

小型プレキャストブロックを用いた増設耐震壁工法
(その9 低強度コンクリートへの適用)

正会員 ○栗田 康平*
同 増田 安彦*
同 木村 耕三*

耐震補強ブロック 耐震壁低強度 プレキャストパンチングシア

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。そこで筆者等は、既存躯体との接合部に接着工法を用い、その内部に組積したプレキャストブロック(以下PCaブロックと記す)壁を、グラウト材の充填により一体化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。本報では、コンクリート強度が10N/mm²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。柱せん断破壊型の

周辺フレームは共通とし、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 $\sigma_B=10\text{N/mm}^2$ とするために、セメントの一部を石粉に置き換えて水セメント比を大きくした。在来施工壁による試験体LNでは、周辺フレームに接着系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後、普通コンクリートを打設し、壁上部にはグラウト材を充填した。PCaブロック増設壁による接着工法の試験体LS、LSHでは、壁筋と継手させる接合筋を溶接した鋼製棒(以下ガイドスチールと記す)を周辺フレームへエポキシ系樹脂で接着した後、三方に溝を有する小型のPCaブロック相互を接着しながら組積し、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。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、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。柱軸力は、当初計画時の躯体強度を $F_c=24\text{N/mm}^2$ と仮定した軸力比 $\eta=0.125$ に相当する、 $\sigma_B=10\text{N/mm}^2$ に対する $\eta=0.3$ 相当を、増設壁施工前にPC鋼棒で予め導入した。

表-1 試験体一覧

試験体概要	LN 在来施工壁 あと施工アンカー工法	LS PCaブロック組積壁 接着工法	LSH PCaブロック組積壁 接着工法+併用アンカー
周辺フレーム	柱諸元 主筋10-D13(p _g =2.62%) 帯筋D6@150(p _w =0.20%) 梁諸元 主筋4-D13(p _t =1.20%) 筋筋D5@120(p _w =0.20%)	柱諸元 b×D×h _w =220×220×900(mm) 主筋10-D13(p _g =2.62%) 帯筋D6@150(p _w =0.20%) 梁諸元 B×D×L _w =170×280×1480(mm) 主筋4-D13(p _t =1.20%) 筋筋D5@120(p _w =0.20%)	柱諸元 b×D×h _w =220×220×900(mm) 主筋10-D13(p _g =2.62%) 帯筋D6@150(p _w =0.20%) 梁諸元 B×D×L _w =170×280×1480(mm) 主筋4-D13(p _t =1.20%) 筋筋D5@120(p _w =0.20%)
補強壁諸元	壁厚 配筋 h _w ×L _w =900×1480(mm), t _w =70mm. 縦S-D6@120, 横S-D5@74 (p _w =0.4%) 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	壁厚 配筋 h _w ×L _w =900×1480(mm), t _w =70mm. 縦S-D6@120, 横S-D5@74 (p _w =0.4%) 打設コンクリート 壁の構成 小型PCaブロックを組積 溝内はグラウト充填	壁厚 配筋 h _w ×L _w =900×1480(mm), t _w =70mm. 縦S-D6@120, 横S-D5@74 (p _w =0.4%) 打設コンクリート 壁の構成 小型PCaブロックを組積 溝内はグラウト充填
周辺躯体との接合部	あと施工アンカー: 縦S-D10D13@120 横S-D10@74(p _a =1.2%) スパイラル筋:φ2-d40@25	ガイドスチール接着幅70mm 上縦C-70×25×3.2×3.2, FPL-70×4.5 接合筋:縦S-D6@120 横S-D5@74 併用するあと施工アンカーなし	ガイドスチール接着幅70mm 上縦C-70×25×3.2×3.2, FPL-70×4.5 接合筋:縦S-D6 D10@120 横S-D6@74 併用するあと施工アンカー 縦S-M8@120(p _a =0.4%)

