

論文 極厚無筋壁補強法を用いたCB造耐震壁の耐震補強実験

山城浩二*1・山川哲雄*2・森下陽一*3・高良慎也*4

要旨:山川らはコンクリートブロック(CB)造壁体を耐震要素として活用すべく、鋼板を型枠にコンクリートを側柱幅まで増し打ちし、コンクリート硬化後、そのまま鋼板をPC鋼棒で圧着し、外部横補強材として活用する耐震補強技術を提案している。本研究ではCB壁のせん断破壊を防止し、靱性の期待できる全体曲げ回転壁に変換することを目標として、この耐震補強技術をさらに改良し、一定鉛直荷重下の正負繰り返し水平加力実験を行い、鋼板にかわってデッキプレートを用いた2006年度の実験結果と比較検討を行い耐震性能の向上を確認した。

キーワード:耐震補強, CB壁, PC鋼棒, 鋼板, アンボンド, 増し打ち

1. 序

沖縄においては、RC造建築物のフレーム内に空洞コンクリートブロック(以下CBと略称)造の壁体を組み込むことが多いことが知られている。このCB壁は通常の構造設計においては地震力を負担しない帳壁として取り扱われ、耐震要素としては用いられていない。また、沖縄は地震地域係数が全国一小さい0.7であるため、相対的に耐震性能の低い建物が多いものと推定される。

山川らはこのようなCB壁を耐震要素として活用するため、合成極厚無筋壁による耐震補強法を提案している。これはCB壁にコンクリートを側柱幅まで増し打ちし、コンクリート硬化後に型枠として用いた鋼板を、緊結材であるPC鋼棒に緊張力を導入し、圧着する補強法である。これによりCB壁のせん断破壊が防止され、耐力と靱性の向上が図れることがわかっている。しかし、2006年度の実験においては、CB壁の増し打ち補強部と既存梁の境界においてスリップ破壊が発生し、目標とする全体曲げ回転壁の破壊モードには至らなかった。

そこで本研究では、型枠兼横補強材としてデッキブ

レートにかわり鋼板を用い、かつ梁中央部までコンクリートを増し打ちし、鋼板で側柱まで含めて横拘束した上で、増し打ち壁脚部にあと施工アンカーを配置した。このような耐震補強法により、CB壁を靱性の期待できる全体曲げ回転壁に変換出来るかどうかについて、一定鉛直荷重下において正負繰り返し水平加力実験を行って、前年度の実験結果と比較検討し、改善効果を検証することが本研究の目的である。

2. 実験計画

Fig. 1に示す試験体は実大の約1/3を想定したもので、175mmの正方形断面柱(M/(VD)=2.5)と梁(M/(VD)=2.6)からなるRC造フレームに、10×13段のCB壁を先積みし

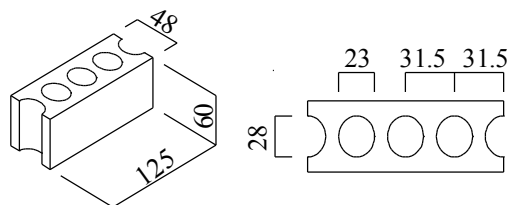


Fig. 2 Detail of concrete block (unit:mm)

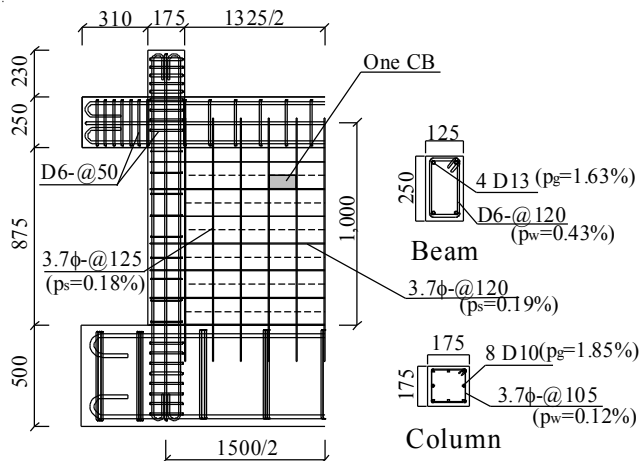


Fig. 1 Details of CB panel wall specimen (unit:mm)

Table 1 Properties of steel materials

	a (mm ²)	σ _y (MPa)	ε _y (%)	E _s (GPa)	
Rebar	D10	71	355	0.17	201
	D13	127	342	0.17	201
Panel wall and foop	3.7φ	11	683	0.31	202
Hoop and stirrup	D 6	32	504	0.24	194
Stud dowel	M16	153	245	-	-
PC bar	13φ	133	1220	0.61	200
Deck plate	t=1.2mm	-	268	0.13	203
Steel plate	t=2.3mm	-	331	0.16	221

Notes: a=cross sectional area; σ_y=yield strength of steel; ε_y=yield strain of steel; E_s=Young' modulus of elasticity.

