

## あと施工アンカーが不要な接着式耐震補強工法

平松 一夫

鉄筋コンクリート造または鉄骨鉄筋コンクリート造の既存建物を対象とした、あと施工アンカーが不要な耐震補強工法として、既存骨組とその内側に増設した補強壁要素との間をエポキシ樹脂で接着する工法を開発した。補強壁要素としては、超高強度繊維補強コンクリートブロックまたは鋼板ブレース内蔵プレキャストコンクリート板を使用する。それぞれの補強壁要素を用いた縮小架構の水平加力実験を行った結果、いずれの場合も増設耐震壁として有効であり、せん断終局強度は、補強壁要素の破壊と接着接合部の破壊を考慮して「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」(財)日本建築防災協会)に準じて評価できることがわかった。

キーワード：建築, 耐震補強, エポキシ樹脂, 超高強度繊維補強コンクリート, 鋼板ブレース, PCa板

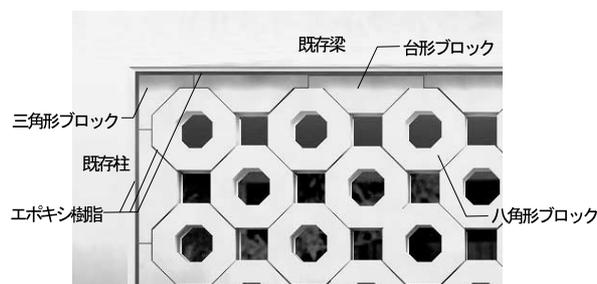
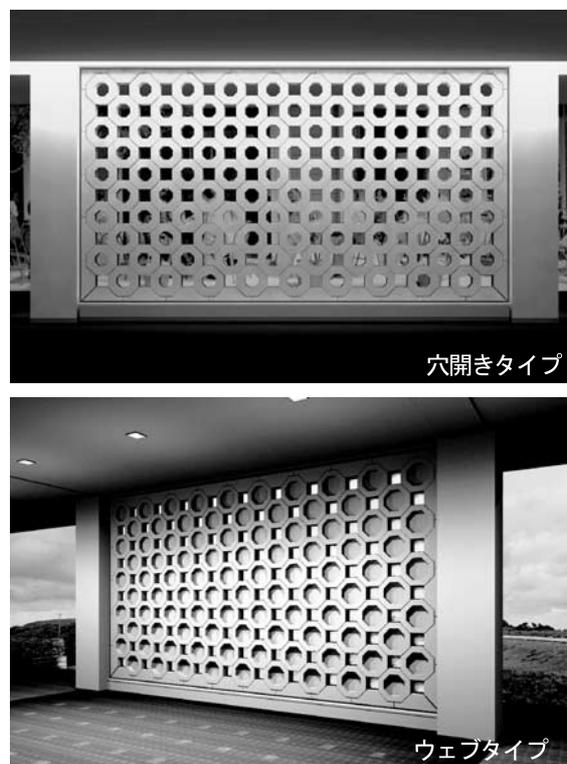
### 1. まえがき

近年、鉄筋コンクリート造または鉄骨鉄筋コンクリート造の既存建物の耐震補強工法として、居ながらの施工を可能とする「アンカー無し工法」や「通風や意匠性を有する耐震壁」など新しい工法が増加している。今般、「超高強度繊維補強コンクリートブロック工法」および「鋼板ブレース内蔵プレキャストコンクリート板工法」(以下、プレキャストコンクリートをPCaと略記)の2工法からなるアンカーが不要な「奥村組接着式耐震補強工法」を開発し、平成19年3月6日付で(財)日本建築総合試験所の建築技術性能証明を取得した。工法の概要と架構の水平加力実験について紹介する。

