## 論文 低強度躯体に適用したプレキャストブロック耐震壁のせん断耐力性 状に関する実験的研究

栗田 康平<sup>\*1</sup>· 增田 安彦<sup>\*2</sup>· 木村 耕三<sup>\*3</sup>

要旨:コンクリート強度が10N/mm<sup>2</sup>程度の低強度の躯体に適用した,接着工法によるプレキャストブロック 増設壁の補強効果と破壊性状を,一層壁せん断試験体を用いた加力実験で,在来施工壁との比較も合わせて 確認した。その結果,低強度コンクリートであっても,既往の式でせん断強度を評価できる事がわかった。 また周辺フレームと,増設壁のせん断力の負担分を求め,接合部破壊を仮定した算定式における各部材のせ ん断強度と比較を試み,実験値と算定値の妥当性を確認した。 キーワード:耐震補強,増設壁,プレキャストブロック,低強度コンクリート,接着工法

#### 1. はじめに

近年の耐震補強工事では、建物を使用しながらの作業 がしばしば求められる。しかし従来の耐震補強工法では 騒音や振動の点から適用が困難な場合が多く、これらを 抑制でき、補強状況に柔軟に対応できる工法が求められ た。こうした背景から筆者等は、既存躯体との接合部に 接着工法を用い、その内部に組積されたプレキャストブ ロック(以下 PCa ブロックと記す)壁の内部にグラウト材 を充填する耐震補強工法を開発し、施工性・構造性能を 報告してきた<sup>1)~2)</sup>。本報では、コンクリート強度が 10N/mm<sup>2</sup>程度の低強度躯体に適用した場合の本工法の力 学性状を、在来施工増設壁との比較を目的に行なった一 層壁試験体によるせん断加力実験を報告する。

#### 2. 実験概要

### 2.1 実験計画および試験体形状

試験体一覧を表-1 に、試験体形状を図-1 に、使用 した材料強度を表-2 に示す。実験因子は、(1)増設壁の 構築工法(在来施工法、および PCa ブロック組積壁接着 工法)と、(2)接着工法における接着接合面の補強方法(接 着のみ、および接着とあと施工アンカーの併用)とし、 試験体数は3体、縮尺は約1/3とした。周辺フレームは 共通で、柱はせん断破壊型、梁は曲げ破壊型として計画 し、低強度コンクリートを用いて製作した。低強度コン クリートは、目標強度 $\sigma_B$ =10N/mm<sup>2</sup>とするために、セメ ントの一部を石粉に置き換えて混入し、水セメント比を 大きくして低強度化した。低強度コンクリートの圧縮強 度とヤング係数および引張強度の関係を図-3 に示す。

		LN	LS	LSH		
試験体概要		在来施工壁	PCaブロック組積壁	PCaブロック組積壁		
		あと施工アンカー工法	接着工法	接着工法+併用アンカー		
		あと施工アンカー スパイラル筋 壁筋	<u>樹脂接着</u> ガイドスチール 接合筋 壁筋 PCaブロック	併用アンカー       樹脂接着       ガイドスチール       接合筋       壁筋       PCaブロック		
周辺 フレーム	柱諸元	b×D×hw=220×220×900(mm) 主筋10-D13(pg=2.62%) 帯筋D6@150(pw=0.20%)				
	梁諸元	B×D×Lw=170×280×1480(mm) 主筋4-D13(pt=1.20%) 肋筋D5@120(pw=0.20%)				
	柱軸力	軸力比: η=N/bDFc(10N/mm <sup>2</sup> )=0.3 (η'=N/(bDFc(24N/mm <sup>2</sup> ))=0.125)				
	壁厚 配筋	hw×Lw=900×1480(mm), tw=70mm, 縦S-D6@120,横S-D5@74 (pw=0.4%)				
補強壁 諸元	打設コンクリート 壁の構成	普通CON 上部100mmはグラウト充填	小型PCaブロックを組積 溝内はグラウト充填			
		あと施工アンカー:	ガイドスチール接着幅70mm 上縦C-70x25x3.2x3.2、下PL-70x4.5			
	周辺躯体との接合部	縦D10D13シングル@120 横D10シングル@74(pa=1.2%)				
		ハハイノノレ肋: <i>φ</i> 2-d40( <i>@</i> 25	研用するめと肥エノンガー   なし	新用するめと施工プラガー 縦S-M8@120(pa=0.4%)		