*1 東設計工房 (株) (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 琉球大学理工学研究科大学院生(博士後期課程)・工修 (正会員)

Table 2 Compression strength of concrete (MPa)

	Concrete	Block prism	Add. concrete or mortar
R06W-B0	26.7	13.6	-
R06W-BR			25.7(mortar)
R07W-B0	22.7	10.1	29.6
R07W-BU		12.4	25.7

Table 3 Mixing rate of concrete

	C (kg/m ³)	W (kg/m ³)	S (kg/m ³)	G (kg/m ³)	W/C (%)	Sramp (cm)
R06W-B0	274	181	923	907	71	18
R06W-BR						
R07W-B0	248	185	907	934	75	18
R07W-BU						

Notes: C=cement; W=water; S=fine aggregate; G=coarse aggregate.

た。Fig. 2にコンクリートブロックの詳細を示す。コンクリートブロックの寸法は、通常規格の約1/3で製作したものであり、全断面積に対するプリズム強度が約10MPa以上あり、C種ブロックに相当するものである。Table 1に、試験体を用いた鋼材の力学的性質を示す。なお、Table 1中のM16 Stud dowelの力学的性質は、JIS規格(JIS G 3101:2004)を用いた。Table 2に各試験体を用いたコンクリートの圧縮強度を、Table 3に試験体躯体に用いたコンクリートの配合を示す。

Fig. 3に示す実験装置によりそれぞれの柱に軸力比0.2の一定鉛直荷重をかけ、水平ジャッキにて正負繰り返し水平加力実験を行った。水平加力は柱梁接合部中心での平均水平変位 δ が、1.25mm、2.5mmで正負1回ずつ繰り返し、水平変位 $\delta=5$ mmからは5mmずつの増分で($\delta=7.5$ mmを含む) $\delta=30$ mmまで各2回ずつ、最終的に $\delta=40$ mmまで繰り返し加力した。

実験に用いた試験体の一覧をTable 4に示す。試験体

- ① Vertical loading reaction frame
- ② Servohydraulic actuator
- ③ Load cell
- ④ Counterbalance
- ⑤ Specimen

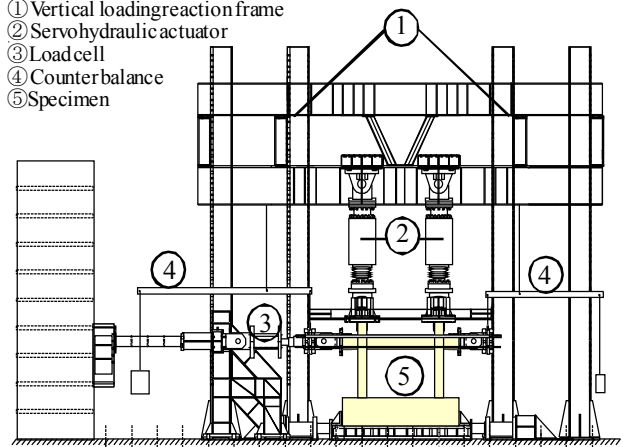


Fig. 3 Test setup

R06W-B0は無補強の基準試験体である。試験体R06W-BRはR06W-B0と同様の試験体に、市販のデッキプレート($t=1.2$ mm)とチャンネル形鋼板($t=2.3$ mm)を型枠として、モルタルを側柱幅まで増し打ちし、モルタル硬化後に吊りボルトとして用いたM12中ボルト(JIS準拠)に緊張力を約1,000 μ 導入し、鋼板を増し打ちモルタルに圧着する耐震補強法を施したものである。また、柱と柱に巻き立てたチャンネル形鋼板の隙間にはグラウトを施し密着させている。この2体の試験体は2006年度に実験を行ったものであり、実験結果の比較検討のためここに再掲する。R06W-BRにはデッキプレートを用いたため、増し打ちには流動性を重視しモルタルを使用した。R07W-B0は壁板部分の補強を梁せいの中央部まで延長したものである。また、デッキプレートに替わり柱部分と同じ通常の鋼板($t=2.3$ mm)を使用し、増し打ちにはコンクリートを用いた。これは、2006年度の実験においては増し打ち時の側圧による鋼板の膨らみを抑えるため、面外曲げ剛性の大きいデッキプレートを使用した。結果としてはデッ

