

論文 RC造増設袖壁付き柱の静加力実験

加藤 大介*1・大塚 祐二*2

要旨：袖壁は耐震補強工法としても有効であり、過去にあと打ちにより増設した場合とプレキャスト板を用いた場合などが報告されている。しかしその補強効果は一体打ちに比べ低く、プレキャストの場合、袖壁単独に圧縮斜材にモデル化する方法などが提案されている。本報告では、筆者らが既往の文献で提案した異型断面のせん断強度評価法を基に、増設袖壁を用いたより効果的な補強法を考察した。また、その一例としてプレキャスト板を用いた補強試験体の実験を行った。

キーワード：袖壁付き柱、耐震補強、増設壁、プレキャスト、エポキシ樹脂、せん断強度

1. はじめに

耐震設計法が性能評価型設計法に移行していったときに、安全限界性能だけではなく、使用限界性能や修復限界性能を向上させることも必要となってくる。袖壁、垂壁、腰壁等は、使用性能や修復性能を高めるために有効であり、筆者らはそれらの2次的な壁を有する柱の性能評価法を確立することを目的として、袖壁付き断面柱の静加力実験を行い¹⁾、異型断面柱の強度

と変形能の評価法を提案してきた²⁾。

一方、袖壁は耐震補強工法としても有効である。東らによって、あと打ちにより増設した場合とプレキャスト板を用いた場合が報告され^{3, 4)}、日本建築防災協会の耐震改修設計指針⁵⁾などに紹介されている。しかしその補強効果は一体打ちに比べ低く、プレキャストの場合、袖壁単独に圧縮斜材にモデル化されている。

本報告では、文献²⁾で提案したせん断強度評

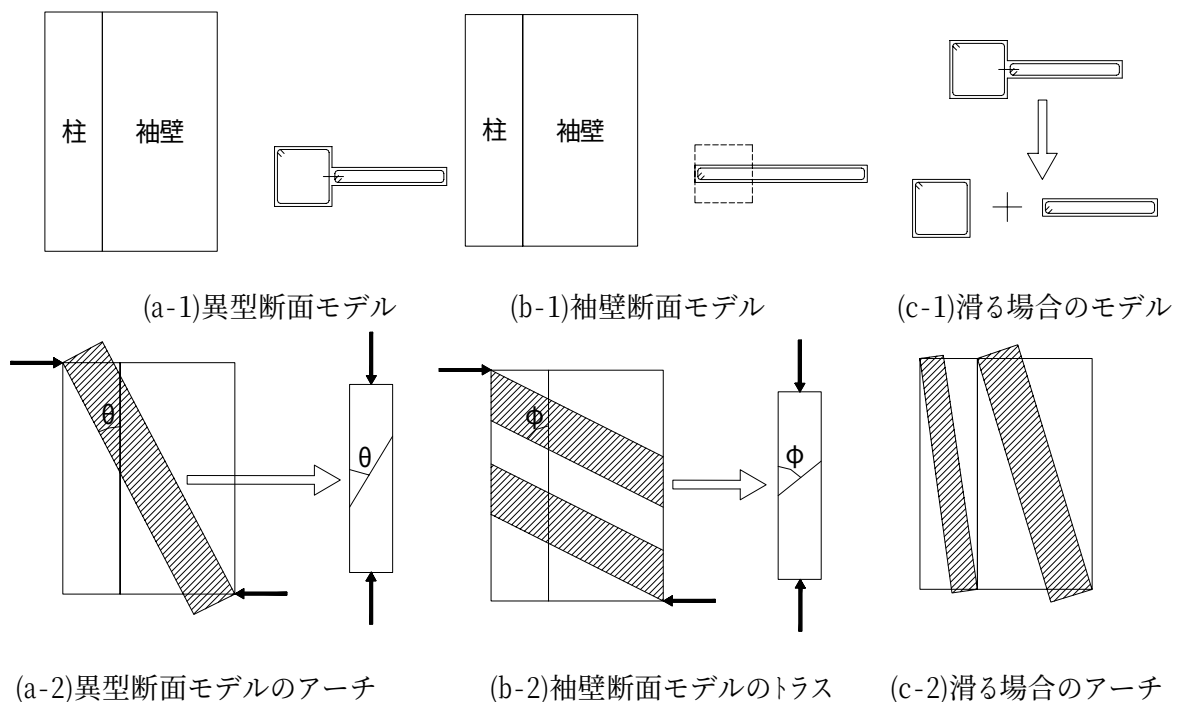


図-1 袖壁付き柱のせん断強度算出モデル

*1 新潟大学教授 工学部建設学科 工博 (正会員)