表-1 試驗体---

\*1 大林組 技術研究所 建築構造研究室 工修 (正会員)

\*2 大林組 技術研究所 建築構造研究室 工博 (正会員)

\*3 大林組 技術研究所 プロジェクト部 工博 (正会員)

在来施工壁による試験体 LN では、周辺フレームに接着 系のあと施工アンカーを打設し、壁筋およびスパイラル 筋を配筋した。増設壁は Fc=21N/mm<sup>2</sup>で打設し, 壁上部 100 mmは, Fc=40N/mm<sup>2</sup>のグラウトを充填した。接着工法 による PCa ブロック増設壁による試験体 LS では、三方 に溝を有する小型のPCaブロック相互をエポキシ系樹脂 で接着して組積し、溝内部の壁筋と充填グラウトによっ て全体を一体化した。PCa ブロック壁の周囲には,壁筋 と継手させる接合筋を溶接した鋼製枠(以下ガイドスチ ールと記す)を配し、周辺フレームヘエポキシ系樹脂で接 着した。試験体 LSH では、周辺フレームへのガイドスチ ールの接合部を, 接着と共に周辺躯体に打設したアンカ ーボルト(以下併用アンカーと記す)でも締め付けて補 強した。PCa ブロックおよび PCa ブロック内部に打設す るグラウトは Fc=40N/mm<sup>2</sup>とした。柱軸力は、施工計画 時の躯体強度を Fc=24N/mm<sup>2</sup> と仮定し、軸力比  $\eta = 0.125$ に相当する軸力とするため、 $\sigma_B=10$ N/mm<sup>2</sup>に対して $\eta =$ 0.3 とした。増設壁の施工は、実験時の軸力程度を予め 柱に施工時軸力として PC 鋼棒で与えてから行なった。 2.2 載荷方法

実験時の柱軸力は、PC 鋼棒で導入した施工時軸力を、 柱頭部の鉛直ジャッキに徐々に移行させた後,一定値で 載荷した。層せん断力 0は、水平ジャッキによる圧縮力 として上部スタブに載荷した。載荷履歴は、層間変形角 R(=載荷高さの水平変位δ/加力高さ H)の目標所定 値(±1.0, 2.0, 4.0, 6.0, 10×10<sup>-3</sup>rad.)で2回ずつ繰り返す正 負交番繰返し戴荷とし、最後は正方向に単調載荷(R=60  $\times 10^{-3}$ rad.まで)とした。

## 3. 実験結果および考察

## 3.1 破壊性状および荷重-変形関係

実験により得られた各種耐力を表-3に、最終破壊状 況を写真-1に、荷重-変形関係を図-4に示す。

試験体 LN の初ひび割れは, 壁せん断で R=0.5×10<sup>-3</sup>rad. に生じた。R=2.0×10<sup>-3</sup>rad.サイクルでは、周辺フレームと 増厚壁界面や,増設壁の上下打継面にひび割れが生じた。





