

# 論文 スリム化した合成極厚無筋壁補強法の水平加力実験

上江洲靖\*1・山城浩二\*2・山川哲雄\*3・森下陽一\*4

**要旨:** 中低層RC造建築物の強度・靱性タイプの耐震補強法として、山川らは合成極厚無筋壁工法を既に発表している。この合成極厚無筋壁は壁厚が柱幅と同じであるので、せん断強度が大きく、せん断破壊することがない。すなわちせん断強度が過大であるので、せん断余裕度が大きい。したがって、壁厚をスリム化しても鋼板で閉鎖的に横拘束すれば、靱性に富んだ全体曲げ降伏が期待できると考えられる。そこで、壁厚をポリスチレンフォームで補う事により従来どおり柱幅と同じ長方形断面とし、鋼板で閉鎖的に横補強した合成極厚無筋壁の弾塑性挙動を検討し、壁厚のスリム化が可能かどうかを検証したものである。

**キーワード:** 耐震補強, ピロティ, 増し打ち, 鋼板, PC鋼棒, ディスクアンカー

## 1. 序

山川らはRCフレーム内に鋼板を型枠として、柱幅までコンクリート増し打ちし、コンクリート硬化後に型枠のセパレーターとして用いたPC鋼棒に緊張力を導入し、鋼板を横拘束兼せん断補強材として圧着する合成極厚無筋壁工法を提案している。この補強法によって、架構全体の強度と靱性が大幅に改善された。しかし、壁厚が極端に厚いのでせん断強度が大きく、せん断余裕度も大きくなる。一方、無筋壁とはいえその重量も大きくなる。したがって、せん断破壊を防止し、全体曲げ降伏を生じる適正な壁厚を検討することも必要であると考え、補強壁厚のスリム化を検討した。そのために、増し打ちコンクリート壁部分が薄くなる分、ポリスチレンフォームで補う事により、従来の柱幅と同じ長方形断面を確保した。その上で、鋼板で閉鎖的に横補強した。断面が単純な長方形であるので鋼板加工も容易であり、また施工も単純化される。せん断力を受けた無筋コンクリート補強壁は、万一せん断破壊しても面外方向にはじけることはなく、損傷したコンクリートをそのまま閉じ込めることになるので、強度と靱性を維持出来るものと期待される。以上のことを検証するために、ポリスチレンフォームで補強壁部分をスリム化した合成極厚無筋壁試験体を製作し、一定軸圧縮力下の正負繰り返し水平加力実験を行った。

## 2. 実験計画

実験に用いた試験体の一覧を Fig. 1 に示す。また、Table 1 に試験体躯体に用いたコンクリートの配合を、Table 2 に試験体に用いた鋼材の力学的性質を示す。試験体は実大の約1/3を想定したもので、一辺175mmの正方形断面柱(M/(VD)=2.5)及び、梁(M/(VD)=2.6)からなるRCフレームである。試験体R05P-P0は無補強の基準試験体である。この試験体は2005年度に実験を行ったものであり、実

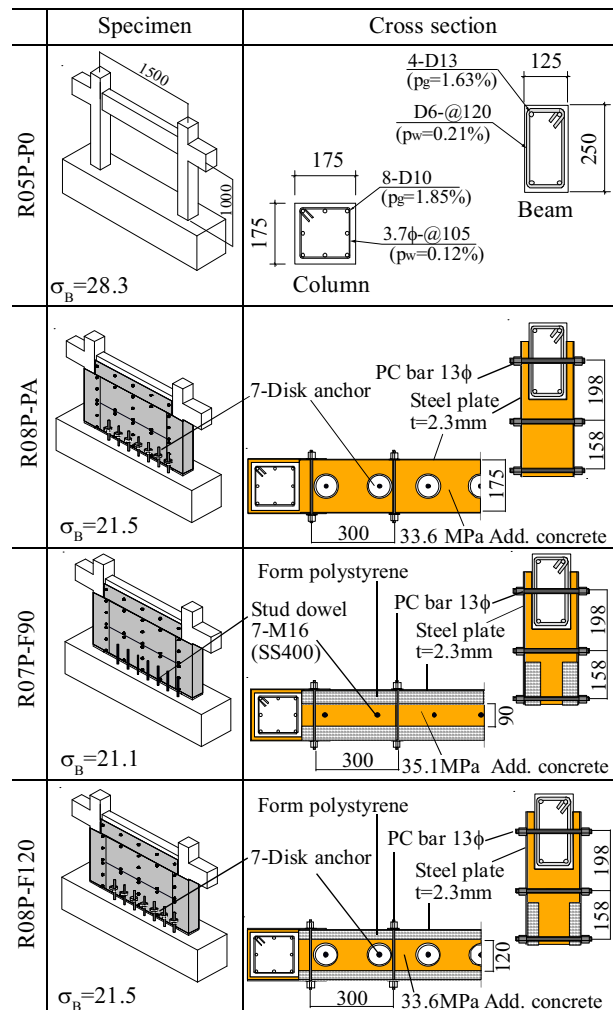


Fig. 1 Details of test specimens (unit: mm)