*2 新潟大学大学院

価法を基に、袖壁を用いたより効果的な補強法を考察した。また、その一例としてプレキャスト板を用いた補強試験体の実験を行った。

2. 実験概要

2.1 実験計画

(1) 増設袖壁付き柱のせん断強度

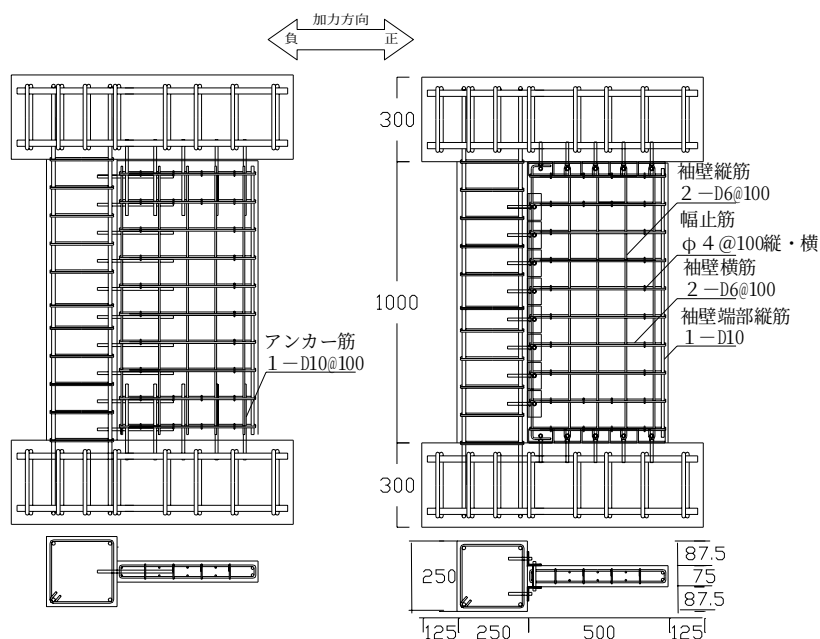
文献²⁾では、日本建築学会の靱性保証型耐震設計法⁶⁾に示されているトラスとアーチに基づくせん断設計式を異型断面に適用する方法が提案されている。図-1にそのモデルを増設壁に適用する方法を示した。原モデルでは異型断面をそのまま対象にする異型断面モデルと(図(a))、袖壁の厚さをもつ長方形断面に置換した袖壁断面モデル(図(b))の2つを想定し、その大きい強度をその部材のせん断強度としている。

異型断面モデルでは、原モデルでは、トラス機構は柱しか考慮しないので、増設袖壁の場合にも同様となる。しかし、アーチ機構は図(a-2)

に示すように、柱と袖壁に渡って束を形成するので、増設壁の場合、接合面での力の伝達が可能かどうかが問題となる。その判定は図(a-2)の右側に示したような、角度 θ の接合面で滑るかどうかの判定を行えばよい。また、摩擦係数 μ であるが、耐震改修設計指針⁵⁾では、コンクリートを後打ちする場合として μ が0.7の設計式が紹介されている。

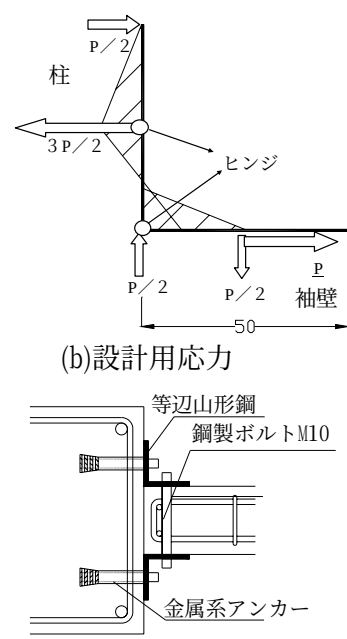
一方、袖壁断面モデルでは長方形断面なので、靱性保証型設計法をそのまま適用する。このとき、トラス機構とアーチ機構の双方で、接合面の滑りが問題となる。図(b-2)はトラス機構の方を示したが、異型断面モデルと同様の滑りの判定を行う。