# 表-2 使用材料強度

	コンクリート	$\sigma_B$	$\sigma t$	Ec	ポアソン	γ
		(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(kN/mm <sup>2</sup> )	比	(t/m <sup>3</sup> )
LN	柱	8.8	1.03	14.9	0.193	2.15
	ベース	8.6	-	15.4	0.17	2.18
	壁	25.9	2.35	26.2	—	2.28
	充填グラウト	58.9	3.58	25.2	0.217	2.15
	柱	10.2	1.31	18.1	0.195	2.16
LS LSH	ベース	8.6	1.03	14.5	—	2.16
	PCaブロック	54.1	2.60	23.9	_	2.10
	充填グラウト	65.8	2.98	25.5	—	2.16
鋼材		$\sigma_y$	$\sigma u$	Es	伸び	εy
		(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(kN/mm <sup>2</sup> )	(%)	(µ)
	D13(柱梁主筋)	376	544	191	20	1990
	D6(帯筋・壁筋)	371	540	195	14.6	1903
LN	D5(肋筋・壁筋)	357	539	187	23.3	1909
	D13(あと施工アンカー)	349	548	188	—	1899
	D10(あと施工アンカー)	344	480	187	21.6	1903
LS LSH	D13(柱梁主筋)	360	426	185	19.8	2074
	D10(接合筋)	355	509	184	20.3	2008
	D6(帯筋・壁筋・接合筋)	371	540	195	14.6	1903
	D5(肋筋・壁筋・接合筋)	362**	536	179	21.6	2022 <sup>*</sup>
	PL-3.2(ガイドスチール)	236	329	209	33.2	1226
	M10(アンカーボルト)	426**	473	205	21.3	2078 <sup>*</sup>
	M8(アンカーボルト)	416 <sup>*</sup>	541	188	25.8	2212 <sup>*</sup>

※0.2%オフセットによる降伏点

最大耐力 Q=498kN は, R=4.0×10<sup>-3</sup>rad. で発生し, 同変位 で壁上部界面のひび割れは全長に渡っていたが, ずれを 伴うものではなく, 以降壁のせん断破壊がより進行した。 R=6.0×10<sup>-3</sup>rad.サイクルでは, 引張側柱頭および梁端部に せん断ひび割れが多数生じ, R=7.5×10<sup>-3</sup>rad. には, 壁か ら梁にせん断破壊が拡大し, 耐力が一度に低下した。破 壊性状は, 壁せん断破壊と考えられる。

試験体LSの初ひび割れは,引張柱側の接着接合面で, R=0.4×10<sup>-3</sup>rad. に生じた。その後,同ひび割れは,壁脚 部の接着接合面へ伸延し,R=1.0×10<sup>-3</sup>rad.サイクル完了時 には,壁下部全域に広がり,ずれ変形が生じた。同ひび 割れ発生状況は,これまでの実験よりも発生部材角やそ の進展が早く,また位置も壁上部であったものが壁下部 に生じるなど,相違が見られる。これは,躯体強度が低 い事と共に,柱への軸力を増設壁の施工前に導入したた め,接着接合面に生じた圧縮力が小さかったためと考え



図-3 圧縮強度-ヤング係数,引張強度関係

表-3 実験結果一覧

						十匹(時四月八)	
試験体名		LN		LS		LSH	
		正側	負側	正側	負側	正側	負側
各耐力	$R=1.0\times10^{-3}$ rad.	314	-331	282	-263	382	-362
	$R=2.0\times10^{-3}$ rad.	416	-422	340	-345	474	-464
	$R=4.0\times10^{-3}$ rad.	498	-494	393	-399	531	-521
	$R=6.0\times10^{-3}$ rad.	489	-472	389	-388	505	-485
	$R=10.0\times10^{-3}$ rad.	393	—	390	-392	422	-369
最大耐力		498	-494	393	-399	531	-521
		(0.004)	(-0.004)	(0.004)	(-0.004)	(0.004)	(-0.004)
破壊形式		壁せん断破壊		躯体ー増設壁界面 滑り+柱パンチング		壁せん断滑り破壊	
	周辺躯体-	344 -331		壁上:-373(-0.003)		壁上:-521(-0.004)	
	増設壁界面	(0.0013)	(-0.001)	壁下:198(0.0004)		壁下:474(0.002)	
	壁せん断	241	-260	0.02まで	-0.01まで	261	-240
ていてド生いわ		(0.0005)	(-0.0004)	生ぜず	生ぜず	(0.0005)	(-0.0003)
0.0 8140	柱曲げ	294	-316	261	-180	221	-181
-		(0.001)	(-0.001)	(0.0008)	(-0.0005)	(0.0003)	(-0.0002)
	柱せん断	314	-295	330	-345	420	-361
		(0.001)	(-0.0007)	(0.0018)	(-0.002)	(0.0013)	(-0.0011)
建位陈仕	柱主筋	_		375 (0.017)		-	
	帯筋	375 (0.011)		400 (0.021)		-491 (-0.005)	
邓加阳门人	肋筋	415 (0.0087)		—		—	
	壁筋	360 (0.0015)		—		-440 (-0.0017)	