Table 1 Mixing rate of concrete

Series	C (kg/m <sup>3</sup> )	W (kg/m <sup>3</sup> )	S (kg/m <sup>3</sup> )	G (kg/m <sup>3</sup> )	W/C (%)	Slump (cm)
R05P	236	186	959	886	79	18
R07P	248	185	907	934	75	18
R08P	227	179	1008	867	79	21

C:cement, W:water, S:fine aggregate, G:coarse aggregate.

\*1 琉球大学 理工学研究科修士課程 (正会員)  
 \*2 琉球大学 理工学研究科修士課程 (正会員)  
 \*3 琉球大学 工学部教授・工博 (正会員)  
 \*4 琉球大学 工学部准教授・工博 (正会員)

Table 2 Properties of steel material

		a (mm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (MPa)	$\epsilon_y$ (%)	E (GPa)
Rebar	D10	71	355	0.17	201
	D13	127	359	0.17	179
Hoop	3.7 $\phi$	11	617	-	188
	D6	32	449	0.24	153
Stud dowel	M16	SS400*1	245	-	-
		SNB7*2	765	-	-
PC bar	13 $\phi$	133	1220	0.61	200
Steel plate	t=2.3mm	-	358	0.16	218

Notes:a:cross sectional area,  $\sigma_y$ :yield strength of steel,  $\epsilon_y$ :yield strain of steel, E:Young's modulus of elasticity.

\*1: based on JIS G 3101; \*2: based on JIS G 4107.

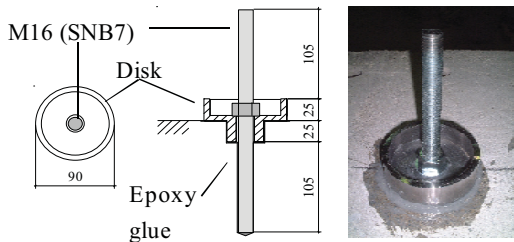


Fig. 2 Details of disk anchor (unit: mm)

験結果の比較検討のためここに再掲する。補強試験体 R08P-PA は、増し打ちコンクリートを側柱幅まで打設した試験体である。この試験体は、壁脚部にすべり防止のため、Fig. 2に示すディスクタイプのあと施工アンカーを7本配した。これは接着系アンカーと皿状のディスクの複合により、高いせん断すべり強度を持つものである。型枠のセパレーターとして使用したPC鋼棒に、緊張力2500 $\mu$ を導入した。補強試験体 R07P-F90 は、壁鋼板の内側にポリスチレンフォームを貼り付け、補強壁の厚さを90mmにしたものである。このポリスチレンフォームは断熱材として供されているものであり、軽量で加工しやすいため、応力を負担しない充填材として使用した。また、壁脚部のあと施工アンカー筋にはM16のSS400鋼を使用し、引抜きによって曲げ強度に寄与しないように、ビニールテープを巻きつけた上にグリスを塗布し、増し打ちコンクリートとの付着を切った。壁板のPC鋼棒に緊張力は導入されるが、ポリスチレンフォームのヤング率は約4MPa(ひずみ5%時圧縮強度0.2MPa)と小さく、圧縮変形してしまうため、緊張ひずみは約450 $\mu$ に留まっている。R08P-F120はポリスチレンフォームの厚さを変えて、補強壁の厚さを120mmとし、R08P-PAと同じディスクタイプのあと施工アンカーを施したものである。PC鋼棒の初期緊張ひずみはR07P-F90と同様に約450 $\mu$ である。

Fig. 3に示す加力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、正負繰り返し水平加力実験を行った。水平加力は側柱の層間変形角Rが、0.125%、0.25%で正負1回ずつ繰り返し、R=0.5%からは0.5%ずつの増