接合面で滑らない場合は、そのせん断強度は一体打ちと同じとなる。滑る場合は、図(c)に示すように、柱部と袖壁部をばらばらにして、それぞれの強度を求め、その和とする。なお、ばらばらにしたそれぞれの部材の強度は曲げ強度



(a)試験体 RCSW-1 (b)試験体 RCSW-2

図-2 試験体配筋図



(a)詳細図

図-3 山形鋼による接合面の詳細と設計用応力

表-1 試験体の諸元

試験体名	柱断面 (mm)	袖壁断面 (mm)	高さ (mm)	柱部 主筋	柱部帯筋 (帯筋比 %)	袖壁端部 縦筋	袖壁縦・横筋 (壁筋比 %)	幅止筋 (幅止筋比 %)	軸力 (kN)	増設壁工法
RCSW-1	250×250	500×75	1000	4-D10	2-D6@100 (0.26)	1-D10	2-D6@100 (0.85)	φ 4@100縦・ 横 (0.13)	300	あと打ち
RCSW-2										プレキャスト

とせん断強度の小さい方とする。

(2)試験体の計画

以上より、接合面での滑りがせん断強度に大きく影響することが予想される。また、通常のあと打ち施工では、その滑りを抑制することはできないことも予測できる。そこで、本報告では、その滑りを抑える方法として、接合部にエポキシ系の樹脂を注入する方法を試みる。また、ついでに、袖壁のプレキャスト化も試みた。増設壁をプレキャスト化する場合、最近は、アンカー筋により力を伝達させない接着タイプも盛んに研究が行われている。しかし、本研究では、従来のやり方どおり、壁筋の引っ張り力を何らかの方法で既存躯体に伝達されることとした。

2.2 試験体の設計と製作

表-1 に試験体の諸元を、図-2 に試験体配筋図を、表-2 に用いた材料の諸元を示す。試験体は2体で、既存部分に相当する柱と基礎の断面寸法および配筋は共通とした。柱断面は 250mm 角で、帯筋比 0.26%、シアスパン比は 2 である。

試験体 RCSW-1 は一般的なあと打ちの袖壁をもつ増設試験体である。袖壁の厚さは 75mm で、袖壁筋はダブルとした。増設袖壁の周辺には、スパイラルやはしご筋が配されるのが一般的であるが、ここでは、文献 7 を参考に周辺に幅止め筋を用いた。文献 7 では 0.09~0.18% 程度の幅止め筋比（鉄筋面積の壁見付面積比）の例が示されているが、本実験では表にあるように 0.13% とした。アンカー筋は 100mm 間隔のダブルの D6 壁筋に対し、その軸力を伝達できるよう、D10 を 1 本 100mm 間隔とした。なお、このアンカー筋量は、改修設計指針⁵⁾に従ったやり方（一体打ちのせん断強度から柱のせん断強度を引いた分をアンカー筋のせん断力でもたせる）とほぼ同量である。各種強度計算値は後述するが、せん断破壊するように設計している。

試験体 RCSW-2 は接合面にエポキシ樹脂を注入する試験体である。袖壁部分の配筋は試験体 RCSW-1 と同じであるが、プレキャスト化した。図-3(a)は接合面の詳細を示したものであるが、

袖壁部分の壁筋の引っ張り力を山形鋼（50×50×6mm、1 個の長さ 95mm）を介して柱あるいは基礎に伝えた。すなわち、プレキャストの袖壁部分には予め鋼製ボルト M10 を埋め込んでおき（袖壁筋の間隔と同じ 100mm 間隔）、袖壁筋の軸力をこのボルトのダボ作用で山形鋼に伝える。さらに、この応力は金属系のあと施工アンカー（軸筋は鋼製ボルト M10）により柱あるいは基礎部に伝える。図-3(b)はこのときの壁筋 1 本分に対応する長さ 95mm の 1 個の山形鋼に想定した設計用応力である。また、この反力が鋼製ボルトの設計用応力となる。すなわち、袖壁筋 D6 の 1 本分の引っ張り力を $P (=32 \times 322 = 10.3 \text{ kN})$ とし、予め袖壁に埋め込まれている鋼製ボルト