表-2 材料強度

コンクリート	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	弾性係数 E_c (kN/mm ²)	鋼材				
				降伏点 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_u (N/mm ²)	弾性係数 E_s (kN/mm ²)		
LN	柱	8.8	1.03	14.9	D13(柱梁主筋)	376	544	191
	ベース	8.6	-	15.4	D6(帯筋・壁筋)	371	540	195
	壁	25.9	2.35	26.2	D5(筋筋・壁筋)	357	539	187
	充填グラウト	58.9	3.58	25.2	D13(あと施工アンカー)	349	548	188
LS	柱	10.2	1.31	18.1	D10(あと施工アンカー)	344	480	187
	ベース	8.6	1.03	14.5	D13(柱梁主筋)	360	426	185
LSH	PCaブロック	54.1	2.60	23.9	D10(接合筋)	355	509	184
	充填グラウト	65.8	2.98	25.5	D6(帯筋・壁筋・接合筋)	371	540	195
					D5(筋筋・壁筋・接合筋)	362	536	179
					PL-3.2(ガイドスチール)	236	329	209
					M10(アンカーボルト)	426	473	205
				M8(アンカーボルト)	416	541	188	

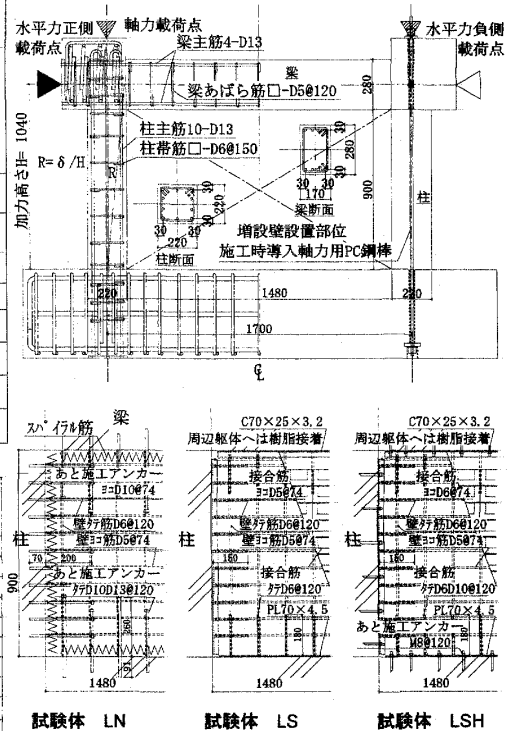


図-1 試験体形状

3. 実験結果

3.1 破壊性状および荷重-変形関係

実験で得られた各種耐力を表-3 に、荷重-変形関係を図-2 に、最終破壊状況を写真-1 に示す。

試験体 LN の初ひび割れは、壁せん断で $R=0.5 \times 10^{-3}$ rad. に生じた。 $R=2.0 \times 10^{-3}$ rad. サイクルでは、周辺フレームと増設壁界面や、普通コンクリートグラウト打継面にひび割れが生じた。最大耐力 $Q=498$ kN は、 $R=4.0 \times 10^{-3}$ 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滑りは軽微で、以後壁のせん断破壊が進行した。 $R=7.5 \times 10^{-3}$ rad. には、壁から梁にせん断破壊が拡大して耐力が低下し、最終破壊形式は壁せん断破壊となった。

試験体 LS の初ひび割れは、引張柱側の接着接合面で、 $R=0.4 \times 10^{-3}$ rad. に生じ、以後壁脚部の接着接合面へ伸延し、 $R=1.0 \times 10^{-3}$ rad. サイクル完了時には、壁下部全域に広がった。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いなどの相違が見られ、柱軸力の導入を、増設壁の施工前に実施した事により、接着接合面に生じる圧縮力が小さくなった影響と考えられる。壁

上部の接着接合面にも、最大耐力を示した $R=4.0 \times 10^{-3}$ rad. $Q=393$ kN 以後の $R=-3.0 \times 10^{-3}$ rad. でひび割れが生じ、最終破壊形式は、壁上部の滑り破壊が顕著に伸展した事による、柱頭から壁隅部へ作用したせん断力（以下パンチングシアと記す）で生じた、柱パンチングシア破壊を伴う接着界面滑り破壊となった。