Table 4 Details of test specimens (unit: mm)

	R06W-B0 ¹⁾	R06W-BR ¹⁾	R07W-B0	R07W-BU
Specimen				
Cross section				
σ_B (MPa)	26.7	26.7	22.7	22.7
Common details	Axial force ratio: $N/(bD\sigma_B)=0.2$ (per column); Reinforcement in column: main reinf.: 8-D10($p_g=1.85\%$), hoop: 3.7 ϕ -@105($p_w=0.12\%$); Reinforcement in beam: main reinf.: 4-D13($p_g=1.63\%$), stirrup: D6-@120($p_w=0.43\%$); Reinforcement in panel wall: horizontal: 3.7 ϕ -@120($p_g=0.19\%$), vertical: 3.7 ϕ -@125($p_g=0.18\%$);			

キプレートの波状断面が伸びてしまい、期待された効果は得られなかったためである。さらにスタブと増し打ち部分の境界部には、M16のSS400鋼を Stud dowelとして計14本施した。このアンカー筋はせん断力のみには抵抗し、曲げ強度に寄与しないよう、ビニールテープを巻き付けた上にグリースを塗布し、増し打ちコンクリートとの付着を切った。また、緊結材も中ボルトではなく、せん断強度の大きいφ13のPC鋼棒を使用した。R07W-BUはR07W-BSとまったく同じ補強法であるが、試験体製作時において側柱主筋の内法高さ全体を塩化ビニルチューブで覆い、コンクリートとの付着を切っている。これは、本補強法をRC壁に適用した場合において、破壊性状が全体曲げ回転壁となった場合、大変形時に鉄筋のひずみが柱脚部の曲げひび割れ部分に集中し、早期に鉄筋が破断してしまうため、主筋の付着を切ることによりひずみが分散し、破断が緩和され、変形性能の増大が期待できるかどうかを検証するためのものである。ただし、これは新築時にしか適用できないため、既存建物への耐震補強としてではなく、鉄筋の破断による変形性能への影響を検証するために計画した。

3. 実験結果及び考察

3.1 荷重-変形関係

Fig. 4に実験により得られた水平耐力Vと水平変位δの関係、及び実験終了時のひび割れ状況を示す。V-δグラフ中の破線で示した直線は最大荷重の80%を示している。なお、水平変位δ=10mmで部材角R=1%であるが、壁体脚部での滑り変位が含まれるため、実際の部材角とは一致しない点に留意し、水平変位(mm)で表示している。

CB壁の基準試験体であるR06W-B0は、水平変位

δ=1.25mmでCB壁部分にせん断ひび割れが生じた。水平変位δ=3mmで柱頭部にせん断ひび割れが生じ、そこで最大耐力約272kNとなった。水平変位δ=7.5mmで柱頭のせん断ひび割れをつなぐように側柱にせん断ひび割れが抜け、スリップ破壊が生じ耐力が低下したため、実験を終了した。ちなみに、文献1)によるとCB壁の無いオープンフレームの最大水平耐力は114kN、最大変位は25mmであり、CB壁により水平耐力が約2.4倍増加し、最大耐力の80%に低下した時点での変形性能は、大きく低下して16%程度にとどまった。

CB壁体部分に耐震補強を施した試験体R06W-BRは、水平変位δ=5mmで柱頭にせん断ひび割れが生じ、最大荷重約473kNとなった。その後耐力は低下し、水平変位δ=10mmで最大荷重の80%以下となり、水平変位δ=20mmで破壊が顕著となり、実験を終了した。最大荷重は基準試験体R06W-B0の2倍近く上昇(約200kNの増加)し、変形性能もほぼ2倍に増大した(約5mmの増加)。しかし、梁下部分までの補強ではCB壁と梁境界部でモルタル(無筋)が一体となっていないためせん断耐力が小さく、側柱頭部でのパンチングシアにより水平耐力が支配された。また、増し打ちしたモルタルにはFig. 4に示すように、柱に沿うような形で縦にひび割れが入っており、デッキプレートによるせん断補強効果も十分でなかったものと思われる。

