

論文 既存架構に PCa コッターを接着した増設耐震壁の構造的な性能

松本智夫^{*1}・西原 寛^{*1}・小林和義^{*2}

要旨：増設壁の施工合理化を目指して、既存の RC 造架構に PCa コッターを接着した増設耐震壁の水平加力実験を行った。試験体は、壁板を新設する場合と、既存の耐震壁の壁厚を打ち増す場合について、それぞれ既存の付帯架構にコッターを接着して壁板のせん断伝達を行い、あと施工されたアンカー筋と増設壁板内の縦、横筋とは、重ね継手による応力伝達が可能であるとして、あと施工アンカーの本数を低減した。実験結果から、増設耐震壁のせん断強度は、一体打ちのそれに比べて幾分小さくなったが、それでも耐震改修指針で要求されるせん断強度を上回り、接着コッターの有効性が確認された。

キーワード：増設耐震壁、PCa コッター、せん断伝達、あと施工アンカー、重ね継手

1. はじめに

既存の RC 造架構に新たに壁板を設ける、または既存の RC 造耐震壁の壁厚を打ち増すといった増設耐震壁による耐震補強は、保有水平耐力を容易に確保できる点で有効である。しかしながら、既存の柱梁に多数のあと施工アンカーを固着させる従来の補強工事は、困難な場合も多いことが指摘されている。

この場合のあと施工アンカーは、アンカー筋のばね作用にせん断力の伝達を期待しているため、多くの本数が必要とされる。そこで、あと施工アンカーの本数はできるだけ低減し、その分の既存架構と増設壁板との界面のせん断伝達を、プレキャスト(PCa)造のシャコッターを既存架構に接着することにより行った。また、増設壁板に挿入された縦、横せん断補強筋と、既存架構から増設壁へ定着されたアンカー筋とは、重ね継手による応力伝達が可能であると考えた。

本報では、新設壁と増打ち壁の双方の場合について、あと施工アンカーに代わる既存架構に接着コッター接合した増設耐震壁の水平加力実験を行った。そして、この場合の構造的な性能を把

握することで、耐震補強工事におけるあと施工アンカーの代替として、接着コッターの有効利用による施工合理化の可能性を検証した。

2. 実験概要

2.1 試験体および使用材料

試験体は表-1に示す6体である。内訳は、新設壁を対象としたシリーズ1、増打ち壁を対象としたシリーズ2で、いずれも一体打ちの RC 造耐震壁を含む3体ずつである。

シリーズ1試験体は、せん断破壊を想定した一層一梁間で一体打ちの耐震壁試験体(SWM)の他に、内法が1,800×1,000mm、厚さ75mmで柱幅の1/4とした壁板を、既存架構に新設する試験体2体(SWR10, SWR19)である。

試験体:SWR10 および SWR19 は、ともに試験体:SWM と同じ側柱および梁を既存架構として、内側四周に PCa コッター、長さ×幅×高さ=100×65×20mm を 100mm おきに接着する。次に、あと施工アンカーのアンカー筋と壁の縦、横筋とを重ね継手するが、試験体:SWR10 では、梁芯および柱芯に D10@200、有効埋込み長さ 10d(d:鉄筋径)、新設壁への有効定着長さ 24d

*1 安藤建設(株)技術研究所(正会員)

*2 安藤建設(株)構造設計部

のアンカー筋(先端ナット付き)を施工する。これらは、それぞれ一体打ちの試験体:SWM の壁縦、横筋の全断面積にほぼ等しい。さらに、新設壁板の縦、横筋は、D6@200 のダブル配筋とするが、壁筋の端部は既存架構に定着しない。これにより、アンカー筋と壁筋とは、壁筋の鉄筋径でみると継手長さ 40d の重ね継手になっている。

試験体:SWR19 の鉄筋の重ね継手は、柱芯に 1-D19、有効埋込み長さ 10d、壁板への有効定着長さ 40d のアンカー筋を施工し、壁板内で別の D19 鉄筋と長さ 40d の重ね継手を行う。梁芯にも 2-D19、長さ 10d、長さ 40d のアンカー筋を施工して、同様に長さ 40d の重ね継手をする。さらに、新設壁内の縦、横筋は D6@200 のダブル配筋とする。この鉄筋は、壁板のせん断ひびわれの分散およびコンクリートの剥落防止を目的としたものである。