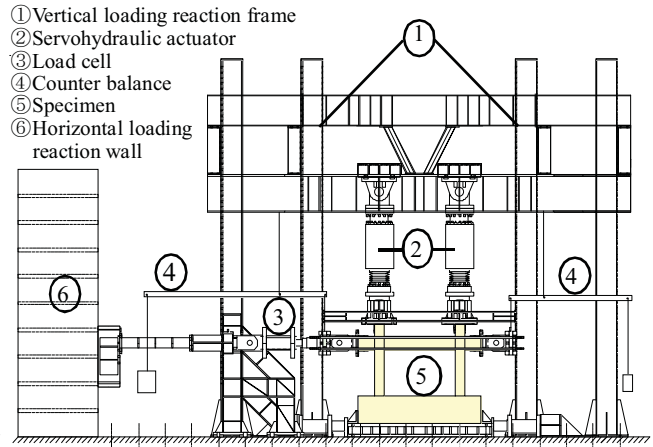


Fig. 3 Test setup

分で(R=0.75%を含む)R=3.0%まで各2回ずつ、R=4.0%からは1.0%ずつの増分で各1回、最終的にR=5.0%まで繰り返し加力した。

### 3. 実験結果および考察

#### 3.1 荷重-変形関係

Fig. 4に水平耐力Vと層間変形角Rの関係、及び実験終了時のひび割れ状況を示す。V-Rグラフ中の破線は最大耐力の80%を示している。また、Table 3に実験により得られた最大耐力と柱主筋が降伏した時点での耐力及び、最大耐力の80%の値をそれぞれの各層間変形角とともに示す。

RCフレームのみの基準試験体である試験体R05P-P0は、R=0.5%からR=1.0%にかけて柱と梁に曲げひび割れを生じ、柱主筋が降伏し、R=-1.0%の負側で最大耐力約119kNを記録した。その後、R=-2.5%で柱にせん断破壊を生じて実験を終了した。柱のせん断補強筋比が0.12%と低いために、曲げ降伏後のせん断破壊となった。

ディスクタイプのあと施工アンカーを使用し、側柱幅までコンクリートを増し打ちした試験体R08P-PAは、R=0.31%時に主筋が降伏し、その直後のR=0.5%時で押し引き共に最大耐力に達した。その後押し側でR=1.0%時まで、引き側でR=2.5%時まで最大耐力の80%以上を維持した。R=0.5%の2度目のサイクルで、試験体内部より大きな音がし、水平耐力とあと施工アンカーのひずみが一時低下した。このとき壁脚部でパンチングシヤ破壊が生じたと思われる。R=2.5%の2度目のサイクルから主筋の破断が始まり、耐力が急激に低下し、その後主筋がすべて破断したため、R=3.0%で実験を終了した。

壁厚90mmの試験体R07P-F90は、R=0.23%で主筋が降伏し、その直後のR=0.5%で最大耐力約534kNとなった。このとき、壁から大きなひび割れ音がし、一時水平耐力が低下したため、この時点で壁体にせん断ひび割れが発生したと思われる。その後比較的小さなひび割れ音が続き、