試験体 LSH の接着接合部のひび割れは、柱の曲げひび割れや壁のせん断ひび割れ後の $R=0.6 \times 10^{-3}$ rad. から生じ始めたが、その伸延は緩やかで滑りも軽微だった。最大耐力 $Q=531$ kN は、 $R=4.0 \times 10^{-3}$ rad. で発生し、以後壁のせん断破壊が進行した。 $R=6.0 \times 10^{-3}$ 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始め、最終破壊形式は、ブロックの水平目地での滑りを伴う壁せん断破壊となった。

3.2 柱壁の負担せん断力

(1) 周辺フレームの応力状況

柱梁主筋に添付した歪ゲージの計測値から、各部材断面の負担軸力 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 関数法で仮定して算出した。これらの応力から、部材芯に対する軸力および曲げモーメントを算出した。同方法によって求めた正載荷時所定変形での応力状態を図-3 に示す。図より、周辺フレームとの

表-3 実験結果一覧

試験体名	単位:kN(部材角R)						
	LN		LS		LSH		
	正側	負側	正側	負側	正側	負側	
各耐力	$R=1.0 \times 10^{-3}$ rad.	314	-331	282	-263	382	-362
	$R=2.0 \times 10^{-3}$ rad.	416	-422	340	-345	474	-464
	$R=4.0 \times 10^{-3}$ rad.	498	-494	393	-399	531	-521
	$R=6.0 \times 10^{-3}$ rad.	489	-472	389	-388	505	-485
	$R=10.0 \times 10^{-3}$ rad.	393	-	390	-392	422	-369
最大耐力	498 (0.004)	-494 (-0.004)	393 (0.004)	-399 (-0.004)	531 (0.004)	-521 (-0.004)	
破壊形式	壁せん断破壊		躯体-増設壁界面滑り+柱パンチング		壁せん断滑り破壊		

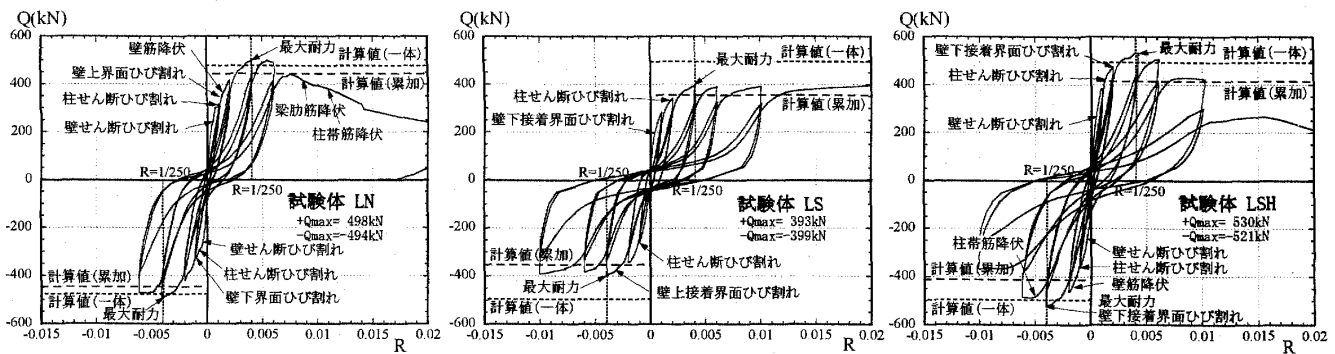
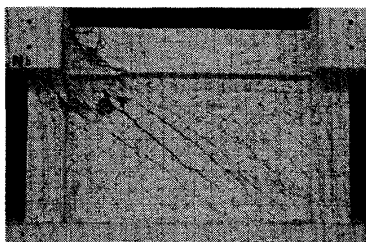
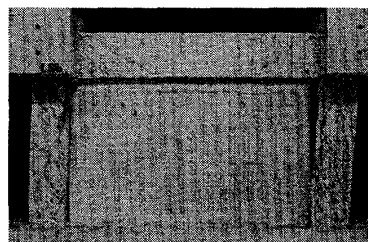