### 2. 工法の概要

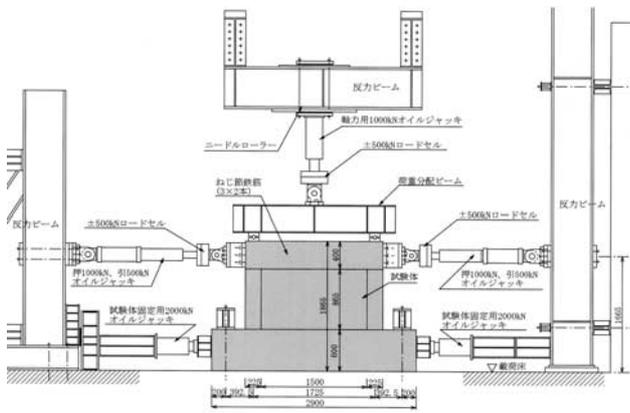
#### (1) 超高強度繊維補強コンクリートブロック工法

超高強度繊維補強コンクリートブロック工法は、既存骨組の内側に超高強度繊維補強コンクリート製のブロックを組積し、ブロック相互および既存骨組とブロックをエポキシ樹脂により接着接合する耐震補強工法である。ブロックは、基本タイプの八角形ブロックと既存骨組との取り合い部分に設置する台形ブロックおよびコーナー部の三角形ブロックとで構成され、八角形ブロックには穴開きタイプと無開口のウェブタイプがある。基本タイプのブロックが八角形であるため、



図一 超高強度繊維補強コンクリートブロック工法の概要





図一四 加力装置の概要

を行った (図一四)。

荷重履歴は層間変形角が (1, 2, 4, 6, 8, 10, 15) × 10<sup>-3</sup>rad の順に2サイクルずつとし、その後、正加力方向への単調載荷を行った。

(d) 実験結果

各試験体の荷重 (Q) - 層間変形角 (R) 関係を図一5に、最終破壊状況を写真一1に示す。各試験体とも R = 0.2 ~ 0.5 × 10<sup>-3</sup>rad 時にブロック間接着部にひび割れが発生し、変形の増大に伴いひび割れ幅も拡大した。また、R = 0.5 ~ 3.0 × 10<sup>-3</sup>rad の間で柱にせ

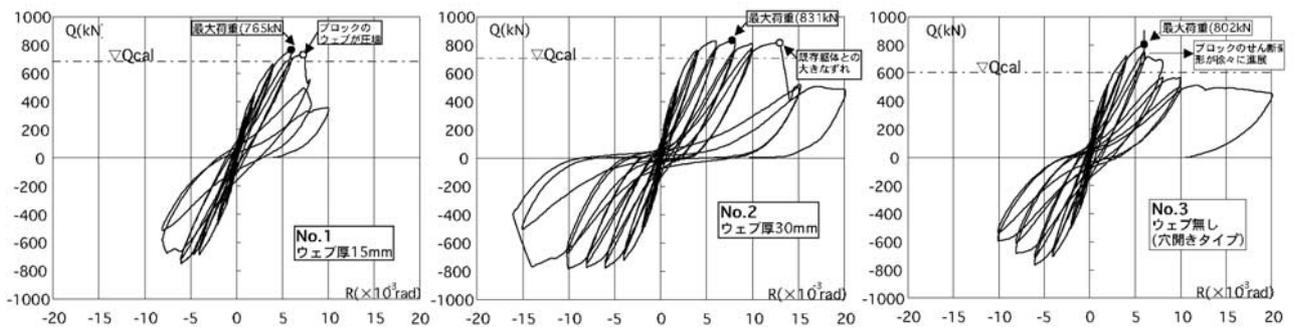
ん断ひび割れが発生した。

No.1 は、R = 6 × 10<sup>-3</sup>rad 時にブロックのウェブ部の圧壊が発生し、その後 R = 7 × 10<sup>-3</sup>rad 時には圧壊域の拡大と圧縮側柱脚部のコンクリートの圧壊を伴うせん断ひび割れの拡大により耐力が急減した。No.2 は、R = 13 × 10<sup>-3</sup>rad 時まで耐力が低下しなかったが、R = 13 × 10<sup>-3</sup>rad 時に加力梁下部とブロック間の接着部のずれ変形に伴い耐力が急減した。No.1 とは異なり、ブロックのウェブ部の圧壊はみられなかった。No.3 は、R = 6 × 10<sup>-3</sup>rad 以降、中段のブロックのフランジ部において斜めまたは水平方向のひび割れが拡大して同ブロックのせん断変形が進展し耐力が低下した。耐力の低下の度合いはウェブのある No.1, No.2 よりも小さかった。