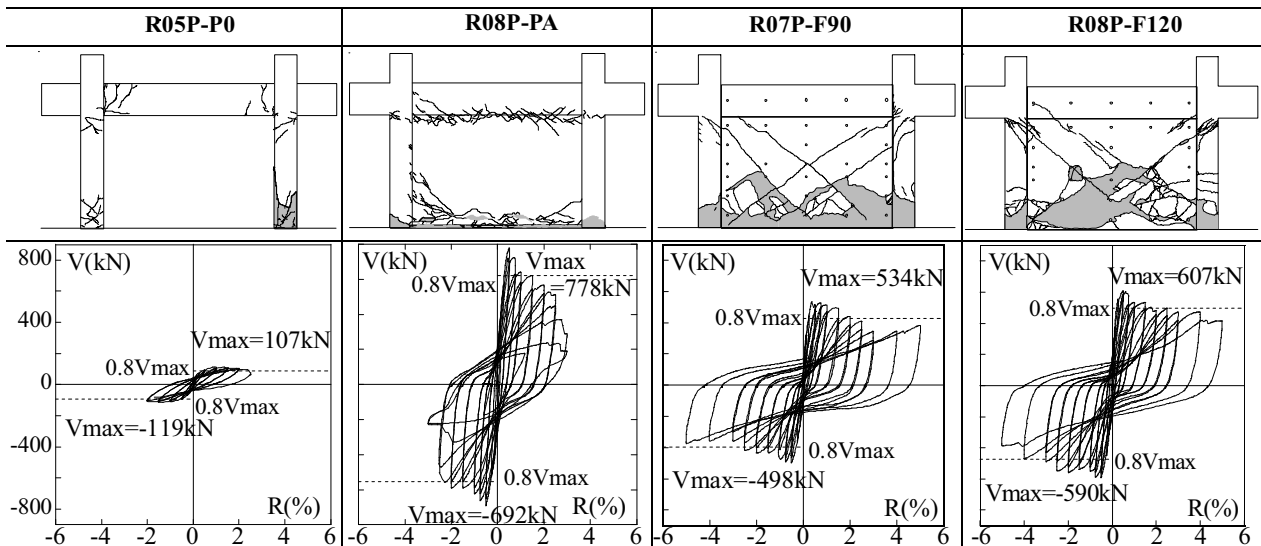


Fig. 4 Experimental V-R relationships and crack patterns

変形の増大と共に徐々に耐力が低下した。R=2.5%時に最大耐力の80%を下回ったが、R=3.0%以降、柱の軸ひずみの進行に伴い柱脚部の鋼板がスタブにめり込み、壁体脚部での滑り変位が抑えられその結果、耐力を維持、または向上させた。しかし、実際の震災時において、層間変形角3%を超える大変形は現実的に起こり得ず、大変形時に鋼板が床材に接触する可能性は無いと考えられる。なお、この試験体でも大変形時において主筋の破断が確認されたが、顕著な耐力低下は見られなかった。

壁厚120mmで、ディスクタイプのあと施工アンカーを使用した試験体R08P-F120は、R=0.25%時に大きなひび割れ音がし、水平耐力とあと施工アンカーのひずみが一時低下した。この時、試験体R07P-F90と同様に壁体にせん断ひび割れが生じたと思われる。R=0.5%時に押し引き共に最大耐力に達し、R=0.75%時に主筋が降伏した。他の試験体と同様に変形が進むにつれて徐々に耐力が低下した。また、R=4.0%以降から柱脚部で主筋の破断が確認された。試験体R08P-PAでは最終的にすべての柱主筋が破断したのに対し、壁厚を低減した2つの試験体の破断本数は、柱1本当たり2,3本程度で、いずれも柱外側の主筋が破断した。

Fig. 5に各試験体のスケルトンカーブの比較を、Fig. 6に各ピーク毎の耐力残存率を示す。R08P-PAは最大耐力は大きいですが、柱主筋の破断が始まったR=2.5%時以降は耐力が急激に低下した。壁厚を低減した試験体R07P-F90とR08P-F120は、最大耐力は低いものの、急激な耐力の低下は抑えられている。R=3.0%以降、最大耐力の80%以下に低下した後では、最大耐力の70%前後を維持した。通常壁体がせん断破壊を起こすと、柱にせん断ひび割れが抜けて急激に耐力が低下してしまうが、これらの試験体はコの字形鋼板により柱を横拘束しているため、せん断破壊を生じても崩壊には至らず、柱脚部における主筋の破

Table 3 Summary of test results

Specimen	V <sub>max</sub> (kN)	R <sub>vmax</sub> (%)	V <sub>y</sub> (kN)	R <sub>y</sub> (%)	0.8V <sub>max</sub> (kN)	R <sub>0.8V</sub> (%)	
						+	-
R05P-P0	-119	-1.0	104.2	0.67	88.8	2.5	2.0
R08P-PA	778	0.5	659	0.31	622	1.5	2.5
R07P-F90	534	0.5	534	0.23	427	2.0	2.5
R08P-F120	607	0.5	572	0.45	486	2.5	3.0

V<sub>max</sub>: max. lateral capacity, R<sub>vmax</sub>: drift angle at V<sub>max</sub>, V<sub>y</sub>: lateral capacity at yielding of column rebar, R<sub>y</sub>: drift angle at V<sub>y</sub>, 0.8V<sub>max</sub>: 80% of max. lateral capacity, R<sub>0.8V</sub>: drift angle at 0.8V<sub>max</sub>