られる。R=-3.0×10<sup>-3</sup>rad. では,壁上部の接着接合面に もひび割れが生じ,接着接合面全域に伸延した。最大耐 力は,R=4.0×10<sup>-3</sup>rad.Q=393kN で発生し,以後ずれ破壊 がより進行したが耐力は低下せず,R=10×10<sup>-3</sup>rad.でも, R=4.0×10<sup>-3</sup>rad.時の99%を示した。柱頭から壁隅部へ直接 せん断的に作用したと考えられるせん断力(以下パンチ ングシアと記す)によるパンチングシア破壊が顕著にな るにつれ,壁が柱頭に食い込むような破壊性状を示し, R=60×10<sup>-3</sup>rad.ではQ=514kN を生じ,実験を終了した。 破壊性状は,柱頭パンチングシア破壊を伴う接着界面の 滑り破壊と考えられる。

試験体 LSH の初ひび割れは,柱の曲げひび割れが R=0.3×10<sup>-3</sup>rad.で,壁のせん断ひび割れが,R=0.5×10<sup>-3</sup>rad. で生じた。接着接合面のひび割れは,引張柱側では R=0.6×10<sup>-3</sup>rad.に,壁下部では R=2.0×10<sup>-3</sup>rad.に生じた が,いずれも軽微だった。R=3.5×10<sup>-3</sup>rad.には,壁上部 の接着接合面にもひび割れが生じたが,ずれを伴うもの ではなかった。最大耐力 Q=531kN は,R=4.0×10<sup>-3</sup>rad.で 発生し,以降壁せん断破壊がより進行した。R=6.0×10<sup>-3</sup>rad.で 発生し,以降壁せん断破壊がより進行した。R=6.0×10<sup>-3</sup>rad. サイクルで,引張側柱頭のせん断破壊が顕著になると, 壁全面に生じたせん断ひび割れが,壁ブロックの水平目 地に沿って伸延した。R=10×10<sup>-3</sup>rad.サイクルでは,引張 柱頭のせん断破壊と,壁ブロックの水平破壊が繋がって 壁の滑り破壊が生じ,耐力が低下した。最終破壊時には,



試験体 LN



試験体 LS



試験体 LSH 写真一1 最終破壊状況

畄位・1・N(部村名P)

ずれ破壊を起した目地周辺のブロックが割裂破壊を起 し、一部が剥落した。破壊性状は、壁せん断破壊から生 じたせん断滑り破壊と考えられる。

## 3.2 実験変数による比較

荷重-変形関係の包絡線の比較を図-5 に示す。初期 剛性は3体共に同程度であるが、試験体LSの剛性低下 が他の2体よりも早く、最大耐力も低い。一方、接着接 合面を補強した試験体LSHでは、接合部の破壊が抑えら れ、試験体LNと同程度に最大耐力が向上し、補強の効 果が現れている。

## 3.3 柱壁のせん断力の負担分

## (1) 周辺フレームの応力状態

柱梁主筋に添付した 歪ゲージの計測値から, 各部材断 面の軸力 N および曲げモーメント M を算定した。断面 内の歪分布は、平面保持を仮定して主筋の歪値から求め た。鉄筋の負担応力は歪値から算出し、引張側および圧 縮側を考慮した。コンクリートの負担応力は、中立軸か ら柱縁までの応力度分布をe関数法で仮定した。これら の応力から,部材芯に対する軸力Nおよび曲げモーメン ト M を算出した。なお試験体 LSH の右柱頭は、ゲージ の断線によりデータが欠落した。同方法によって求めた 正載荷時所定変形での軸力 N および曲げモーメント M を図-6 に示す。図より、周辺フレームとの一体性が確 保されたと考えられる試験体 LN, LSH では、引張柱の モーメント勾配は小さく、引張柱としての性状が現れて いる。一方接着接合面の滑りが生じ、ラーメン的な変形 性状を示したと考えられる試験体 LS は、初期から柱に モーメント勾配が現れ、壁上部の接着接合面が剥離した R=4.0×10<sup>-3</sup>rad.以降は、梁にもモーメント勾配が現れてい る。しかし本応力図からは、柱頭から壁隅部へ直接せん 断的に作用したパンチングシアによる影響は読み取り にくい。