梁せいの中央部までコンクリートを増し打ちした上で鋼板補強を延長し、壁脚部にアンカーを施した試験体R07W-BSは、水平変位δ=5mmで柱脚部に曲げひび割れが発生し、水平変位δ=-25mmで最大荷重約-642kNとなった。その後水平変位が進むと共に、柱脚部の曲げひび割れが拡大し、水平変位δ=30mmより柱脚部の側柱主筋が

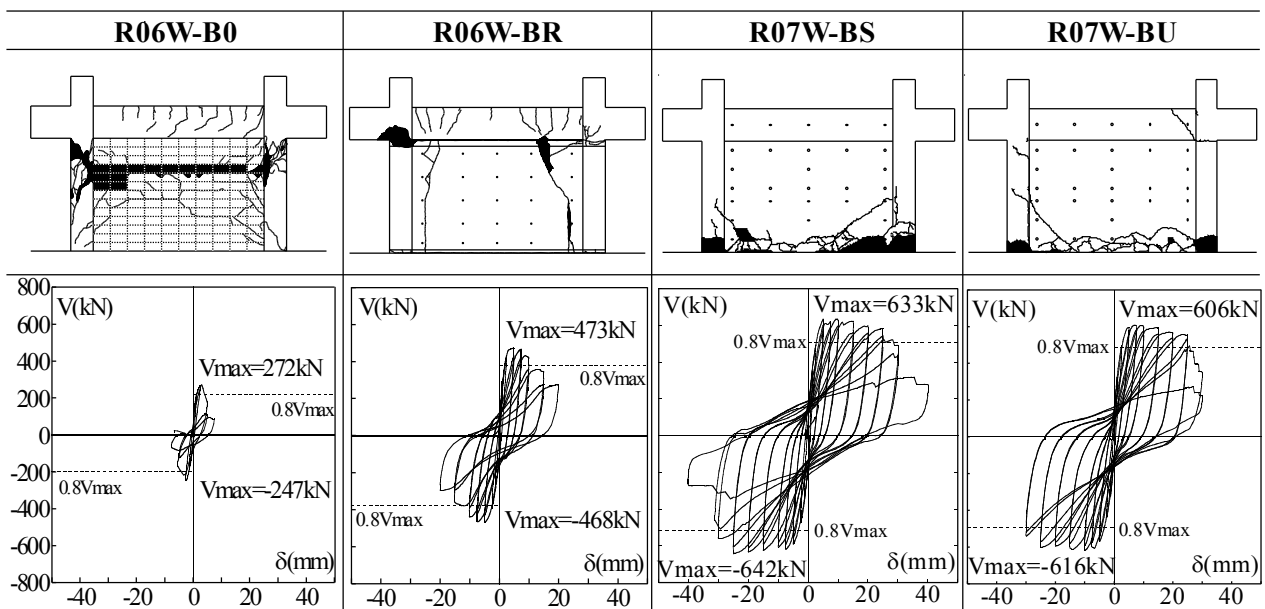


Fig. 4 Experimental V-δ relationships and crack patterns

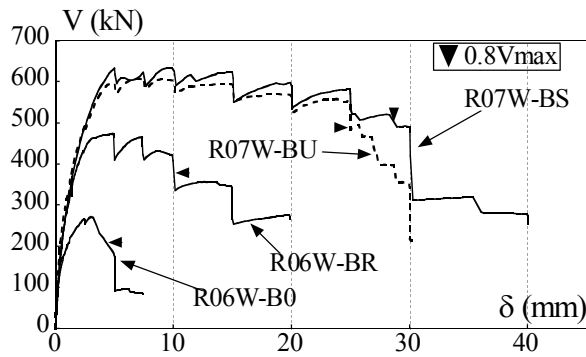


Fig. 5 Skelton curves

破断し始め、水平変位 $\delta=40\text{mm}$ で実験を終了した。R06W-BRと比較して柱頭部での破壊が防がれ、曲げ回転壁となったことにより、耐力と靱性が共に大きく改善されたことがわかる。