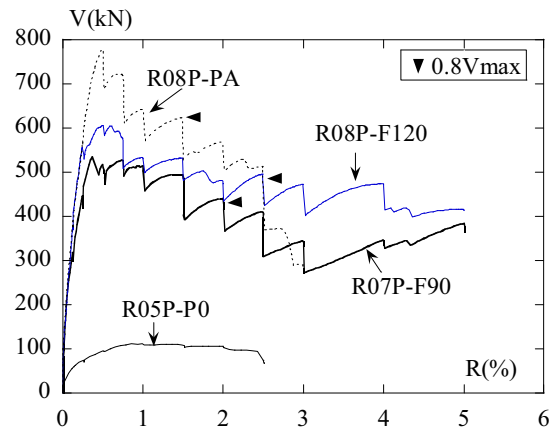


Fig. 5 Skeleton curves

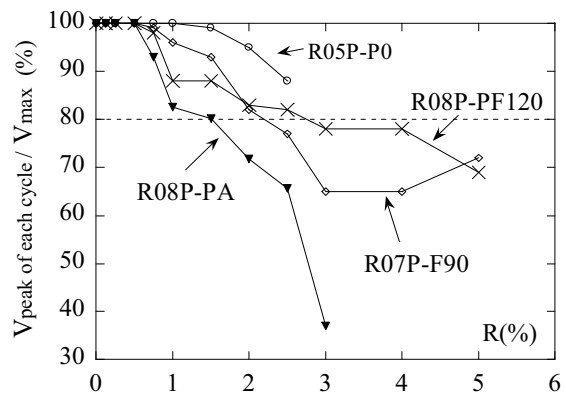


Fig. 6 Decreasing rate of lateral capacity

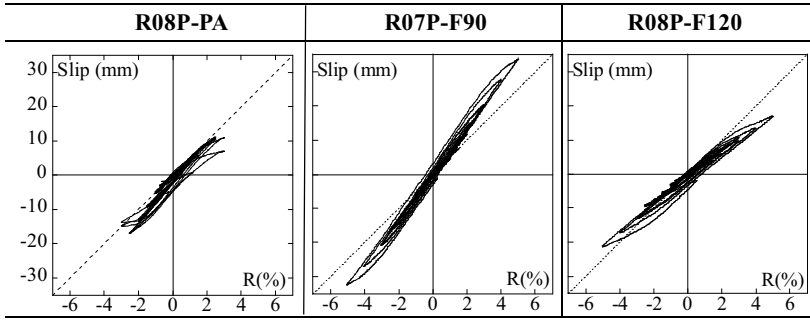


Fig. 7 Slip displacement

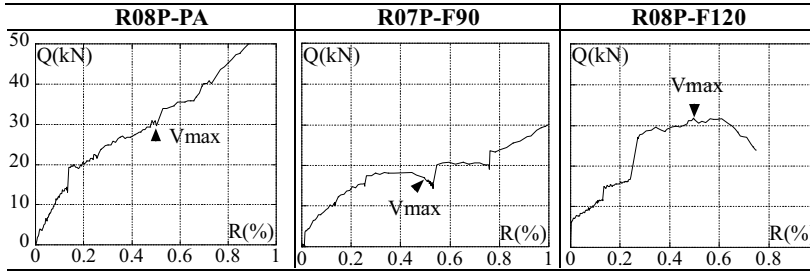


Fig. 9 Calculated shear force based on measured strain of steel plate

断までは、一定の耐力を維持できることがわかった。

### 3.2 滑り変位

Fig. 7 に試験体 R08P-PA と R07P-F90, R08P-F120 の壁体脚部でのすべり変位を示す。グラフ中の破線は、層間変形角に対するすべり変位の割合が50%であることを示す。R08P-PA のすべり変位は、層間変形角全体の24%から最大で50%程度を占めている。それに対して R07P-F90 で50%から70%程度、R08P-F120 は25%から45%程度に抑えられている。これは、R07P-F90 はアンボンド化したあと施工アンカーを使用したのに対して、R08P-PA 及び R08P-F120 ではせん断すべり防止効果の高いディスクアンカーを使用したためと考えられる。しかし、両試験体共にディスクアンカー上部ですべり破壊が生じ、完全にすべりを抑えることはできなかった。

### 3.3 鋼板ひずみ

壁鋼板中央下部の Fig. 8 に示す位置に取り付けた三軸ひずみゲージから以下の式(1)により求めた鋼板片面分のせん断力を Fig. 9 に示す。

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

いずれの試験体でも、最大耐力時での鋼板の持つせん断力は20kNから30kN程である。両面の鋼板を合わせても壁板全体のせん断力に対して約15%程度である。しかし、面外方向へ膨らんだ鋼板の面内方向への力の負担は小さくなるため、変形が進行するにつれ、鋼板はあまり大きな応力を負担していないものと考えられる。

### 3.4 あと施工アンカーひずみ

あと施工アンカーが引き抜きに抵抗した場合、曲げ補強筋として働き、壁体の曲げ強度を増大させる。そこで、Fig. 8 に示す位置のあと施工アンカーにひずみゲージを貼り付け、その値を Fig. 10 に示す。R07P-F90 については測

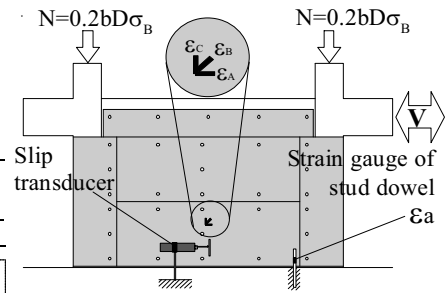


Fig. 8 Position of slip transducer and strain gauges

定不良によりデータが存在しない。

R08P-PA は最大耐力時で0.15%のひずみが生じ、その後もひずみは増加してゆくものに対して、R08P-F120 は R=0.25% 時でひずみが最大に達し、その後ひずみの増加は見られない。この時点で壁板にせん断ひび割れを生じていたと思われる、このせん断ひび割れが開くことにより、全体曲げ変形に伴うアンカーへの引張力が働かなくなったものと考えられる。