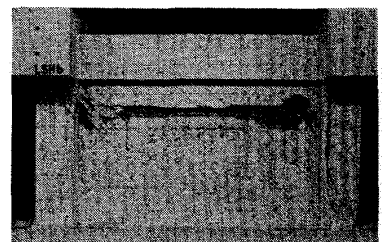
図-2 荷重-変形関係



試験体 LN



試験体 LS



試験体 LSH

写真-1 最終破壊状況

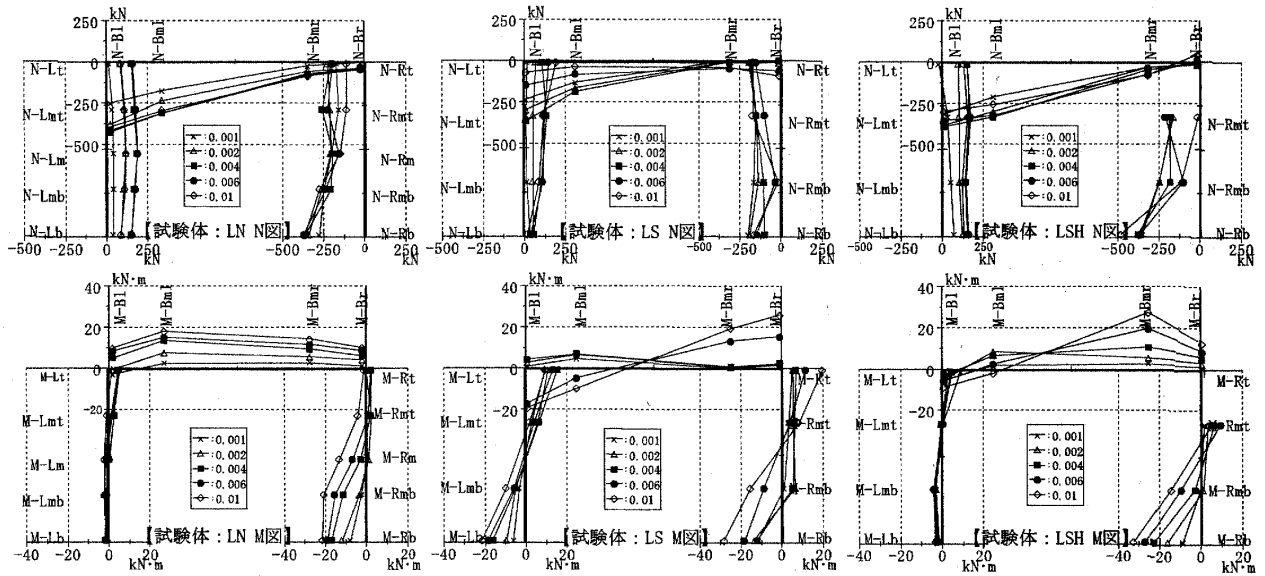


図-3 周辺フレームの応力状況

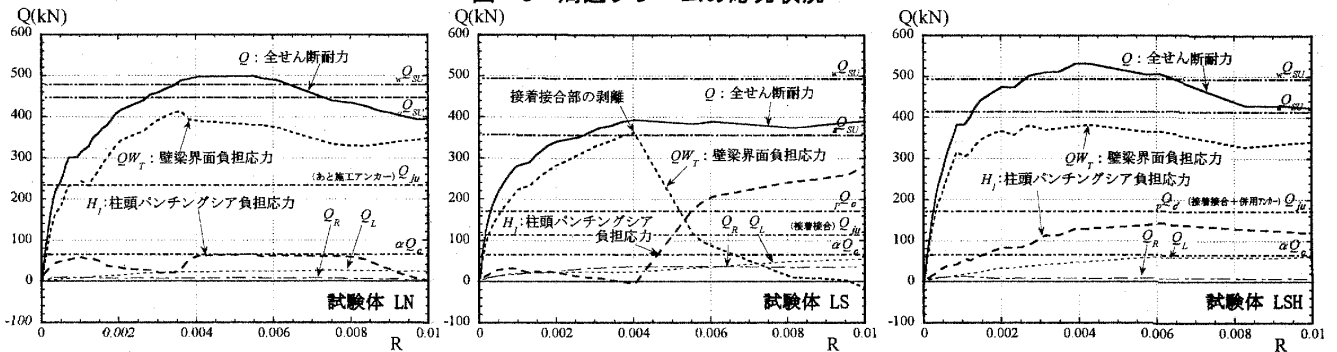


図-4 増設壁の応力負担状況

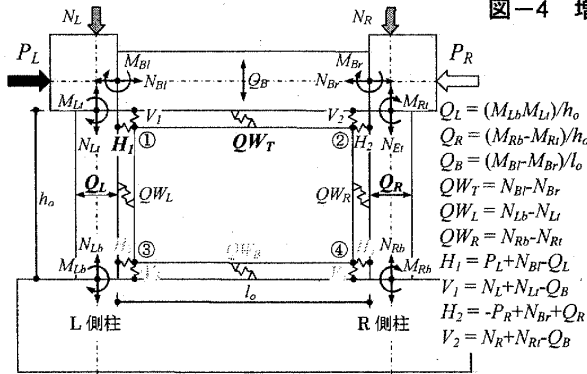


図-5 増設壁の応力算定の仮定

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、引張柱として作用していたと考えられる。一方接着接合面に滑りが生じ、ラーメン的な挙動を示したと考えられる試験体 LS では、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の滑り破壊が顕著になった $R=4.0 \times 10^{-3}$ rad. 以後は、梁にもモーメント勾配が現れている。しかし柱頭に作用したと考えられるパンチングシアによる不連続なモーメント勾配は明確には表れていない。

(2) 増設壁の応力負担

前節で求めた周辺フレームの応力から、増設壁が負担

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-5 に示す水平・鉛直接合面に生じるせん断力 QW と、柱梁端部から壁隅部へパンチングシアとして作用する応力の水平成分 H および鉛直成分 V に集約して仮定した。水平・鉛直接合面に生じるせん断力 QW 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 H および V は、柱梁接合部周辺の応力の釣り合いから求めた。ここでは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全せん断力 Q に占める増設壁上部における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_1 、および左右柱の負担せん断力 Q_L 、 Q_R の負担状況を、正載荷時包絡線で図-4 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。