# 論文 PVA-FRC を用いた袖壁付き RC 柱の各種要因による構造性能への影響

磯 雅人\*1·本間 礼人\*2·小川 敦久\*3

要旨:本論文は、ポリビニルアルコール繊維補強コンクリート(以下, PVA-FRC)を袖壁付き RC 柱に適用した時の構造性能への影響を明らかにしたものである。試験体の変動要因は、繊維の有無, PVA-FRC の圧縮強度、袖壁厚さ、軸力の4要因とし、計5体の袖壁付き RC 柱の試験体を計画し、その構造性能への影響を確認した。 実験の結果、靱性能を向上させるためには、普通コンクリートの代替として PVA-FRC を使用することが有効で ある。また、PVA-FRC の圧縮強度、袖壁厚さを増加させることにより、同様の効果が得られることを確認できた。その他、荷重-変形のスケルトンモデルおよび限界変形の評価手法を示し、その精度について検証した。 キーワード: 袖壁付き RC 柱、PVA-FRC、P-δ スケルトンモデル、限界変形

#### 1. はじめに

袖壁付き RC 柱の構造性能は、独立柱に比べて剛性や 耐力が高いという特徴を有し、それらを活かした利用方 法も考えられる。しかしながら、当該部材における過去 の震災事例や実験では、脆性的な破壊を示すことが多く 報告されたことから、その取扱いについて注意が喚起さ れた。一方で,当該部材の構造性能を評価するためのデ ータは柱や梁に比べて乏しく, さらには, その断面形状 や袖壁の取り付き方も様々であるため、そのモデル化を より困難とさせていた。以上の理由から、現在は、袖壁 に構造スリットを入れるなど、袖壁の影響を可能な限り 抑え、そのモデル化を明確にするための取り組みが行わ れている。しかしながら,近年の震災事例において,袖 壁等にスリットを入れて、モデル化の上で柱、梁フレー ムのラーメン構造とした建物が、地震時に大きな変形を 生じて、損傷や残留変形が大きくなり、その後の建物の 使用が困難となる問題も顕在化してきた。

以上のことから,筆者らは袖壁付き RC 柱の構造性能の評価方法について検討・提案するとともに,脆性的な

性状を示す袖壁付き RC 柱の挙動を改善し,高靱性化さ せ,損傷を軽微にするための開発<sup>1)</sup>を継続的に行ってき た。その結果,袖壁付き RC 柱を高靱性化させるために は,袖壁圧縮端部のコンクリートを拘束筋により拘束す ることが極めて有効であることを示すと同時に,同様な 効果を示す構法としてコンクリートの代替としてポリビ ニルアルコール繊維補強コンクリート(以下,PVA-FRC) を使用することも有効であることを示してきた。さらに は,高い剛性と耐力を有する袖壁付き RC 柱のひび割れ による損傷を軽微にするために,PVA-FRC を使用するこ とが有効であることを示してきた。しかしながら,現段 階では,それらの構造性能評価にまでは至っていないの が現状である。

そこで、本研究では、袖壁端部に拘束筋を配し、コン クリート代替として PVA-FRC を使用した袖壁付き RC柱 に着目し、その構造性能に与える各種要因の影響を明ら かにすることとした。なお、本研究では、各種要因とし て繊維の有無、PVA 繊維補強コンクリートの強度、袖壁 厚さ、軸力を設定し、その影響を明らかにする。

No.	試験体名	PVA繊維	コンクリート強度	袖壁厚さ	壁横筋比(仕様)	軸力	備考	
		V <sub>f</sub> (%)	$F_{c}(N/mm^{2})$	t(mm)	p <sub>sh</sub> (%)	N(kN)		
3-1	RC-Fc24-t1/3-N1/6		24				基準試験体	
3-2	FRC0.5-Fc24-t1/3-N1/6		24	100	1.27(2-D6@50(SD295A))	360	PVA繊維の有無による影響	
3-3	FRC0.5-Fc36-t1/3-N1/9	0.5	36			000	コンクリート強度の影響	
3-4	FRC0.5-Fc24-t5/12-N1/6	(外割)	24	125	1.01(2-D6@50(SD295A))		袖壁厚さによる影響	
3-5	FRC0.5-Fc24-t1/3-N1/3		24	100	1.27(2-D6@50(SD295A))	720	軸力による影響	
■共	通要因■		■試験体名称■					
柱断	面 : B × D=300mm × 300mm		<u>RC-Fc24-t1/3-N</u>	1/6				
袖壁	袖壁長さ: L <sub>w</sub> =300mm ① ② ③ ④							
柱内法高さ:h <sub>0</sub> =700mm ①コンクリートの種類:								
柱主筋:12-D13(SD295A) pg=1.69% RC:鉄筋コンクリート FRC0.5: Vf=0.50%のPVA繊維補強コンクリート								
帯筋比:pw=0.42%(2-D6(SD295A)@50) ②コンクリート強度 24:Fc=24N/mm <sup>2</sup> (普通21-18-13-H)								
壁横	壁横筋 : 2-D6(SD295A)@50 36 : F_=36N/mm <sup>2</sup> (普通33-18-13-H)							
袖壁縦筋(端部):4-D10(SD295A) ③袖壁厚さ比(=t/D) t1/3:1/3 t5/12:5/12								
袖壁端部拘束筋:D6(SD295A)@50 ④ ④柱に対する軸力比(=N/(Fc·B·D)) N1/3:1/3 N1/6:1/6 N1/9:1/9								
破壊モード:FF(柱部分・・・曲げ破壊先行型 袖壁付きRC柱・・・曲げ破壊先行型)								