R07W-BSと同じ補強法で、試験体の柱主筋のコンクリートとの付着を切った試験体R07W-BUは、水平変位 $\delta=2.5\text{mm}$ 時に柱脚部に曲げひび割れを生じ、水平変位 $\delta=10\text{mm}$ で最大荷重約 -616kN となった。この時、壁よりひび割れが入るような音がし、わずかながら耐力が低下したため、内部でCB壁に比較的大きなせん断ひび割れが入ったと思われる。水平変位 $\delta=25\text{mm}$ で主筋が破断しはじめ、 $\delta=30\text{mm}$ で片側の柱のみ全て破断し、もう一方の柱主筋は健全なまま残り実験を終了した。R07W-BSと比較し、主筋の付着を切った事による変形性能の改善は見られず、むしろ主筋の破断が早まり、変形性能は小さくとどまった。材料試験において柱主筋の破断伸びは20%以上あるので、仮にアンボンド化した部分全体に理想的にひずみが分散し、壁体が剛体回転した場合は、部材角にして $R=10\%$ 程度まで変形できるはずであるが、実際は付着がある場合とほとんど変わらずに $\delta=25\text{mm}$ ($R=2.5\%$)程度で破断を起こした。これより、主筋の破断は付着とは関わりが無く、正負繰り返し加力による局所的なキンキングや、それに伴う低サイクル疲労などによって引張強度が低下し、結果として破断が引き起こされたことも可能性として考えられる。

Fig. 5に、実験により得られた各試験体のV- δ 関係のスケルトンカーブを示す。補強を施した試験体はいずれも、 $\delta=3\text{mm}$ 程度までは同程度の剛性を持っているが、R06W-BRは $\delta=5\text{mm}$ 時に柱頭にせん断ひび割れを生じ、 $\delta=10\text{mm}$ 以降は柱頭でのパンチングシア破壊により耐力が大きく低下した。試験体R07W-BS及びR07W-BUは $\delta=25\text{mm}$ の時点までは、耐力も低下せずほぼ同じカーブを描いているが、R07W-BUは $\delta=25\text{mm}$ 以降鉄筋の破断により耐力が大きく低下した。R07W-BUは $\delta=10\text{mm}$ で大きな音がしたため、内部CB壁にせん断ひび割れが入ったと思われるが、その原因については、ブロック積み上げ時において施工途中で目地のモルタルに加水してしまったために、

モルタルの品質がばらつき、均一な施工とならなかったためと思われる。また、主筋の付着の有無による変形性能への影響は見られなかった。

3.2 滑り変位

2007年度実験を行った試験体R07W-BSとR07W-BUについては、Fig. 6に示す壁脚部中央位置に変位測定板を壁板両面に設置し、壁脚部での滑り量の測定を行った。その結果をFig. 7に示す。グラフの横軸は、梁の材軸高さにおける水平変位であり、縦軸が壁脚部での水平滑り量である。グラフ中の破線は水平変位に占める滑りの割合が50%であることを示す。R07W-BSの滑り変位は、実験開始から一貫して水平変位の50%程度であり、 $\delta=30\text{mm}$ を超えたあたりでやや滑りが減少している。

R07W-BUもR07W-BSとほぼ同じ挙動を示し、2回目の $\delta=30\text{mm}$ 時においてR07W-BSと同様に、滑りが減少している徴候も見られるが、 $\delta=30\text{mm}$ で実験を終了したため、これ以降の挙動は明らかではない。

3.3 鋼板のせん断力負担

試験体R07W-BSとR07W-BUは鋼板の負担するせん断力を測定するため、Fig. 6に示す位置に三軸ひずみゲージを貼付し、以下の式(1)によりせん断ひずみを算定した。