試験体 LS では、接着接合面の滑り破壊が顕著に進む前の $R=4.0 \times 10^{-3}$ rad. では、壁梁境界面での負担分が大きい、破壊の進展にともない負担分が減少し、その一方で引張柱頭へのパンチングシアが増大し、負担分が移行する様子が表れている。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滑り破壊が抑制され、在来施工壁に近い負担傾向を示している。

表-4 計算値と実験値の比較

単位:kN (実験値/計算値)

	LN		LS			LSH	
	計算値	実験値 R=0.004	計算値	実験値 R=0.004 R=0.006		計算値	実験値 R=0.004
一体型破壊せん断耐力 wQ_{su}	476	498 (1.05)	496	393 (0.79)	389 (0.78)	496	531 (1.07)
構成要素を累加したせん断耐力 $aQ_{su}=Q_{ju}+pQ_c+aQ_c$	445	498 (1.12)	355	393 (1.11)	389 (1.10)	413	531 (1.29)
水平接合部せん断負担強度: Q_{ju}	233	388 (1.67)	116	361 (3.11)	86 (0.74)	174	381 (2.19)
右柱負担分:パンチングシア強度: pQ_c	149	68 (0.46)	173	28.7 (0.17)	241.8 (1.40)	173	136.3 (0.79)
左柱負担分:曲げせん断強度: aQ_c	63	40.8 (0.65)	66	21.6 (0.33)	34 (0.52)	66	12.9 (0.20)

4. 最大耐力の評価と負担耐力の比較

増設壁で補強された最大耐力は、柱と増設壁を一体と仮定した一体型破壊による計算値と、水平接合面での滑り破壊を仮定した接合面破壊による計算値で評価する。一体型破壊による終局せん断耐力 wQ_{su} は、式(1)で、接合面破壊による終局せん断耐力 aQ_{su} は、式(2)で求めた。

$$wQ_{su} = \left\{ \frac{0.068P_{te}^{0.23}(18 + \sigma_B)}{\sqrt{M/Qd + 0.12}} + 0.85\sqrt{P_{se} \cdot \sigma_{sy}} + 0.1\sigma_o \right\} b_e \cdot j \quad (1)$$