### 3.5 平均せん断応力度

文献2)には、無開口耐震壁の初ひび割れ時平均せん断応力度 $\tau_{cr}$ とコンクリート圧縮強度 $\sigma_B$ の関係が示されている。Fig. 11 に実験により得られた各試験体のポリスチレンフォームを除く実断面積に対する最大せん断応力度の比較を示す。ここで、 $\sigma_B$ には増し打ちコンクリートの強

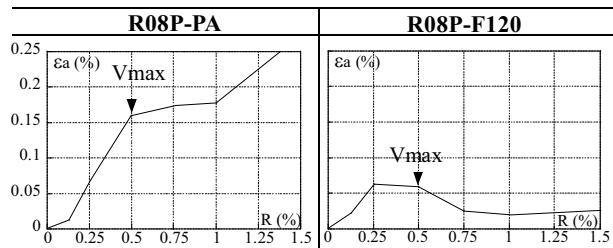


Fig. 10 Measured strain of stud dowel

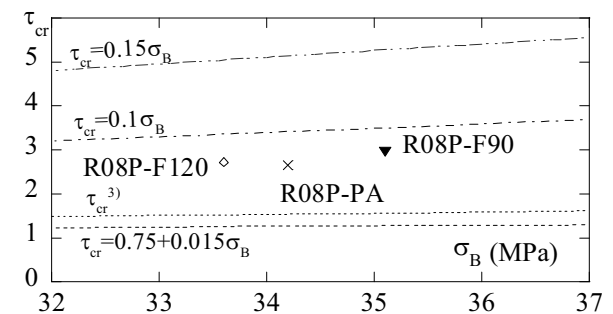


Fig. 11 Maximum shear stress of wall

度を用いた。ここに、 $\tau_{cr}=0.1\sigma_B$ は文献2)に示されるせん断ひび割れが発生するせん断応力度の平均値であり、 $\tau_{cr}=0.15\sigma_B$ が上限値、 $\tau_{cr}=0.75+0.015\sigma_B$ が下限値である。また、文献3)には耐震壁のせん断ひび割れ強度式が示されており、それより求められるせん断応力度 $\tau_{cr}$ もあわせて示す。いずれの試験体もせん断応力度に大きな差は無く、文献3)によるせん断応力度を上回り、文献2)による平均せん断ひび割れ応力度よりやや小さい値を示している。しかし、R07P-F90, R08P-F120はせん断ひび割れが引張側柱頭から圧縮側柱脚まで抜けているのに対して、R08P-PAはアンカー周辺のコンクリートのみ損傷し、せん断ひび割れは見られない。ヤング率の低いポリスチレンフォームを組み込んだR07P-F90, R08P-F120に対し、R08P-PAは鋼板が増し打ちコンクリートに圧着されており、PC鋼棒による横拘束効果が十分に発揮されたものと考えられる。

#### 4. 強度評価式及び靱性指標の検討

##### 4.1 計算強度

Fig. 12に補強を行った試験体の計算強度の一覧を示す。曲げ強度は文献4)における耐震壁の(2)式によった。ただしR08P-PAについては、Fig. 10よりあと施工アンカーのひずみが観察されているので、文献5)に示されるあと施工アンカーの引き抜き耐力を壁筋による曲げ強度加担とみなし算定を行った。せん断強度は増し打ちコンクリート部を耐震壁とみなし、AIJ靱性指針式<sup>3)</sup>と修正荒川mean式<sup>4)</sup>より求めた。ここで、コンクリート強度には増し打ちコンクリートのものを用い、鋼板は計算に含めていない。パンチングシエア強度については文献6)に提案されている(5)式により求めた。ここで、(8)式中の係数aについては鋼板の影響を考慮し、 $a=0$ とした。また、ディスクアンカーについては耐力を評価するための資料に乏しく、今回はアンカー部のみについて算定を行った。また、増し打ちコンクリート部は無筋であるので、各式には壁筋の項を除き簡略化した式を示す。

R08P-PAにおいて、実験値に対し曲げ強度とパンチングシエア強度がほぼ同じとなった。Fig. 10からも、ディスクアンカーは曲げ補強筋として曲げ強度を増大させていたものと考えられる。パンチングシエア強度についてはアンカー部のみについて算定を行い、ディスク部分を見捨てる。実際はディスクによりスタブと増し打ち壁板は一体化しており、増し打ちコンクリートのせん断抵抗を考えるとパンチングシエア強度は非常に大きなものとなる。今回の実験においては、最大耐力時に柱とアンカー部がパンチングシエアに抵抗し、その後変位が進んだ時点でディスク上面コンクリートの破壊が発生したと思われる。