シリーズ 2 試験体は、やはりせん断破壊を想定した壁厚が 100mm で一体打ちの耐震壁試験体(SW100)の他に、既存の壁板が内法 1,800×1,000mm、厚さ 50mm、そこに厚さ 50mm の増打ち壁を設けて、合わせた壁厚が 100mm で、柱幅の 1/3 とした増打ち耐震壁試験体 2 体(SW50AC, SW50C)である。試験体:SW50AC および SW50C は、試験体:SW100 と同じ側柱および上下梁を付帯架構として、厚さ 50mm、壁筋 D6@150 縦横共シングル配筋($p_v=0.43\%$)の壁板を一体打ちで製作した。

表-1 試験体の構造諸元

シリーズ 1・共通要因		
側柱断面: $b \times D_c = 300 \times 300$, 加力梁: $b \times D_b = 400 \times 400$, せん断スパン比: 0.5		
側柱主筋: 10-D13 (SD345 相当), $p_t = 1.41\%$, 帯筋: D6-□@100, $p_v = 0.21\%$		
試験体 SWM: 一体打	試験体 SWR10: 新設壁	試験体 SWR19: 新設壁
壁厚: $t_w = 75 (= b_c/4)$	アンカー筋: D10, 長さ: 25d	アンカー筋: D19, 長さ: 40d
壁補強筋: D6-@200	@200, 先端ナット付き	
縦横共ダブル	接着コッター: 100×65×20@200, コッター率: 35~38.5%	
$p_t = 0.43\%$	壁補強筋: D6-@200 縦横共ダブル	

シリーズ 2・共通要因		
側柱断面: $b \times D_c = 300 \times 300$, 加力梁: $b \times D_b = 400 \times 400$, せん断スパン比: 0.5		
側柱主筋: 8-D16 (SD345), $p_t = 1.77\%$, 帯筋: D6-□@100, $p_v = 0.21\%$		
試験体 SW100: 一体打	試験体 SW50AC: 増打ち壁	試験体 SW50C: 増打ち壁
壁厚: $t_w = 100 (= b_c/3)$	アンカー筋: D10, 長さ: 25d	アンカー筋: なし
壁補強筋: D6-@150	@300, 先端ナット付き	ずれ防止筋: D6-□@150
縦横共ダブル	接着コッター: 90×40×20@150, コッター率: 43~48%	
$p_t = 0.43\%$	増打ち壁厚: 50, 壁筋: D6-@150 縦横共シングル	