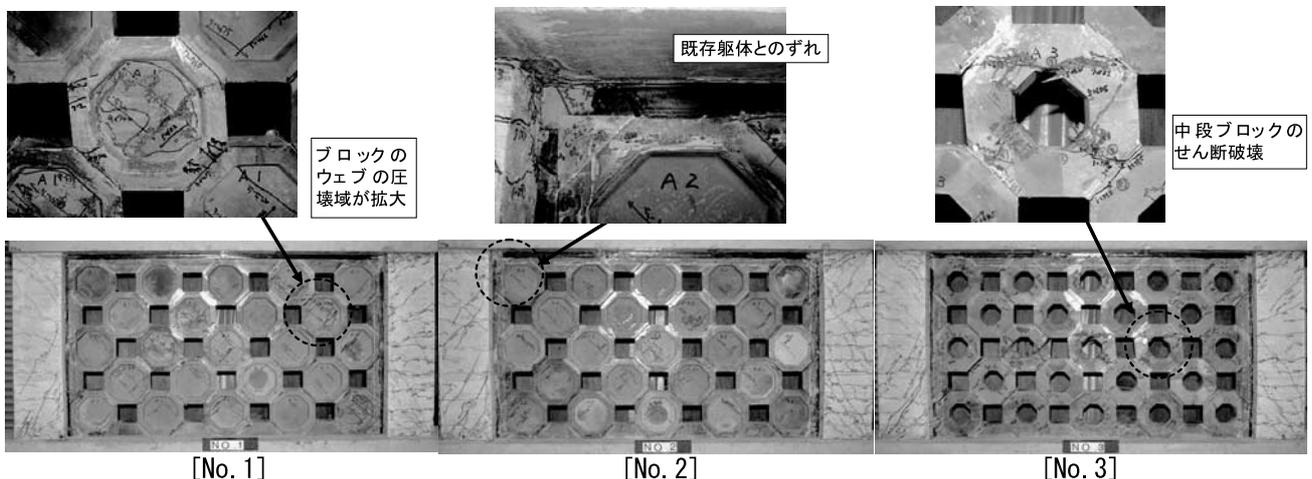
(2) 鋼板ブレース内蔵 PCa 板工法

(a) 試験体の概要

試験体は実大の約 1/2 の寸法で、鋼板ブレース断面積および既存骨組と PCa 板の接着面積 (外周部プレート幅) を実験因子とした2体である (図一6, 表一2)。



図一五 荷重一層間変形角関係 (1)



写真一1 最終破壊状況 (1)

(b) 使用材料

柱および上下梁のコンクリートの圧縮強度は

19.5 N/mm<sup>2</sup>, PCa 板に用いた軽量コンクリート (1 種) の圧縮強度は 33.2 N/mm<sup>2</sup>, 無収縮モルタルの圧縮強度は 53.5 N/mm<sup>2</sup> であった。鋼板ブレースの材種は SS400 とした。既存骨組と PCa 板を接着するエポキシ樹脂には低粘度形エポキシ樹脂を使用した。

(c) 実験方法

(1) と同様に左右の柱に一定軸力 ( $N_c = 0.1 \cdot \sigma_{BC} \cdot A_c$ ) を載荷した状態で, 水平方向に正負交番繰返し載荷を行った。載荷履歴は層間変形角が (1, 2, 4, 6, 8, 10)  $\times 10^{-3}$  rad の順に 2 サイクルずつとし, その後, 正加力方向への単調載荷を行った。

(d) 実験結果

各試験体の荷重 (Q) - 層間変形角 (R) 関係を図-7 に, 最終破壊状況を写真-2 に示す。両試験体とも,  $R = 0.6 \sim 0.7 \times 10^{-3}$  rad 時に PCa 板相互の水平目地と鉛直目地にひび割れが発生し, 層間変形角の増大に伴い, 目地部ずれ変形も増大した。 $R = 1.0 \sim 2.8 \times 10^{-3}$  rad 時には引張側柱頭部のせん断ひび割れと帯筋の引張降伏が発生し,  $R = 1.8 \sim 4.0 \times 10^{-3}$  rad 時には, 鋼板ブレースの引張降伏と圧縮降伏および引張側柱頭部で柱主筋の引張降伏が発生し,  $R = 6.0 \times 10^{-3}$