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

Fig. 8は式(1)より求めた鋼板1枚当たりの負担せん断力である。どちらの試験体も両面合わせて最大 20kN 程度で

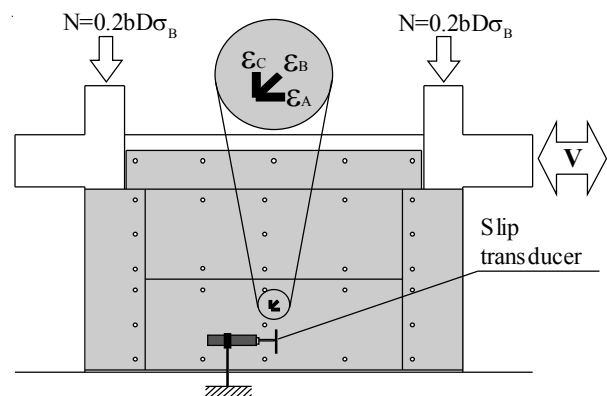


Fig. 6 Position of transducer and three axis strain gauges

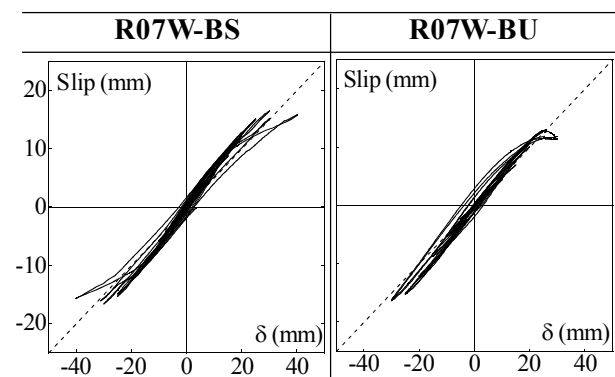


Fig. 7 Sliding displacement

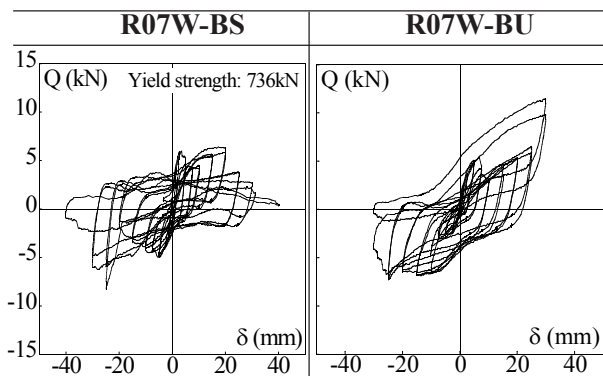


Fig. 8 Calculated shear force based on measured strain of steel plate

あり、補強壁の水平耐力に対して10%にも満たない小さな値となっている。また、Fig. 8に示すように鋼板のみのせん断降伏耐力は736kNである。したがってせん断力の大部分は躯体と増し打ちコンクリート部分で負担し、壁部分の鋼板は増し打ちコンクリートの剥落防止程度の役割しか持っていなかったものと考えられる。

3.4 エネルギー吸収量

Fig. 9に各試験体の累積エネルギー吸収量を示す。エネルギー吸収量は各サイクルの水平変位に水平耐力を乗じて累積したものである。試験体R07W-B及びR07W-Uは補強法の改良により、R06W-Bと比較して同じ水平変位でも60%から90%程度の吸収エネルギー量の向上が図れた。しかし、ここでも主筋の付着を切ったことによる効果は認められず、最大耐力も低かったため、R07W-Uは水平変位毎に見てもR07W-Bより若干低い結果となった。

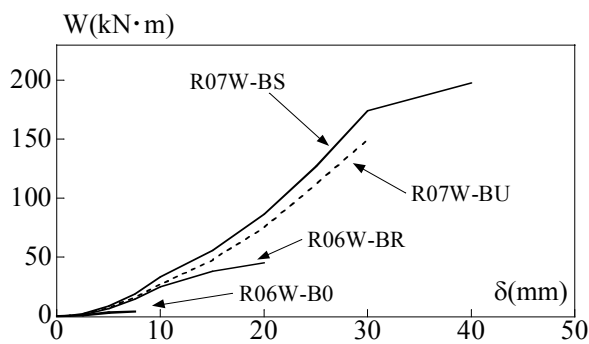


Fig. 9 Accumulated absorbed energy

4. 解析的検討

4.1 水平耐力

Fig. 10に各試験体の曲げ及びせん断強度の計算値を示す。曲げ強度はAIJの靱性指針式³⁾、せん断強度はAIJの靱性指針式³⁾及び修正荒川mean式⁵⁾を用い、通常の耐震壁として、増し打ち部分も壁厚に含めて算定した。また、パンチング Shea強度には文献4)に示された式により求め、R06W-BとR06W-Bは壁頂部と壁脚部共通の値を、R07W-BおよびR07W-Uの壁頂部は鋼板の補強によって、壁脚部より十分大きい耐力を持つため、壁脚部の値