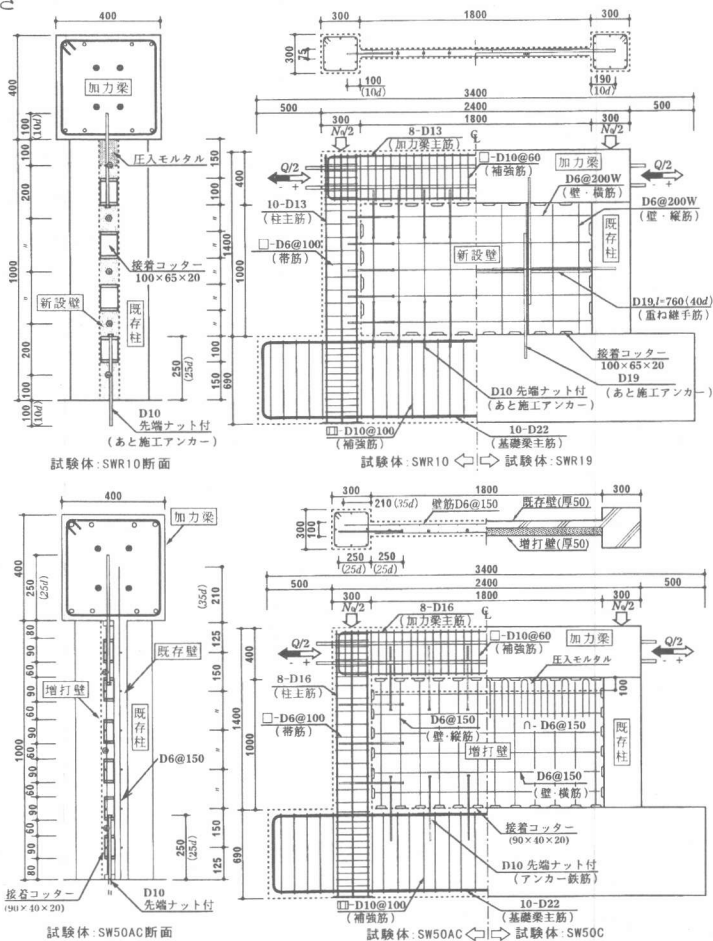


図-1 増設耐震壁試験体の形状・寸法および配筋

この既存壁面を目荒しして、付帯架構の内側四周に PCa コッター、長さ×幅×高さ=90×40×20mm を 60mm おきに接着する。次に、あと施工アンカーのアンカー筋と壁筋とを重ね継手するが、試験体:SW50AC では、側柱および上下梁に D10@300、増打ち壁への有効定着長さ 24d のアンカー筋(先端ナット付き)を施工する。これらは、それぞれ増打ち壁板に挿入する壁横、縦筋の断面積にほぼ等しい。この増打ち壁板の縦、横筋は、D6@150 をシングル配筋とし、壁筋の端部はいずれも既存架構に定着しない。これにより、アンカー筋と壁筋とは、壁筋の鉄筋径でみると継手長さ 40d の重ね継手になる。

試験体:SW50C では、増打ち壁板内の縦、横筋を D6@150 のシングル配筋とした。この鉄筋は、壁板のせん断ひびわれの分散およびコンクリートの剥落防止のためであり、従って、既存部分から増打ち壁へのせん断応力の伝達は、付帯架構に接着したコッターのみで行うことになる。ただし、アンカー筋がないため、増打ち壁のコンクリートと圧入モルタルとの打継ぎ目でのずれを防止する目的で、打継ぎ目に $\cap$ 形の D6 鉄筋を 150mm 間隔で差し筋した。

コッターの貼付は、接着面をプライマー処理した後アクリル系接着剤を用いて行った。また、同時にコッター試験片の接着強度試験を行い、母材(既存架構)のコンクリート圧縮強度の 0.1 倍を上回る接着強度を有していることを確認した。あと施工アンカー用の定着材は、シリーズ 1 試験体ではセメントモルタルカプセルを使用した。シリーズ 2 試験体のあと施工アンカーは、試験体での施工が困難なため、予め既存架構にアンカー用の D10 鉄筋を深さ 25d 差し筋して代用した。増設壁のコンクリートは、いずれも上部 100mm 程度を残して打込み、上端はグラウト用無収縮モルタルをポンプ圧送した。

図-1に一体打ちを除く試験体の形状・配筋を示す。表-2、表-3に鉄筋、コンクリートの材料試験結果を示す。試験体の製作はほぼ実施工通りに行った。

表-2 鉄筋の材料試験結果

使用鉄筋:呼び名	σ_y	ε_y	σ_t	E_s	e_l
アンカー筋:D19	365	2230	575	183	22
柱主筋:D16	382	2520	586	186	23
柱主筋:D13	412	2220	568	201	24
アンカー筋:D10	349	2075	467	187	24
補強筋:D6	346	2100	517	188	19

記号 σ_y :降伏強度(N/mm²), ε_y :降伏歪(μ), σ_t :引張強度(N/mm²), E_s :ヤング係数(kN/mm²), e_l :伸び(%)

表-3 コンクリートの材料試験結果

試験体	SWM			SW100		
	σ_B	E_c	$c\sigma_t$	σ_B	E_c	$c\sigma_t$
一体打ち	28.9	26.4	2.71	24.8	23.2	2.19
試験体	SWR10			SWR19		
	σ_B	E_c	$c\sigma_t$	σ_B	E_c	$c\sigma_t$
既存架構	29.3	27.5	3.04	29.9	27.0	2.91
新設壁	29.1	25.9	2.67	29.2	25.4	2.75
PCaコッター	29.4	26.4	2.84	28.5	27.1	2.94
圧入モルタル	57.7	26.5	-	←	←	-
試験体	SW50AC			SW50C		
	σ_B	E_c	$c\sigma_t$	σ_B	E_c	$c\sigma_t$
既存架構・壁	24.9	23.0	2.30	25.0	22.7	2.41
増打ち壁	23.5	24.0	2.40	23.3	24.8	2.45
PCaコッター	53.5	28.6	-	←	←	-
圧入モルタル	55.7	24.7	-	←	←	-

