \sigma_y \cot \phi \quad (3)$$

ここに、 V_u : AIJ 靱性指針式によるせん断強度、 β : トラスによるせん断強度の負担比、 v : コンクリート圧縮強度の有効係数 ($v=0.7-\sigma_B/200$)、 σ_B : 躯体シリンダー圧縮強度、 t_w : 増設壁厚、 l_{wa} : アーチ機構の等価壁長さ、 θ : アーチ機構の圧縮束の角度、 l_{wb} : トラス機構の等価壁長さ、 p_w : 既存壁せん断補強筋比

修正荒川 mean 式より

$$wQ_{su} = \left(\frac{0.068 p_t^{0.23} (18 + \sigma_B)}{\sqrt{M/QD_w} + 0.12} + \sqrt{p_{sw} \sigma_y + 0.1 \sigma_0} \right) b_e \cdot j \quad (4)$$

ここに、 wQ_{su} : 修正荒川 mean 式によるせん断強度、 p_t : 等価引張鉄筋比、 D_w : 補強壁全長、 p_s : 等価横筋比、 σ_0 : 軸方向応力度、 b_e : 等価長方形断面幅、 j : 応力中心間距離 $j=7/8(D_w-D/2)$ 、 D : 側柱せい、但し、 $M/(QD_w) \leq 1$ のときは 1、 $M/(QD_w) \geq 3$ のときは 3 とする。

パンチングシア強度は文献⁴⁾に示される評価式を用い壁脚部について評価を行った。

$$wQ_{pu} = 2cQ_{pu} + wQ'_{su} + aQ_{su} \quad (5)$$

$$cQ_{pu} = K_{min} \tau_0 b D \quad (6)$$

$$wQ'_{su} = p_w w \sigma_y t_w l' \quad (7)$$

$$aQ_{su} = \min(0.7a\sigma_y \Sigma s_{ae} \text{ or } 0.4\sqrt{(Ec\sigma_B)\Sigma s_{ae}}) \quad (8)$$

$$K_{min} = 0.34/(0.52 + a/D) \quad (9)$$

ここに、 wQ_{pu} : 補強壁のパンチングシア強度、 wQ'_{su} : 補強壁(内法部分)のせん断強度、 cQ_{pu} : 側柱のパンチングシア強度、 aQ_{su} : あと施工アンカーのせん断強度、 τ_0 : 基本せん断強度、 l' : 内法長さ、 $a\sigma_y$: アンカー筋の降伏点強度、 s_{ae} : アンカー筋の断面積、 K_{min} : シアスパン比による最小強度係数、 a : 増設壁から側柱に伝達される水平力作用点からスタブフェイス位置までの距離、 Ec : σ_B に基づいて計算されるヤング係数、ここで、式(9)中の a については、鋼板の影響を考慮し、 $a=0$ とした。

計算強度算定において、補強試験体の壁部には既存CB壁と増打ちコンクリートの面積比から求めた平均強度を用いて計算した。また、パンチングシア強度の算定において、R07W-BSでは式(8)中前者の鋼材耐力で決まる値を採用し、R08W-BF及びR09W-BFwはアンカー筋として用いたPC鋼棒の強度が大きいため、(8)式中後者のコンクリートの支圧強度で決まる値を採用した。外部横補強材として用いた鋼板及びR09W-BFwにおける側柱外側部分の増打ち延長部分は、今回は計算強度に含んでいない。

補強試験体R07W-BSにおいて、実験値が曲げ耐力を上回った。せん断強度はAIJ靱性指針式によるせん断強度が過大となり、修正荒川 mean 式によるせん断強度は実験値を若干下回る値となった。補強壁厚のスリム化を行った試験体R08W-BF及びR09W-BFwは、AIJ靱性指針式によるせん断強度が実験値を上回る形で計算強度の中で最も近い値となった。他の曲げ強度 wQ_{mu} とせん断強度 wQ_{su} の計算結果は実験値を80%程度下回る結果となった。最大耐力はせん断により支配されたが、鋼板による横拘束効果が効果的に作用したために、最大耐力の80%時まで曲げ計算値に近い値で推移し、最大耐力後も曲げ壁と同様の挙動を示したと考えられる。パンチングシア強度に関しては、スリム化を行った試験体で、いずれの試験体においても計算強度は高い値を示している。両試験体の破壊性状において脚部での損傷が激しくなっており、今回の

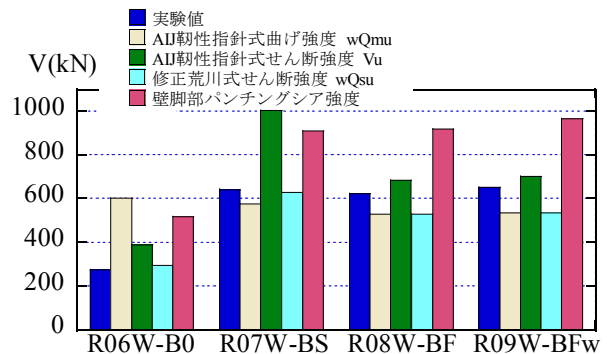


図-11 最大耐力及び計算値

場合、パンチングシアによる影響よりも、壁中央部のせん断ひび割れによる損傷が壁脚部まで達し、更に最大耐力後の曲げ挙動に伴う損傷も加わったため、壁脚部に損傷が集中したと推測している。各々の計算式により実験値に近い値は得られたが、計算強度評価に外部横補強材として用いた鋼板による影響をどの程度計算結果に含めるか、今後更に検討する必要がある。