表-2 材料の諸元一覧

(a)鋼関係の強度

名称	品質	種類	断面積 (mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	最大強度 (N/mm ²)
異形鉄筋	SD295	D6	32	322	468
異形鉄筋	SD345	D10	71	373	511
異形鉄筋	SD345	D13	127	365	502
等辺山形鋼	SS400	50×50 ×6mm	長さ 95mm	235 (*)	400 (*)
鋼製ボルト	SS400	M10	58	362	414

(*)：材料実験を行っていないので、規格値を示した。

(b)コンクリートと接着剤の強度

名称	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
既存部（柱、基礎）σ _B	26.0	-
増設部（袖壁）σ _B	29.8	-
圧入用無収縮グラウト材	43.4	-
エポキシ樹脂	118 (*)	54 (*)

(*)：材料実験を行っていないので、規格値を示した。

(c)アンカー筋の強度計算値（文献⁵⁾による）

名称（使用試験体）	接着系アンカー(RCSW-1)	金属系アンカー(RCSW-2)
軸部	D10	M10
有効長さ l_e (mm)	70	60
Ta1(kN):軸部強度	26	21
Ta2(kN):コーン状破壊	21	17
Ta3(kN):付着破壊	24	-
引っ張り強度計算値(kN) =min(Ta1,Ta2,Ta3)	21	17
Qa1(kN):軸部	18	15
Qa2(kN):コンクリート	57	35
せん断強度計算値(kN)= min(Qa1,Qa2)	18	15

M10 にはせん断 P と引っ張り力 $p/2$ の複合応力が、金属系アンカーとその軸筋 M10 には引っ張り力 $1.5P$ が生じる。アンカー筋等はこれらに安全なように設計した（表-2 参照）。

施工であるが、既存躯体は 2 体同時に同じコンクリートを平打ちし、その後、試験体を立てた。試験体 RCSW-1 は約 3mm 程度の目荒らしをし、袖壁の配筋をした後に、上部 75mm を残し、増設部コンクリートを上部から流し込んだ。その後、無収縮グラウトを圧入した。試験体 RCSW-2 のプレキャストの袖壁は試験体 RCSW-1 のあと打ち袖壁と同じコンクリートを用いた。その後、既存躯体（柱と基礎）との隙間が 5mm 程度になるようにして、袖壁を山形鋼を介して固定した。なお、前述したように山形鋼は 95mm の長さに切断して用いたが、これは施工性を考慮してのものである。最後に、

隙間をシールして、エポキシ樹脂を圧入した。

2.3 加力方法

加力は、図-4 に示す加力装置図により逆対称変形を与えた。軸力は試験体上部の鉛直ジャッキで試験体幅方向の中心に 300kN の一定軸力を与え、左右の 2 台の鉛直ジャッキにより試験