記号 σ_B :圧縮強度(N/mm²), E_c :ヤング係数(kN/mm²), $c\sigma_t$:割裂強度(N/mm²)

平均強度シリーズ1: $\sigma_B=29.4\text{N/mm}^2$, シリーズ2: $\sigma_B=24.5\text{N/mm}^2$

2.2 加力および測定方法

加力は、両側柱に一定の軸方向力 706kN(全断面積に対する平均軸方向応力度: $\sigma_0=2.0\text{N/mm}^2$) を作用させた状態で、頂部の加力梁位置に水平力を Q/2 の「押し」と Q/2 の「引き」の同時加力で行い、正負交番の繰返し载荷とした。加力の制御は、加力梁の水平変位に基づく部材角制御とし、 $R=\pm 1/1000, \pm 1/400, \pm 1/200, \pm 1/100, \pm 1/67$ で 1 回ずつ、最後に +1/50 までを原則としたが、最大荷重時以降は、各試験体の破壊の進行状況に応じて制御部材角を適宜割愛した。

変位の測定は、加力梁の水平および鉛直変位の他に、側柱の水平および鉛直変位、壁板のずれ変位と目開き量などについて行った。また、鉄筋の主要な箇所でのひずみ測定も行った。

3. 実験結果および検討

3.1 全体挙動

図-2に一体打ちを除く試験体の最終ひびわれ破壊状況を、図-3に全試験体のせん断力-部材角(Q-R)曲線を示す。また、表-4に各試験体の

初せん断ひびわれ強度および最大せん断強度を正加力時について示す。

表-4に示す壁板の初せん断ひびわれ時のせん断力は、シリーズ1試験体:SWR19を除くと、I型梁理論で求めたせん断ひびわれ強度式(表-4脚注)による算定値を上回っていた。

各試験体の破壊経過は、シリーズ1試験体:SWMが、壁板の中央付近でスリップ状のせん断破壊を呈し、最大せん断強度に達した。その後、圧縮側柱の柱脚付近でせん断破壊を伴いながら、耐力は徐々に低下した。新設壁の試験体:SWR10の最大せん断強度は、試験体:SWMのそれに対して約80%に低下した。また、その破壊状況は、壁板のスリップ破壊はほとんど認められず、加力梁下端と壁板とに間隙が生じ、接着コッターも剥がれだしているのが観察された。さらに加力すると、変形のみが進行し、圧縮加力点付近の損壊、圧縮側柱のせん断破壊を呈するようになった。試験体:SWR19の最大せん断強度は、試験体:SWMのその73%に留まった。壁板のひびわれは、重ね継手した鉄筋の周辺に集中して生じた。その後は、圧縮加力点での損壊、圧入モルタル部分の剥落、そして圧縮側柱のせん断破壊を伴って最終的な破壊に至った。

シリーズ2試験体:SW100は、最大せん断強度に達した後、壁板にスリップ状のせん断破壊が生

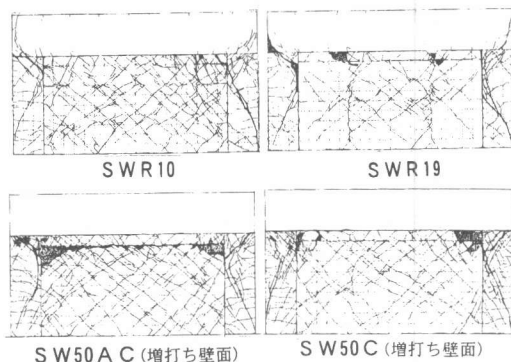


図-2 最終ひびわれ・破壊状況

表-4 せん断強度の比較

シリーズ1試験体		SWM	SWR10	SWR19
Q_{scr}	実	402.9	399.2	247.0
	計	353.8	353.8	353.8
	(*)	(1.14)	(1.13)	(0.70)
Q_{max}	実	1317.5	1050.9	966.8
	(R)	(7.52)	(8.78)	(8.75)
	計	724.6	724.6	719.9
	(*)	(1.82)	(1.45)	(1.34)
シリーズ2試験体		SW100	SW50AC	SW50C
Q_{scr}	実	432.5	472.9	451.6
	計	429.4	429.4	429.4
	(*)	(1.01)	(1.10)	(1.05)
Q_{max}	実	1457.0	1448.9	1309.9
	(R)	(5.03)	(5.02)	(5.01)
	計	789.4	789.4	720.4
	(*)	(1.85)	(1.84)	(1.82)