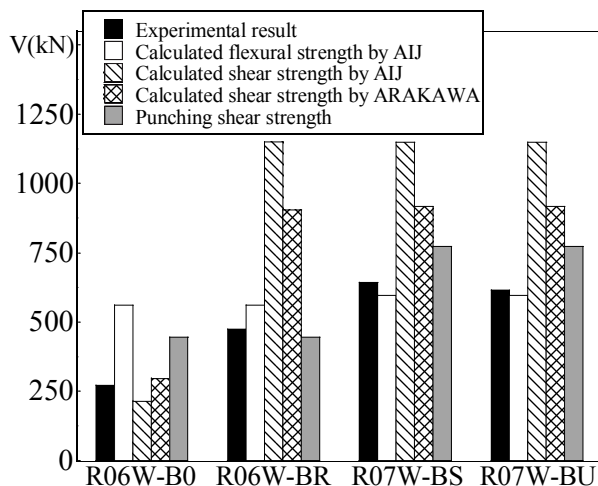


Fig. 10 Experimental results and calculated strength

を示す。なお、各強度の算定にはTable 1及びTable 2の値を用い、コンクリート強度は試験体躯体の強度を用いた。鋼板のせん断力負担分は計算強度に含めていない。

基準試験体R06W-Bはスリップ状のせん断ひび割れが壁から柱に抜け、せん断破壊で水平耐力が支配された。それに対して補強を施した試験体はR06W-Uを除いても、壁厚が増すことによってせん断強度が大きく向上し、曲げ強度を上回っている。ここではCB壁をRC壁と同じ扱いで算定しているが、鋼板のせん断強度を無視しているので、実際のせん断強度はこれと同等か、より高い値である可能性もある。

R06W-Uは梁下までしか補強を施さなかったため、柱頭部のパンチング Sheaにより水平耐力が支配され、曲げ強度には達しなかった。それに対してR07W-BとR07W-Uは梁せいの中央まで補強を延長し、壁脚部にあと施工アンカーを配置したことによって、柱頭と柱脚部のパンチング Sheaが共に防がれ、全体曲げ回転壁となったことで、曲げ破壊により最大耐力が支配されたことがわかる。Fig. 10より、R07W-BとR07W-Uの曲げ耐力については、AIJの靱性指針式によって良好に評価できていることがわかる。

4.2 靱性指標

既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説⁵⁾の定義による靱性指標Fは、せん断壁でF=1、曲げ壁は最大F=2となっている。また、せん断壁は通常において部材角R=0.4%前後で最大強度に達しせん断破壊することが知られており、このことに注目して文献6)では、次の(2)式が靱性指標Fの略算式として利用されている。

$$F = 0.6 + 100R \quad (2)$$

本実験において基準試験体R06W-Bは $\delta = 5\text{mm}$ ($R = 0.5\%$)で最大耐力に達しており、通常の耐震壁とほぼ同様の挙動を示している。したがって、本研究でも最大耐力から20%低下した時点での部材角Rを用いてF値の

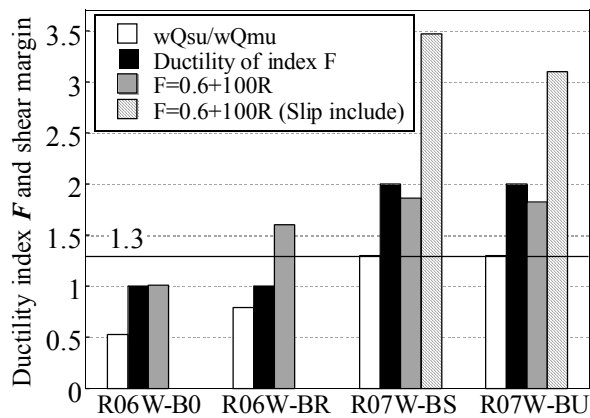


Fig. 11 Ductility index F and shear margin

評価を試みる。F値の算定に用いる部材角 R については、試験体 R06W-B0 および R06W-BR は Fig. 4 に示した層間変位を階高で除した値を部材角として用いた。試験体 R07W-BS および R06W-BU は柱脚部において滑りが発生しているために、水平変位 δ をそのまま階高で除しても正確な部材角とはならない。そこで水平変位 δ から Fig. 7 に示した滑り変位を除いた変位を用いて部材角を算定した。Fig. 11 に各試験体のせん断余裕度、耐震診断基準による F 指標算定値と式(2)による F 指標略算値を示す。ここで wQ_{su} は耐震壁のせん断強度計算値、 wQ_{mu} は曲げ強度計算値である。 wQ_{su} は安全側を見て修正荒川 mean 式を採用し、 wQ_{mu} は AIJ 靱性指針式によった。