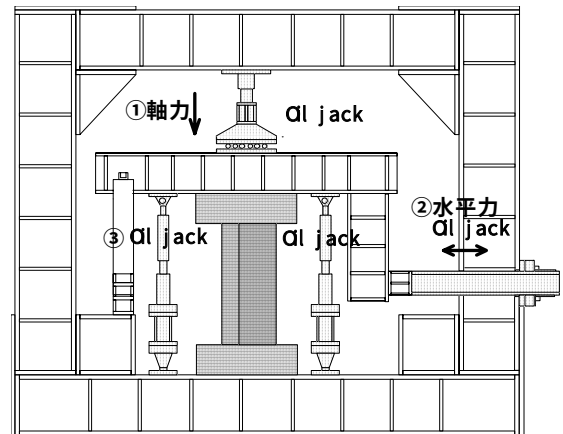


図-4 加力装置図

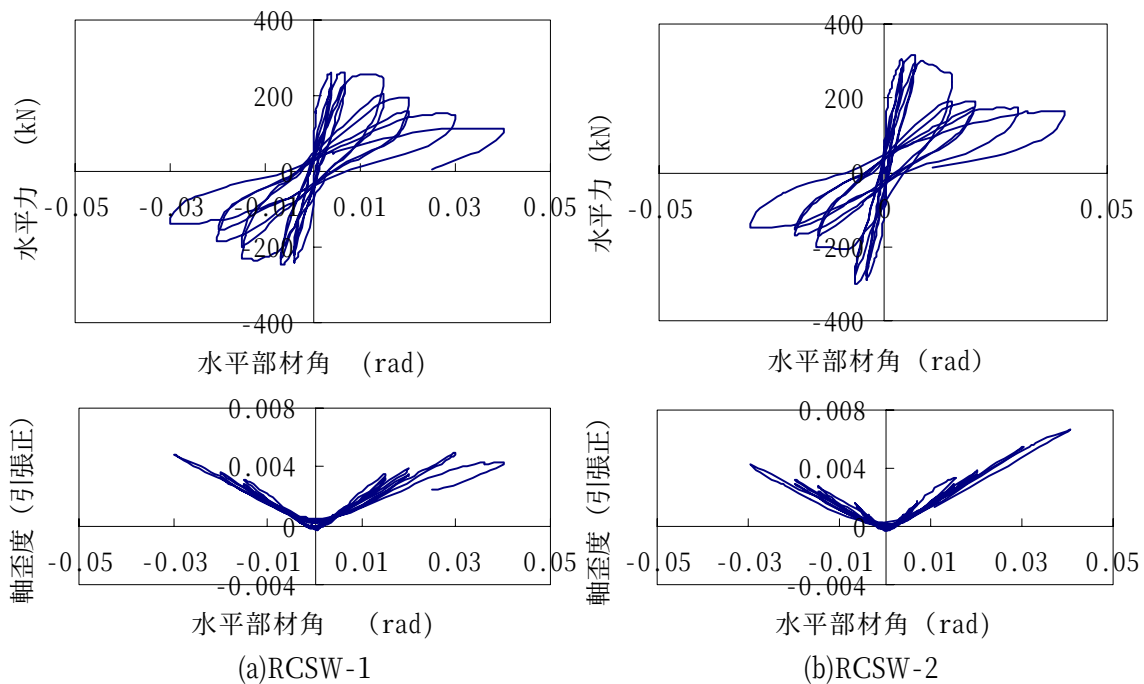


図-5 水平部材角-水平力、軸歪度関係

表-3 実験結果一覧

試験体名	最大強度 (kN)	最大強度時部材角 (rad)	使用限界状態			修復限界状態			安全限界状態	
			柱主筋引張降伏 (rad)	袖壁縦筋引張降伏 (rad)	袖壁横筋引張降伏 (rad)	柱部コンクリート圧壊 (rad)		袖壁部コンクリート圧壊 (rad)	最大耐力の80% (rad)	軸力負担能力喪失 (rad)
						かぶり	コア	かぶり		
RCSW-1	264	0.0040	0.0120	0.0067	0.0045	-	-	0.0035	0.0150	-
	-249	-0.0067	-0.0067	-0.0040	-0.0065	-	-	-	-0.0150	-
RCSW-2	318	0.0067	0.0193	0.0070	0.0033	0.0400	-	0.0150	0.0150	-
	-303	-0.0067	-0.0064	-0.0147	-0.0037	-0.0096	-	-0.0060	-0.0067	-

体上部のL型加力ジグを水平に保った。載荷は、1/250, 1/150, 1/67, 1/50 の部材角をそれぞれ2回ずつ繰り返し、その後、1/33 の部材角を1回繰り返し、最後に正方向で 1/25 まで載荷した。

3. 実験結果

図-5(a)(b)に各試験体の水平力－水平変形関係および軸ひずみ度－水平変形角関係を示す。また、図-6(a)(b)に各試験体の最大耐力時と加力終了時のひび割れ図を示す。水平力は軸力用ジャッキによる影響（P－Δ効果）を考慮したものであり、また、水平変形角は上下の基礎間の水平変形をその高さで除したものの、軸ひずみ度は柱軸心位置での上下基礎間の垂直変形を高さに除した値である（引張正）。