記号の説明 (*):正加力時の実験値/計算値
 Q_{scr} (実):実験初せん断ひびわれ強度[kN]
 Q_{scr} (計):せん断ひびわれ強度計算値[kN]
 $Q_{scr} = \tau_{scr} w l w / K w, \tau_{scr} = \sqrt{(\sigma_1 \cdot \sigma_1 + \sigma_1 \cdot \sigma_0)}$
 Q_{max} (実):実験最大せん断強度[kN]
(R):最大せん断強度時部材角[x1/1000]
 Q_{max} (計):最大せん断強度計算値[kN]

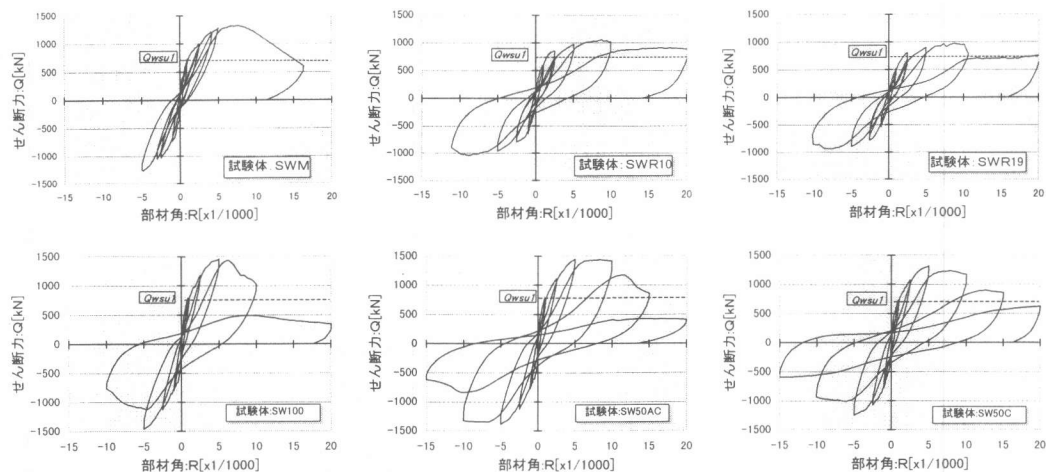


図-3 せん断力-部材角(Q-R)曲線

じた。その後、耐力は徐々に低下し、圧縮側柱のせん断破壊を伴うようになった。増打ち壁試験体:SW50AC は、試験体:SW100 との最大せん断強度の差は僅か 8kN で、その時点 ($R=+1/200$) で耐力を決定付けるようなひびわれは生じなかった。また、 $R=+1/100$ でも耐力の低下はほとんど認められなかった。その後は、圧縮加力点付近の柱のパンチングシャー破壊、増打ち壁板の破壊線は梁下面ではなくて、コンクリートと圧入モルタルとの打継ぎ目に沿うずれ破壊、そして圧縮側柱のせん断破壊を呈するようになって、耐力は低下した。試験体:SW50C の試験体:SW100 との耐力差は 147kN、約 1 割減で、加力梁の下面に間隙がみられた。試験体:SW50AC と同様に、 $R=+1/100$ での耐力低下は比較的小さかった。その後、増打ち壁板の加力梁の下面でのずれが大きくなり、加力点付近の隅角部では壁板の圧潰も生じた。圧縮側柱もせん断破壊を起こして、耐力は低下した。また、両試験体の既存壁は、いずれも加力梁の下面に沿うようにスリップ破壊が生じていた。

各試験体の最大せん断強度については、一体打ち耐震壁のせん断強度 min.式(修正荒川式)を用い、本試験体のせん断スパン比($M/(Q \cdot D)$)が 1.0 以下であることから、これを 1.0 として算定した。その結果を図-3の破線($Qwsu1$)および表-4($Qmax$ (計))に示す。これらによれば、増設耐震壁試験体においても、実験最大せん断強度はいずれも算定値より大きくなっていった。