σ_B : 圧縮強度で柱梁と壁の低い方, σ_o : 軸応力度, P_{te} : 引張鉄筋比, $P_{se} \cdot \sigma_{sy}$: 壁せん断補強筋比および降伏強度, b_e : 等価壁厚, j : 応力中心間距離

$$aQ_{su} = Q_{ju} + pQ_c + aQ_c \quad (2)$$

Q_{ju} : 水平接合面のせん断強度。在来施工壁は Q_{ju1} 、接着施工壁は Q_{ju2} 。 $Q_{ju1} = \min(0.7\sigma_{ay}, 0.4\sqrt{E_{c1} \cdot \sigma_{B1}}) \cdot \Sigma A_{a1}$: あと施工アンカーの終局せん断強度, σ_{ay} : あと施工アンカーの降伏強度, E_{c1} : 柱のヤング係数, σ_{B1} : 柱梁の圧縮強度, ΣA_{a1} : あと施工アンカーの総断面積、

$Q_{ju2} = 0.11\sigma_{B1} \cdot A_{PC} + Q_a$: 水平接着面の終局せん断耐力平均式²⁾, A_{PC} : 接着面積, $Q_a = \min(0.5\sigma_{ay}, 0.3\sqrt{E_{c1} \cdot \sigma_{B1}}) \cdot \Sigma A_{a2}$: 併用アンカーによる付加強度, ΣA_{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 $pQ_c = k_{av} \cdot \tau_o \cdot b \cdot D$, $k_{av} = 0.58/(0.76 + a/D)$, $a: D/3$, $b \cdot D$: 柱の幅及びせい, $\tau_o = 0.22\sigma_{B1} + 0.49\sigma_o$, α : 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³⁾。

上記手法による計算値と、実験で得られた最大耐力および構成要素の各負担耐力との比較を表-4に示す。破壊性状が壁せん断破壊となった試験体 LN、LSH の計算値(1)との適合性は良い。また接合部破壊となった試験体 LS でも、壁上部の滑り破壊が顕著になる前の $R=40 \times 10^{-3} \text{rad.}$ とそれ以後の $R=60 \times 10^{-3} \text{rad.}$ のいずれにおいても計算値(2)との適合性は良い。しかし水平接合部の推定負担値は $R=40 \times 10^{-3} \text{rad.}$ では計算値を上回るが、 $R=60 \times 10^{-3} \text{rad.}$ では下回り、代わりに増加した引張柱頭のパンチングシア負担分は算定値を上回るなど、変位量によって異なっている。接合面破壊における構成要素の耐力を累加する算定手法は概ね妥当であるが、変形量と破壊性状による負担内訳の変化を考慮した耐力の算定方法は今後の課題である。

実験値/計算値

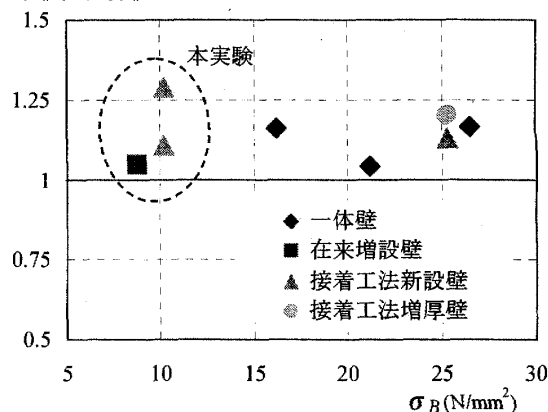


図-6 計算値と柱梁圧縮強度の関係

柱梁の圧縮強度と実験値/計算値との関係を、既往の PCa ブロック工法の実験結果¹⁾も含めて図-6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耐力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。また実験で得られた耐力から、補強壁を構成する各要素の負担耐力への分離を試み、負担耐力の内訳が、変形量と破壊性状により異なる事を示した。

謝辞: 本研究の一部は、国土交通省「住宅・建築関連先端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:

- 1) 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

*大林組 技術研究所

*Technical Research Institute、Obayashi Corporation