表-3 は使用限界状態(修復せずに建物の使用を継続できる限界)、修復限界状態(修復すれば使用できる限界)、および安全限界状態 (安全限界)に関連する試験体の損傷状況をまとめたものである。図中－は加力中に観察されなかったことを意味している。

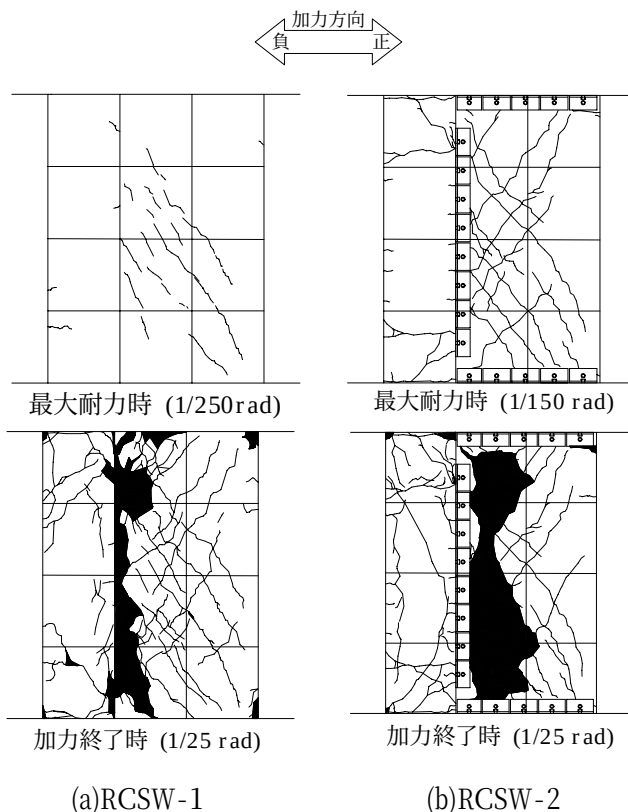


図-6 試験体ひび割れ図

試験体 RCSW-1 は、+1 サイクル(1/250rad)で曲げひび割れとせん断ひび割れが発生し、最大耐力を示した。ひび割れ図は最大耐力時のものであるが、+1 サイクルなので、負方向のひび割れは生じていない。最大耐力時のせん断ひび割れは柱と壁で不連続であった。その後、同変位時の復元力は繰り返しにより大きく低下していくが、1/67rad のサイクルまでは復元力はほぼ最大耐力まで回復した。破壊性状はひび割れ図よりわかるように、柱と袖壁の接合面の袖壁側のコンクリートが大きく圧壊した。柱側の損傷は軽微であった。1/67rad を超えると強度は大きく下がったので、正加力側で 1/25rad まで加力して実験を終了した。ただし、軸力は最後まで負担していた。

試験体 RCSW-2 も+1 サイクル(1/250rad)で曲げひび割れとせん断ひび割れが発生したが、最大耐力は部材角 1/150rad であった。また、そのときのせん断ひび割れは柱と壁で明らかに連続しているものがあった。その後、1/67rad に向かう正方向のサイクルで急に耐力が低下し、1/67rad の負方向のサイクル以降は耐力が回復しなかった。破壊性状は、柱と袖壁の接合面の損傷はなく、袖壁の中央よりのコンクリートが大きく圧壊した。加力は試験体 RCSW-1 と同様に、正加力側で 1/25rad まで行った。また、軸力は最後まで負担していた。

4. 実験結果の考察

図-7 は各試験体の水平荷重－水平変形角の

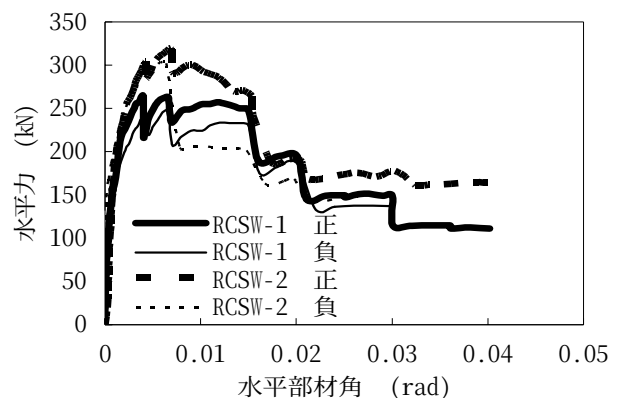


図-7 包絡線の比較

表-4 計算値との比較

試験体 名	計算値(kN)				実験 値(kN)	(実/ 計)	
	せん断強度			曲げ 強度 時せん断 力			
	滑らない場合		滑る 場合				
	異型 断面 モデ	袖壁 断面 モデ					
RCSW-1	245	265	161	351	161	264	(1.64)
RCSW-2				265	318	(1.20)	