R07P-F90は曲げ強度が実験値を若干下回った。また、パ

<p>曲げ強度の評価</p> $M_w = a_g \sigma_y L_w + 0.5 \Sigma (a_w w \sigma_y) L_w + 0.5 N L_w \quad (2)$ <p>ここで、<math>wM_w</math>:補強壁の曲げ強度、<math>a_g</math>:引張側柱主筋全断面積、<math>\sigma_y</math>:柱主筋の降伏点強度、<math>L_w</math>:両側柱中心間距離、<math>a_w</math>:壁縦筋断面積、<math>w\sigma_y</math>:壁筋の降伏点強度、<math>N</math>:全軸力、</p>
<p>せん断強度の評価</p> <p>AIJ靱性指針式</p> $V_u = 0.5 v \sigma_B t_w l_{wa} \tan \theta \quad (3)$ <p>ここに、<math>V_u</math>:補強壁のせん断耐力、<math>v</math>:コンクリート圧縮強度の有効係数(<math>v=0.7-0.0001\sigma_B</math>)、<math>\sigma_B</math>:シリンダー圧縮強度、<math>t_w</math>:増設壁厚、<math>l_{wa}</math>:アーチ機構の等価壁長さ、<math>\theta</math>:アーチ機構の圧縮束の角度</p> <p>修正荒川 mean 式</p> $Q_{su} = \left( \frac{0.068 p_t^{0.23} (18 + \sigma_B)}{\sqrt{M/QD_w} + 0.12} + 0.1 \sigma_0 \right) b_e \cdot j \quad (4)$ <p>ここに、<math>wQ_{su}</math>:せん断強度、<math>p_t</math>:等価引張鉄筋比、<math>D_w</math>:補強壁全長、<math>\sigma_0</math>:軸方向応力度、<math>b_e</math>:等価長方形断面幅、<math>j</math>:応力中心間距離 <math>j=7/8(D_w-D)</math>、<math>D</math>:側柱せい、但し、<math>M/(QD_w) \leq 1</math>のときは1、<math>M/(QD_w) \geq 3</math>のときは3とする。</p>
<p>パンチングシエア強度の評価(壁脚部)</p> $Q_{pu} = 2c Q_{pu} + a Q_{su} \quad (5)$ $c Q_{pu} = K_{min} \tau_0 b D \quad (6)$ $a Q_{su} = \min(0.7 a \sigma_y \Sigma_s a_e \text{ or } 0.4 \sqrt{E_c \sigma_B} \Sigma_s a_e) \quad (7)$ $K_{min} = 0.34 / (0.52 + a/D) \quad (8)$ <p>ここに、<math>wQ_{pu}</math>:補強壁のパンチングシエア強度、<math>cQ_{pu}</math>:側柱のパンチングシエア強度、<math>aQ_{su}</math>:あと施工アンカーのせん断強度、<math>\tau_0</math>:基本せん断強度、<math>a\sigma_y</math>:アンカー筋の降伏点強度、<math>sac</math>:アンカー筋の断面積、<math>K_{min}</math>:シエアスパン比による最小強度係数、<math>a</math>: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、<math>E_c</math>:<math>\sigma_B</math>に基づいて計算されるヤング係数</p>

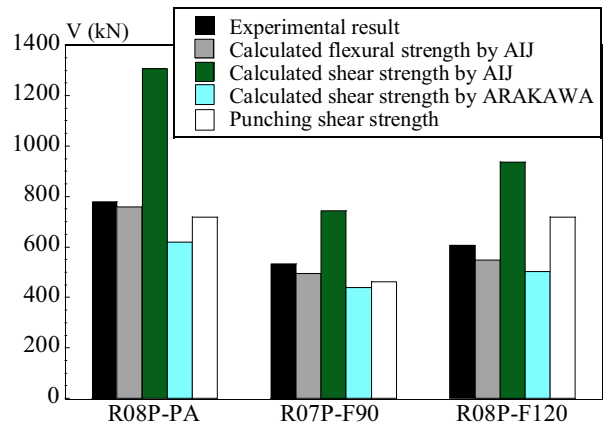


Fig. 12 Experimental results and calculated strength

ンチングシエア強度と修正荒川mean式によるせん断強度がほぼ同じ値で曲げ強度よりも低い値を示した。最大耐力時に主筋が降伏し、その直後にせん断、もしくはパンチングシエアと思われるひび割れ音が生じており、曲げ降伏後のせん断ひび割れ、もしくはパンチングシエアによる損傷と思われる。

R08P-F120は主筋が降伏し、実験値が曲げ強度を上回っている。R08P-PAに対してアンカーのひずみが小さいので、Fig. 10に示す最大耐力時ひずみの分のみ曲げ補強筋