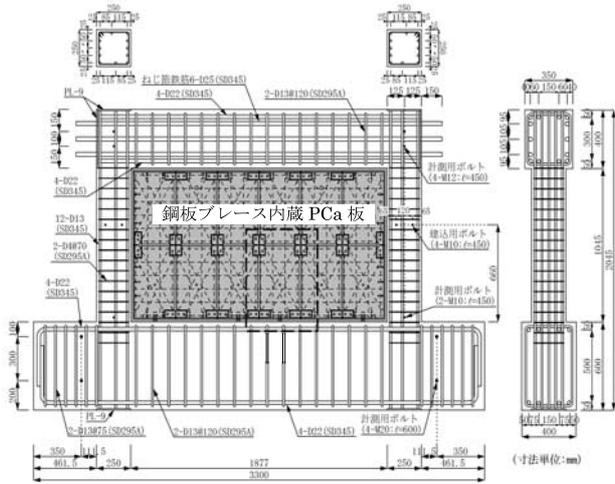


図-6 試験体の形状寸法および配筋詳細 (2)

表-2 実験因子 (2)

	No.4	No.5
ブレース (幅×厚)	45 × 3.2	60 × 3.2
外周部プレート (幅×厚)	75 × 6	60 × 9
既存躯体との接着幅	75	60

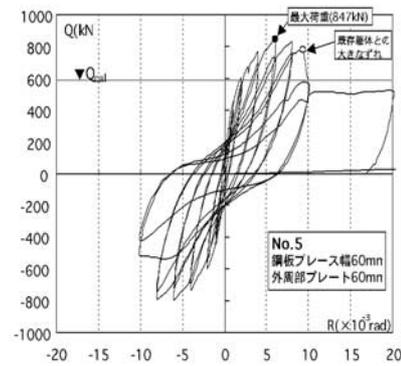
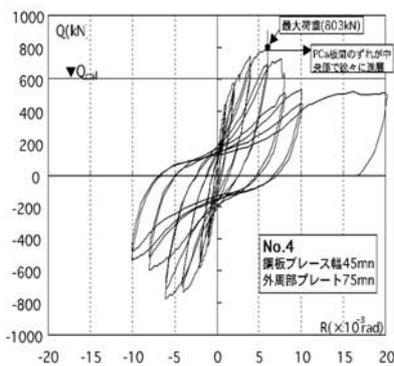
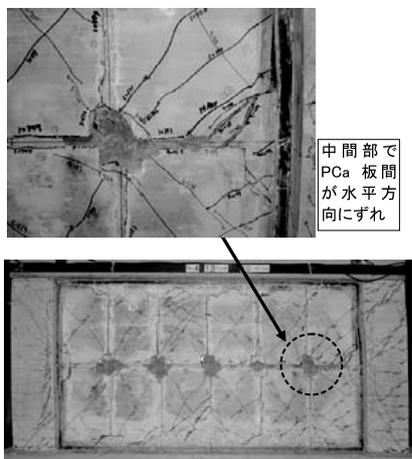
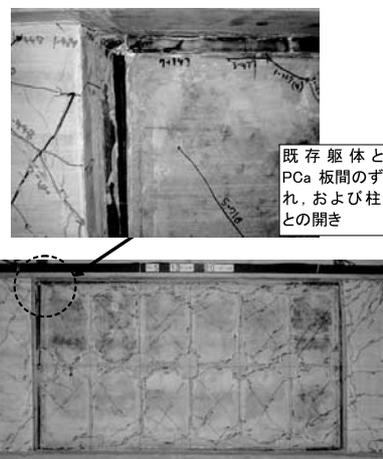


図-7 荷重-層間変形角関係 (2)



[No. 4]



[No. 5]

写真-2 最終破壊状況 (2)

rad 時に最大耐力に達した。No.4 は上下 PCa 板間水平接合部のずれが徐々に進展して、No.5 は上部梁と PCa 板の接着部が大きくずれて、耐力が低下した。

#### 4. セン断終局強度の評価

せん断終局強度の実験値と推定値の比較を表—3 に示す。推定値 (Q<sub>cal</sub>) は、材料試験等の結果を基に文献 1) に準じて算出した。すなわち、破壊モードとして、補強壁要素の破壊と接着接合部の破壊の 2 種類を考え、それらの強度の小さい方の値とした。