3.2 増設耐震壁の耐力評価

a. 一体打ちとした場合のせん断強度

増設耐震壁試験体のせん断強度についても、既往の一体打ちの耐震壁のせん断強度式を適用して算定した。表-5は、修正荒川式: $Qwsu1$ 、修正広沢式(mean 式): $Qwsu2$ で、 $M/(Q \cdot D)=1.0$ とした場合、また $M/(Q \cdot D)=0.5$ とした場合

表-5 最大せん断強度の実験値と計算値との比較

シリーズ	$Qmax$ (実)	$Qwsu1$	$Qwsu2$	$Qwsu1^*$	$Qwsu2^*$	Vu	$wQsu(1)$
シリーズ1							
SWM	1317.5	724.6	894.2	1106.9	1115.7	956.5	-
(実/計)	-	(1.82)	(1.47)	(1.19)	(1.18)	(1.38)	-
SWR10	1050.9	724.6	894.2	1106.9	1115.7	956.5	852.5
(実/計)	-	(1.45)	(1.18)	(0.95)	(0.94)	(1.10)	(1.23)
SWR19	966.8	719.9	889.5	1102.2	1110.9	953.8	845.2
(実/計)	-	(1.34)	(1.09)	(0.88)	(0.87)	(1.01)	(1.14)
シリーズ2							
SW100	1457.0	789.4	966.8	1189.2	1198.4	1214.7	-
(実/計)	-	(1.85)	(1.51)	(1.23)	(1.22)	(1.20)	-
SW50AC	1448.9	789.4	966.8	1189.2	1198.4	1214.7	1205.7
(実/計)	-	(1.84)	(1.50)	(1.22)	(1.21)	(1.19)	(1.20)
SW50C	1309.9	720.4	897.8	1120.2	1129.4	1171.2	1100.1
(実/計)	-	(1.82)	(1.46)	(1.17)	(1.16)	(1.12)	(1.19)

記号の説明

$Qmax$ (実): 実験最大せん断強度[kN, 以下同様]

$Qwsu1$: 修正荒川(min.)式による計算値, $M/(Q \cdot D)=1.0$ で算定

$Qwsu2$: 修正広沢(mean)式による計算値, $M/(Q \cdot D)=1.0$ で算定

$Qwsu1^*$, $Qwsu2^*$ では、それぞれ $M/(Q \cdot D)=0.5$ として算定

Vu : 終局強度型指針式による計算値

$wQsu=Qj+pQc+\alpha \cdot Qc$ ……(1): 増設耐震壁のせん断強度

Qj (1): 梁下面にある接合材のせん断耐力の和

Qj (2): 既存壁梁下面のせん断耐力と増打壁接合材のせん断耐力の和

pQc : 柱のパンチングシャー耐力, $\alpha \cdot Qc$: 柱のせん断耐力, $\alpha=1.0$

($Qwsu1^*$, $Qwsu2^*$) のそれぞれについて実験値と計算値とを比較した。さらに、終局強度型指針式: Vu による算定値も示した。

表-5によれば、増設耐震壁試験体であっても、実験最大せん断強度: $Qmax$ (実)は、 $M/(Q \cdot D)=1.0$ とした場合の修正広沢式: $Qwsu2$ および終局強度型指針式: Vu を上回っていた。また、 $M/(Q \cdot D)=0.5$ とした場合には、シリーズ 1 の新設壁試験体:SWR10 および SWR19 の 2 体で、これらの算定値 $Qwsu1^*$, $Qwsu2^*$ よりも、実験最大せん断強度が幾分下回っていた。

b. 増設耐震壁としてのせん断強度

「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(1990)」(以下「耐震改修指針」)によれば、あと施工アンカー、コッター等の接合材により既存架構と増設壁板とが接合された耐震壁の耐力($wQsu$)については、増設耐震壁の接合材、壁板および柱における力の流れを考えて、変形の状態を考慮した累加式(1)(表-5脚注)が示されている。本実験においても、前節に示す増設耐震壁試験体の破壊経過から、これを適用してせん断耐力を検討した。