包絡線を比較したものである。最大強度（正負の高い方）は試験体 RCSW-1 が部材角 1/250rad 時に 264kN だったのに対し、試験体 RCSW-2 が 1/150 時の 318kN と高くなった。また、80% に耐力が低下したときと定義した変形能（正負の小さい方）は試験体 RCSW-1 が 1/67rad に対し、試験体 RCSW-2 は 1/150rad と小さくなった。これは、プレキャストの試験体 RCSW-2 では接合面の滑りを拘束したため、一体の耐震壁の挙動に近づいたためと考えられる。

表-4 は最大耐力の実験値と 2.1(1)で示した計算値を比較したものである。せん断強度は図-1(a-1)(b-1)(c-1)の 3 通りに相当するものを示したが、個々の計算値は 2 体とも同じとなる。試験体 RCSW-1 では接合面の摩擦係数 μ を 0.7 とすると、接合面で滑りを生じる結果となり、せん断強度としてはばらばらになったときの強度 161kN が採用される。一方、試験体 RCSW-2 では滑らないので、袖壁断面モデルの 265kN がせん断強度計算値となる。これに対し実験値は試験体 RCSW-1 で計算値の 1.64 倍となり、ばらばらになるとした計算値はかなり過小評価である。しかしながら、実験値は滑らない場合の計算値である 265kN には達していない。この計算値は実験結果の下限を評価する式であることを考えると、この一体打ちの強度を採用するわけにはいかない。一方、試験体 RCSW-2 は滑らないとした計算値で十分評価可能であった。

5. まとめ

- (1) 接合面をエポキシ樹脂で接着したプレキャスト試験体 RCSW-2 は通常のあと施工試験体 RCSW-1 に比べ、最大強度は大きく、変

形能は小さかった。また、破壊性状は試験体 RCSW-1 では柱と袖壁が分離したのに対し、試験体 RCSW-2 では加力終了まで分離しなかった。

- (2) 試験体 RCSW-1 の最大強度は、接合面で滑るとした計算値の 1.64 倍となり、計算値はかなり過小評価である。しかしながら、実験値は滑らない場合の計算値である 265kN には達しておらず、一体打ちの強度を採用するわけにはいかない。
- (3) 試験体 RCSW-2 は滑らないとした計算値で十分評価可能であった。

謝辞 本研究の遂行には新潟大学卒業研究生の高橋寿幸、小井戸拓朗、斉藤比呂子の各氏に多大な尽力をいただいた。感謝します。

参考文献

- 1) 孫浩陽、佐々木潤一郎、東川敬子、加藤大介：RC 造異形断面柱の変形能評価実験、第 23 回コンクリート工学年次論文報告集 23-3、pp.151-156、2001 年
- 2) 加藤大介、孫浩陽：RC 造異形断面柱の荷重－変形関係の評価法、第 24 回コンクリート工学年次論文報告集 24-2、2002 年、pp.1-6
- 3) 東洋一、大久保全陸、藤又康：鉄筋コンクリート袖壁付き柱の逆対称繰返し加力実験（その 2：壁厚の異なる場合、袖壁を付加して補強する場合）、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）、pp.1289-1290、1974
- 4) 東洋一、大久保全陸、藤又康、山根一博：RC 建物の耐震補強法に関する実験的研究（その 1～3：壁厚の異なる場合、袖壁を付加して補強する場合）、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、pp.1261-11264、1975
- 5) 既存鉄筋コンクリート造建物の耐震改修設計指針、日本建築防災協会、2001 年
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説
- 7) 学校施設の耐震補強マニュアル（RC 造校舎編）、文部省、1998 年