基準試験体 R06W-B0 のせん断余裕度は 0.53 で、せん断破壊を起こしているため耐震診断基準による F 指標は 1.0 となる。略算式(2)による F 指標は 1.01 となり、耐震診断基準による結果とよく合致する。

R06W-BR はせん断余裕度が 0.79 で耐震診断基準による F 値が 1.0、略算式による F 値が 1.61 となった。

R07W-BS と R07W-BU はせん断余裕度が 1.3 で耐震診断基準による F 値が 2.0 となり、略算式による F 値は R07W-BS が 1.86、R07W-BU が 1.82 となった。補強を施した試験体は、略算式による F 値が耐震診断基準の F 値より小さくなる結果となった。しかし、壁体脚部での滑りを部材角に含めて考えた場合、最大耐力から 20% 低下した時点での部材角を用いた略算式(2)による F 値は、R07W-BS が $R=2.87\%$ で $F=3.47$ 、R07W-BU が $R=2.5\%$ で $F=3.1$ となり、耐震診断基準に定める最大値 $F=2.0$ を大きく上回って評価できる。また、耐震診断基準において曲げ壁は $F=2.0$ で部材角 $1/82$ ($R=1.22\%$) であり、以後耐力を失うと想定されている⁹⁾。この部材角における耐力低下率はそれぞれ R06W-BR が 25%、R07W-BS が 18%、R07W-BU が 9% である。ここでも滑り変位を部材角に含めて考えると、R07W-BS と R07W-BU は共に 1% のみの低下である。R07W-BS と R07W-BU はパンチングシア破壊が防がれたことにより耐力の急激な低下が抑えられ、最大耐力の

80% 以上を維持している。したがって、本来は耐震要素として扱われない CB 壁であっても本補強法を施すことにより、曲げ回転壁として耐震診断基準との整合性を持って靱性を評価できることがわかった。しかし、層間変形中に占める滑り変位を部材角に含めるかどうかにより、略算式(2)による F 値が大きく変動するため、この滑り変位をどのように処理するかについては今後の検討課題である。

5. 結論

- (1) 型枠兼横補強材に鋼板を使用し、壁部分の補強を梁せいの中央まで延長した上で緊張 PC 鋼棒で鋼板を圧着し、さらに壁脚部にスタッドジベル用あと施工アンカーを施す本補強法によって、水平耐力が増大し、壁体のせん断破壊を防止し、靱性に富んだ全体曲げ回転壁に変換できることがわかった。
- (2) せん断力のほとんどは既存躯体と増し打ちコンクリートにより負担され、鋼板によるせん断力の負担は全体の 1/10 以下であった。ただし、側柱を含めた鋼板による横補強は柱脚部において、コンクリートの剥落を防止し、耐力低下を抑えるために重要な役割を果たしている。すなわち、鋼板を外部横補強材として緊張 PC 鋼棒により圧着することは、靱性の確保に役立っている。
- (3) CB 壁の場合、側柱の主筋とコンクリートとの間の付着を切ることによる変形性能の増大は認められなかった。
- (4) 靱性指標値 F に滑り変位を含めるかどうかについては、今後の検討課題である。

謝辞

本研究は、日本学術振興会の平成 17 年度科学研究費補助金(基盤研究(B)17360272)「コンクリートを増し打ちした極厚壁に緊張 PC 鋼棒で鋼板を圧着した耐震補強法の応用」(研究代表者：山川哲雄)によった。

参考文献

- 1) 森下陽一, 山川哲雄, 高良慎也, 山城浩二: 耐震補強した CB 造耐震壁の正負繰り返し水平加力実験, 日本建築学会学術講演梗概集(九州)C-2, pp.913-914, 2007.8.
- 2) 山城浩二, 山川哲雄, 高良慎也, Md.Nafur RAHMAN: 耐震補強した RC 造耐震壁の正負繰り返し加力実験, 日本建築学会学術講演梗概集(九州)C-2, pp.465-466, 2007.8.
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, pp. 208-240, 1999. 8.
- 4) Park, R. and Paulay, T. Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, pp. 319-325, 1975.
- 5) 日本防災協会: 2001 年度改訂版既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準・同解説, pp.112-149, 2001.10
- 6) 大竹直人, 山本泰稔, 洪忠憲, 上田洋一, 鈴木基之: 鋼板内蔵型 RC 柱による外付耐震補強工法に関する研究(その 11), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), 2003. 9