4.2 靱性指標

各試験体において、修正荒川式 wQ_{su}/wQ_{mu} によるせん断余裕度及びAII靱性指針式によるせん断余裕度 V_u/wQ_{mu} から求めた靱性指標で評価を試みた。図-12にそれぞれの判定結果を示す。また、文献4)では以下の略算式により略算値Fが使用されている。

$$F=0.6+100R \quad (10)$$

文献2)において、最大耐力の80%に低下したときの層間変形角を限界変形と定義されていることから、本論においても、最大耐力の80%時のRを用いて略算値Fを求めた。その結果を図-12に併せて示す。また、層間変形角には図-8にみられるように脚部の滑り変位が含まれるため、滑り変位を含む場合のF値と、滑り変位を層間変形角から差し引いた場合のF値を算出した。

CB壁の基準試験体について、いずれの場合においてもF値の判定は1.0となった。文献3)によるせん断壁のF値1.0に適合する。補強試験体において wQ_{su}/wQ_{mu} はR07W-BSで1.1、スリム化を行った試験体は共に1.0となり、R07W-BSにおけるF値は線形補間した値で1.3、R08W-BF及びR09W-BFwは1.0となった。 V_u/wQ_{mu} はR07W-BSで1.75、スリム化を行った2体は共に1.3となり、耐震診断基準によるF値は2.0となる。略算値によるF値は、R07W-BSにおいて滑り変位を含む場合で3.6、滑り変位を差し引いた場合で1.8となった。スリム化を行った試験体では滑り変位を含む場合の略算値は3.1、滑り変位を差し引いた場合で1.7となった。いずれの補強試験体においても滑り変位を含むF値の値が滑り変位を差し引いたF値を大きく上回り、スリム化した試験体では、せん断ひび割れが生じたにも関わらずF=2.0を上回った。震災時の挙動には、滑

り変位等の要因が組み合わさり、全体的な層間変位となる。したがって、滑り変位のみを差し引き判定を行うことは困難である。そのため、スリム化を行った試験体の実験結果のように、通常せん断破壊後の急激な耐力低下が生じることを、曲げ壁のような安定した挙動となる場合に限り、十分に安全であるとみなされる状況の下で、層間変形角に滑り変位が含まれる場合での略算値で判定を行ってもよいと考えている。ただし、実補強においては、耐震改修指針の下、他の性能評価と照らし合せた上で十分に安全側となるよう検討を行う必要がある。

5. まとめ

- (1) 増打ちコンクリートによる補強量を低減し、コンクリートによる補強壁厚のスリム化を行った場合においても、無補強のCB壁と比べ耐力及び靱性が大幅に向上した。
- (2) 補強壁厚をスリム化した試験体は、側柱幅まで増打ちを行った場合と同程度の耐力を示し、せん断ひび割れは生じたが、急激な耐力低下が無く靱性もあるため耐震要素として有効である。
- (3) CB壁の補強においてコ形鋼板に代わり、壁部分の補強鋼板を延長し、増打ちコンクリートによるグラウト材で側柱を拘束した場合においても、コ形鋼板を用いた場合と同様の挙動を示した。
- (4) 実験的な検証上では閉鎖的に拘束され、かつ安定した挙動を示す状態の下で、滑り変位を含んだ層間変形角で算定した靱性指標F値の判定を行うことも可能であると思われる。しかし、実補強においては十分に安全側に評価を行う必要がある。

謝辞

本研究は、日本学術振興会の科学研究費補助金(基盤研究(A)20246091)(研究代表者:山川哲雄)によった。ポリスチレンフォームは(株)沖縄樹脂化学工業に多大な協力を頂いた。お世話になった関係各位に深く感謝致します。

参考文献

- 1) 山城浩二ほか:極厚無筋壁補強法を用いたCB造耐震壁の耐震補強実験、コンクリート工学年次論文集 vol.30, No.2, 2008
- 2) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靱性保障型耐震設計指針同解説, pp.120, 208-240, 1999.8.
- 3) 日本建築防災協会:2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, pp.32, 2002.1.
- 4) 日本建築防災協会:2001年度改訂版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, pp.259-290, 348-349, 2002.1.

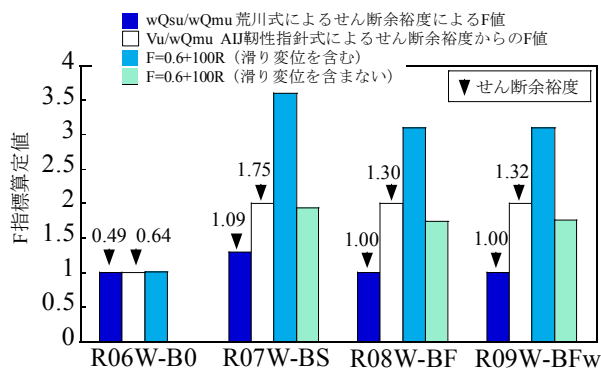


図-12 靱性指標F値