表—3 セン断終局強度の実験値と推定値の比較

試験体	工法	実験値 Q <sub>max</sub> (kN)	推定値(材料試験による推定強度)				Q <sub>max</sub> /Q <sub>cal</sub>
			推定 破壊	Q <sub>su1</sub> (kN)	Q <sub>su2</sub> (kN)	Q <sub>cal</sub> (kN)	
No.1	超高強度繊維	765	ブロック	681	704	681	1.12
No.2	補強コンクリート	831	接着部	1205	704	704	1.18
No.3	ブロック工法	802	ブロック	601	704	601	1.34
No.4	鋼板ブレース内蔵	802	PCa 板	604	654	604	1.33
No.5	PCa 板工法	847	接着部	686	585	585	1.45

$$Q_{cal} = \min (Q_{su1}, Q_{su2}) \text{ ————— (1)}$$

$$Q_{su1} = wQ'_{su} + a_1 \cdot Q_{c1} + a_2 \cdot Q_{c2} \text{ ————— (2)}$$

$$Q_{su2} = Q_j + pQ_c + a_2 \cdot Q_{c2} \text{ ————— (3)}$$

Q<sub>su1</sub> : ブロックまたは PCa 板で破壊する場合のせん断終局強度 (N)

Q<sub>su2</sub> : 既存梁との接着接合部で破壊する場合のせん断終局強度 (N)

wQ'<sub>su</sub> : ブロック壁または PCa 板壁のせん断終局強度(N)

Q<sub>c1</sub>, Q<sub>c2</sub> : 引張側, 圧縮側柱の終局強度 (N)

Q<sub>j</sub> : 既存梁とブロックまたは PCa 板との間の接合強度 (N) で、接着接合部せん断実験の結果より下式で仮定

$$\tau = 0.127 \sigma_{BC} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(σ<sub>BC</sub> : 既存梁のコンクリート圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>))

pQ<sub>c</sub> : 引張側柱頭部のパンチングシア強度 (N)

a<sub>1</sub>, a<sub>2</sub> : 変形状態を考慮した低減係数 (せん断破壊 : 1.0, 曲げ破壊 : 0.7)

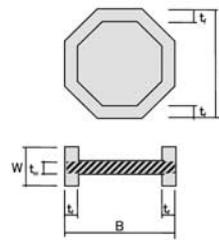
ウェブのある No.1, 2 のブロック壁のせん断終局強度 wQ'<sub>su</sub> は、横一列に並ぶブロックの 75% がせん断強度に達すると仮定して計算した。ブロック単体のせん断強度はウェブ断面積 (図—8) に超高強度繊維補強コンクリートのせん断強度を乗じて算定した。

ウェブのない No.3 では超高強度繊維補強コンクリートの曲げ強度 (fb) を文献 2) より fb = 30N/mm<sup>2</sup> として、ブロック単体のせん断強度を仮定して (図—

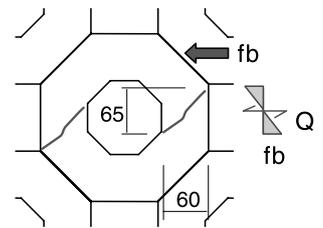
9) wQ'<sub>su</sub> を算出した。

PCa 板壁のせん断終局強度 wQ'<sub>su</sub> は、鋼板ブレースの降伏強度とコンクリートのせん断終局強度 ((σ<sub>w</sub>/20) · t<sub>w</sub> · L', σ<sub>w</sub> : PCa 板のコンクリート圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>), t<sub>w</sub> : PCa 板の厚さ (mm), L' : 柱内法長さ (mm)) から算定した。鋼板ブレースはコンクリートにより座屈を拘束されるため圧縮側も引張側と同強度とした。

いずれの試験体も推定値は実験値を安全側に評価し、実験と計算での破壊モードは一致した。



図—8 ウェブ断面積



図—9 ブロックのせん断強度

#### 5. まとめ

鉄筋コンクリート造の架構に、超高強度繊維補強コンクリートブロックを組積しエポキシ樹脂により接着接合した耐震補強壁、および鋼板ブレース内蔵 PCa 板を組み込んでエポキシ樹脂により接着接合した耐震補強壁の水平加力実験を行った結果、いずれも、増設耐震壁として有効であり、せん断終局強度は文献 1) に準じて評価できることがわかった。

本工法には、騒音・振動・粉塵の発生が少ないこと、補強壁材がエレベータで搬入可能であることなどの特長がある。現在、鋼板ブレース内蔵 PCa 板工法については、通路開口を有する場合にも適用できるよう改良中である。あわせて、建物を使用しながらの耐震改修工事に積極的に適用していきたい。

JCMA

#### 《参考文献》

- 1) 財団法人日本建築防災協会：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 (2003)
- 2) 社団法人土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針 (案) (2004)

#### [筆者紹介]

平松 一夫 (ひらまつ かずお)  
 ㈱奥村組  
 技術本部建築部  
 技術開発課  
 課長