として曲げ強度計算値に算入した。実験では主筋降伏前に壁体にせん断ひび割れが入ったものと思われ、このせん断ひび割れが開いたことによりあと施工アンカーへの引き抜き力が抜けたものと考えられる。ここでも修正荒川mean式は実験値よりやや低い。文献6)においても、修正荒川mean式による値は通常のRC造耐震壁に対して実験値より低く、安全側の評価とされている。また、いずれの試験体でもAIJ靱性指針式によるせん断強度は大きな値が出る傾向にある。

#### 4.2 靱性指標

文献7)の定義による耐震壁の靱性指標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R=0.4%前後で最大耐力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8)では以下の(9)式が靱性指標Fの略算値として利用されている。

$$F=0.6+100R \quad (9)$$

本実験においてR07P-F90とR08P-F120はR=0.25~0.5%にかけて最大耐力に達し、通常の耐震壁と類似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Rを用いてF値の評価を試みる。

Fig. 13に(9)式により求めたF値とせん断余裕度に基づき求めた耐震診断基準によるF指標算定値を示す。ここでグラフ中のVuはAIJ靱性指針式によるせん断強度算定値、wQsuは修正荒川mean式によるせん断強度算定値、wQmuはAIJ靱性指針式の曲げ強度算定値である。

R08P-PAはVu/wQmuが1.72となり、耐震診断基準によるF値は2.0となったが、wQsu/wQmuは0.82と小さく、F値は1.0となってしまふ。(9)式によるF値は2.1と、Vu/wQmuからのF値とほぼ同等の値となった。

R07P-F90とR08P-F120のVu/wQmuは1.3を上回り、耐震診断基準によるF値は2.0となった。wQsu/wQmuはどちらの試験体もF値の判定は1.0となった。一般的に耐震壁はせん断破壊を起こすと急激に耐力が低下するために、文献7)ではせん断壁のF値は1.0となっている。しかし、これらの試験体ではせん断ひび割れが発生しても、鋼板

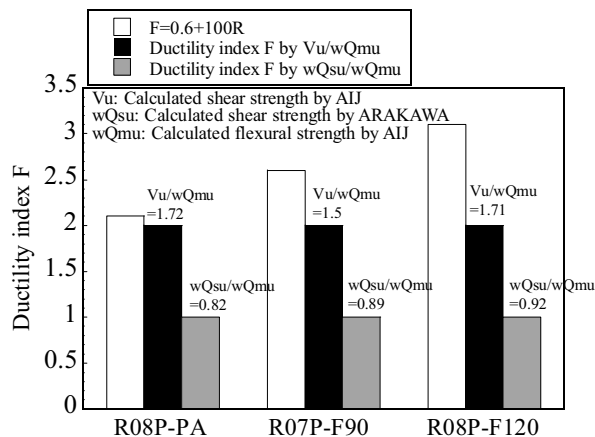


Fig. 13 Ductility index F

とポリスチレンフォームによってコンクリートが剥落せずに圧縮束を維持し、急激な耐力の低下が防がれ、略算式によるF値は2.0を十分上回った。ポリスチレンフォームを用いた本補強法はせん断ひび割れを生じて耐力は低下せず、むしろ壁厚を減じない試験体R08P-PAよりも大変形時まで安定的な挙動を示している。変形性能の評価の点において、耐震診断基準による規定では適切なF値の評価はできない。

#### 5. 結論

- 1)合成極厚無筋壁補強法の増し打ち壁厚を低減した試験体について、水平加力実験を行った。その結果、壁体にせん断ひび割れが生じたが、大幅な耐力の低下は見られず、全体曲げに近い安定的な弾塑性挙動を示した。
- 2)鋼板は最大耐力にはほとんど寄与しないが、破壊したコンクリートの剥落防止に対して有効である。
- 3)せん断強度評価式は今後更なる検討が必要である。

#### 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(B)17360272および(A)20246091)(研究代表者：山川哲雄)によった。あと施工アンカーについては(株)サンコーテクノに、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。ここに深く感謝致します。

#### 参考文献

- 1)山川哲雄ほか：Experimental and analytical investigation of seismic retrofit technique for a bare frame utilizing thick hybrid walls, 日本建築学会構造系論文集, 第610号, pp.131-138, 2006.12
- 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), pp.221-223, 1999.8.
- 3)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.21-22, 1999.8.
- 4)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), pp.401, 1990.10.
- 5)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改修設計指針同解説, pp.259-290, 2002.1.
- 6)高良慎也ほか：耐震補強されたRC造耐震壁の正負繰返し水平加力実験と耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, Vol.73, No.634, pp.2167-2174, 2008.10.
- 7)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.112-149, 2002.1.
- 8)大竹直人ほか：鋼板型RC造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), pp.717-718, 2003.9.