#### (2) 増設壁の負担応力

前節で求めた周辺フレームの応力から,増設壁の負担 する応力の算定を試みた。周辺フレームと増設壁の応力 の伝達を,図-7に示す水平・垂直接合面に生じるせん 断力  $Q_W$ と,柱梁端部から壁隅部へパンチングシアとし て,伝達される応力の水平成分 H および鉛直成分 V に集 約して仮定した。水平・垂直接合面に生じるせん断力  $QW_{T}$ , $QW_{L}$ , $QW_{R}$ は,接合された柱梁の両端の軸力差とし て求めた。パンチングシアの水平成分  $H_{I}$ ,  $H_{2}$ および鉛直 成分  $V_{I}$ ,  $V_{2}$ は,柱梁接合部周辺の応力の釣り合いから求 めた。ただし壁下部のせん断力  $QW_{B}$ ,水平成分  $H_{3}$ , $H_{4}$ お よび鉛直成分  $V_{3}$ ,  $V_{4}$ は,周辺フレームの応力が不明なた め算定しない。また増設壁から柱梁中間部へ作用する圧 縮引張応力は考慮しない。同方法によって求めた増設壁 上部における全せん断力 Q (= $P_{L}+P_{R}$ )に対する負担応力



として, 壁梁境界面せん断力  $QW_T$ と, 柱頭からのパンチ ングシア  $H_I$ , および左右柱の負担せん断力  $Q_L$ ,  $Q_R$ を正 載荷時包絡線で図-8 に示す。図より, 試験体 LN では 80%程度のせん断力が壁梁境界面で伝達されていると 推定される。一方試験体 LS では, 接着接合面の剥離前 は, 壁梁境界面でせん断力を負担しているが, 接着接合 面が剥離した R=4.0×10<sup>-3</sup>rad. 以降では, 引張柱頭のパン チングシアへせん断力の負担が移行している。また剥離 後の接着接合面でのせん断負担応力は,変位の増大と共 に低下しており,低強度コンクリートによる界面の劣化 が影響していると考えられる。一方試験体 LSH では,併 用アンカーによる補強により接着接合面の剥離が抑制 され,在来施工壁に近い負担応力を示した。

## 4. 最大耐力の評価

PCa ブロック壁により補強された増設壁の最大耐力





は、柱と増設壁を一体と仮定した一体型破壊による算定 値と、水平接合面でのずれ破壊を仮定した接合面破壊に よる算定値との、いずれか小さい方で評価する。一体型 破壊による終局せん断耐力  $_{W}Q_{SU}$ は、式(1)で求めた。

$${}_{W}Q_{SU} = \left\{ \frac{0.068P_{le}^{0.23}(18 + \sigma_{B})}{\sqrt{M/Qd + 0.12}} + 0.85\sqrt{P_{se} \cdot \sigma_{sy}} + 0.1\sigma_{o} \right\} b_{e} \cdot j \qquad (1)$$

σ<sub>B</sub>: 圧縮強度で柱梁と壁の低い方, σ<sub>o</sub>: 軸応力度, P<sub>te</sub>:
 引張鉄筋比, P<sub>se</sub> · σ<sub>sy</sub>: 壁せん断補強筋比および降伏強度,
 b<sub>e</sub>: 等価壁厚, j: 応力中心間距離.