接合材のせん断耐力(Qj)については、シリーズ 1 ではあと施工アンカーの耐力と接着コッターの耐力との和を求めることになり、シリーズ 2 では、

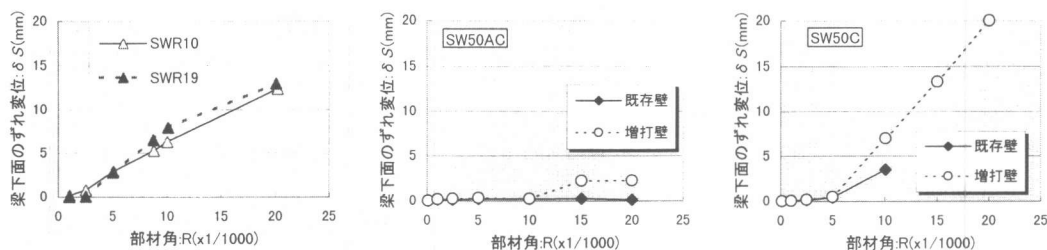


図-4 梁下面における増設壁板のずれ変位

さらに既存壁の梁下面のせん断耐力が累加される。いま、接着コッターの耐力は、耐震改修指針²⁾によれば、原則として実験により定めるとしているが、ここでは、壁式 PCa 造の鉛直接合部の場合³⁾を例に、既存コンクリートの実圧縮強度(σ_c)の 0.1 倍をコッターのせん断強度とした。また、既存壁の梁下面では、壁板のスリップ破壊が生じていたので、そのせん断耐力は江崎らの提案式³⁾を用いた。

表-5の最右欄に式(1)による増設耐震壁のせん断強度を示した。ここでは、接着コッターのせん断強度をやや低めに設定したが、式(1)から求まる増設耐震壁のせん断強度が、実験最大せん断強度に対して安全側の値を示している。

3.3 増設壁板の変形性状

図-4は、破壊線が形成される梁下面における壁板のずれ変位を、正加力時の制御部材角との関係で示した。増打ち耐震壁試験体では、既存壁側と増打ち壁側の両面について示している。

シリーズ 1 試験体:SWR10 および SWR19 は、ともに $R=+1/200$ から部材角の増大にほぼ比例する形で梁下面のずれ変位も増大している。最大せん断力時付近では、試験体:SWR10 の方が、試験体:SWR19 よりもずれ変位が若干小さくなっているのは、梁下面のアンカー筋によるだば効果の影響とみられる。一方、シリーズ 2 試験体:SW50AC の既存壁は梁下面のずれ変位がほとんど生じていない。また、増打ち壁でも、 $R=+1/67$ 以降で僅かにずれ出している程度である。これにより、試験体:SW50AC の破壊線は、加力梁の下面には形成されていないことが分かる。これに対して、試験体:SW50C では、既存壁は

$R=+1/100$ 以降の測定が不能となったが、増打ち壁は $R=+1/200$ から最終まで部材角の増大にほぼ比例する形で、梁下面のずれ変位も増大している。これは、試験体:SW50C の増打ち壁のコンクリートと圧入モルタルとの打継ぎ目に挿入した $\square$ 形のずれ防止筋により、打継ぎ目ではずれることがなかったものと考えられる。

4. 結 論

接着コッター接合した増設耐震壁の水平加力実験を行い、以下のような知見が得られた。

(1) あと施工アンカーの代替として、既存架構に PCa コッターを接着して、壁板を新設した試験体および既存の耐震壁を打ち増した試験体とも、その最大せん断強度は、一体打ちには及ばなかったものの、耐震改修指針で要求されるせん断強度は上回っていた。

(2) あと施工アンカーのアンカー筋と、増設壁板に挿入されるせん断補強筋とを重ね継手することが、増設耐震壁の構造性能に与える影響は小さかった。従って、従来のあと施工アンカーの本数を減らし、代わりに接着コッター接合を併用する、あるいは接着コッターのみとして、アンカー筋を用いない施工法も、本実験の範囲においては、特に支障ないことが分かった。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：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.75-93，pp.191-220，1990.12
- 2) 日本建築学会：壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準・同解説(1982 改定)，1982.6
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，付 11，pp.380-404，1999.11