接合面破壊による終局せん断耐力 *aQsu*は,周辺フレームとの接着接合面のせん断強度と,引張側柱頭のパンチングシア強度,および圧縮側柱の曲げせん断強度を累加して式(2)で求めた。

$${}_{a}Q_{SU} = Q_{iu} + {}_{p}Q_{C} + \alpha Q_{C}$$
<sup>(2)</sup>

 Q<sub>ju</sub>:梁下接合面のせん断強度。在来施工壁ではQ<sub>ju1</sub>,

 PCa ブロック接着壁ではQ<sub>ju2</sub>,

 $Q_{ju1} = \min(0.7\sigma_{ay}, 0.4\sqrt{E_{c1} \cdot \sigma_{B1}}) \cdot \sum A_{a1}$ : あと施工アンカー の終局せん断強度,  $\sigma_{ay}$ : あと施工アンカーの降伏強度,  $E_{c1}$ : 柱のヤング係数,  $\sigma_{B1}$ : 柱梁の圧縮強度,  $\sum A_{a1}$ : あ と施工アンカーの総断面積,  $Q_{ju2} = 0.11\sigma_{B1} \cdot A_{PC} + Q_a$ : 水 平接着接合面の終局せん断耐力平均式<sup>2)</sup>,  $A_{PC}$ : 水平接着 面積,  $Q_a = \min(0.5\sigma_{ay}, 0.3\sqrt{E_{c1} \cdot \sigma_{B1}}) \cdot \sum A_{a2}$ : 併用アンカー による付加強度,  $\sum A_{a2}$ : 併用アンカーの総断面積,  $_pQ_c$ : 引張側柱頭パンチングシア耐力平均式で

 $_{p}Q_{c} = k_{av} \cdot \tau_{o} \cdot b \cdot D$ ,  $k_{av}=0.58/(0.76+a/D)$ , a: D/3, b·D: 柱 の幅及びせい,  $\tau_{o}=0.22 \sigma_{BI}+s0.49 \sigma_{o}$ , a: 変形状況を考 慮した低減係数,  $Q_{C}$  柱の終局強度でせん断強度は荒川 平均式,曲げ強度は耐震改修指針<sup>3)</sup>。

実験値と計算値の比較を表-4 に示す。また前式で算 出した各種強度を、図-8 中に示す。図より、破壊性状 が壁せん断破壊となった試験体 LN, LSH の壁梁界面負 担応力は、梁下接合面のせん断強度算定値を上回った。 試験体 LS の壁梁界面負担応力でも,接着接合面の剥離 前は同様の傾向を示しているが,剥離後で変位が進むと 算定値を下回った。一方引張柱頭のパンチングシアせん 断負担応力は,算定値を上回った。接合面破壊の累加に よる強度算定は概ね妥当であると思われるが,負担せん 断力のより正確な把握は,今後の課題である。

次に実験値/計算値と柱梁圧縮強度の関係を,既往の PCa ブロック工法の実験結果<sup>1)</sup>も含めて図-9 に示す。 図より,低強度躯体の場合でも前記手法によって,増設 壁によるせん断強度を概ね推定できると考えられる。

### 5.まとめ

低強度躯体への増設壁による補強効果を,在来施工壁 とPCa ブロック組積壁による接着工法で確認した。その 結果,いずれの補強工法でも,最大耐力を既往の算定式 で評価できる事が分かった。また,接着面破壊を仮定し た場合の累加による強度の算定の妥当性を確認した。

[謝辞]本研究の一部は,国土交通省「住宅・建築関連 先導技術開発助成事業費補助金」を受けて実施しました。 試験体の製作にあたり,日本シーカ(株)藤井洋宣氏には 接着用樹脂を提供して頂きました。

#### 参考文献:

- 増田安彦他:プレキャストブロックを組積して構築した耐震壁のせん断耐力性状に関する研究,コンクリート工学年次論文集 Vol.25, No.2, p1459-1464, 2003
- 2) 栗田康平他: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 6),日本建築学会大会学術講 演梗概集 C-2 分冊, pp.567-568, 2005
- 3) (財)日本建築防災協会:既存鉄筋コンクリート造建物 の耐震改修指針・同解説, 2001 年版