表-1 試験体一覧

\*1 福井大学大学院 工学研究科建築建設工学専攻准教授 博士(工学) (正会員)

\*2 福井大学大学院 工学研究科建築建設工学専攻講師 博士(工学) (正会員)

\*3 (株)クラレ 産資開発部 主管 博士(工学) (正会員)

名称	使用箇所	降伏点	引張強さ	降伏歪度	ヤング係数			
		$\sigma_{y} [N/mm^{2}]$	$\sigma_{max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	ε,[μ]	$E_{s} [N/mm^{2}]$			
D13(SD295A)	主筋	363	526	1970	$1.92 \times 10^{5}$			
D10(SD295A)	壁縦筋	356	513	1980	$1.82 \times 10^{5}$			
D6(SD295A)	帯筋 壁横筋 拘束筋	357 <sup>%1</sup>	543	4000 <sup>%1</sup>	1.74×10 <sup>5</sup>			

## 表-2 鉄筋の力学的特性

表-3 コンクリートの力学的特性

	材齢	圧縮強度	割裂引張強度	圧縮強度時	ヤング係数 E。	ポアソン比	
	[日]	[N/mm <sup>2</sup> ]	$[N/mm^2]$	の歪度[µ]	$\times 10^{4}[N/mm^{2}]$	ν	
No.3-1	11	26.7	2.16	2300	2.15	0.177	
No.3-2*	6	19.8	1.90	2180	1.90	0.151	
No.3-3*	17	38.3	2.62	2730	2.36	0.192	
No.3-4*	10	24.4	2.09	2160	2.05	0.164	
No.3-5*	16	28.3	2.22	2360	2.22	0.185	
養生:封緘養生 *: PVA繊維補強コンクリート(V=0.50%(外割))							
ベースコンクリートの種類:普通21-18-13-H(No.3-1, No.3-2, No.3-4, No.3-5)							
普通33-18-13-H(No.3-3)							

表-4 PVA 繊維の力学的特性							
名称	繊維体積混入率	直径	繊維長	引張強度	破断伸び	ヤング係数	
	V <sub>f</sub> (%)	[µm]	[mm]	$[N/mm^2]$	[%]	$[N/mm^2]$	
PVA繊維	0.5(外割)	660	30	900	9.0	$2.30 \times 10^{4}$	

#### 2. 実験概要

#### 2.1 試験体

表-1に試験体一覧,表-2,表-3,表-4に鉄筋,コ ンクリート, PVA 繊維の力学的特性, 図-1 に配筋図お よび壁横筋・拘束筋の配筋要領を示す。共通要因は、柱 断面 B×D=300mm×300mm, 片側の袖壁の張出長さ L<sub>w</sub>=300mm である。袖壁は柱の両側に柱芯位置に配置さ れている。柱内法高さ h<sub>0</sub>=700mm, 袖壁を含めた全せい 900mm, せん断スパン比 (a/D=900/300=3.0) である。本 試験体の縮尺は 1/2 であり、3 層建物の連層袖壁付き柱 の下層階中柱を想定したものである。配筋は、柱主筋が 12-D13(SD295A, pg=1.69%),帯筋が2-D6@50 (SD295A, pw=0.42%), 壁横筋が 2-D6@50 (SD295A) , 袖壁の外 側端部および内側端部には縦筋がそれぞれ 4-D10(SD295A)で配筋され、その部分を図-1に示す要領 で拘束筋により拘束している。袖壁付き RC 柱全体およ び袖壁を無視して柱単体として見立てた場合の破壊モー ドは両者ともに曲げ破壊先行型となるように設計した。 変動要因は、その構造性能評価を定量的に評価するため に、①PVA 繊維の有無、②PVA 繊維補強コンクリートの 強度,③袖壁厚さ,④軸力の4要因を設定した。PVA 繊 維の有無は V<sub>1</sub>=0.0%, 0.5%の2水準を, PVA-FRC の圧縮 強度は Fc=24N/mm<sup>2</sup>, 36N/mm<sup>2</sup>の2水準を, 袖壁の厚さ: t は柱幅の 1/3 (t=100mm), 5/12 (t=125mm) の2水準を, 軸力は N=1/6Fc・B・D=360kN, N=1/3Fc・B・D=720kN の 2 水準を設定した。以上,試験体総数は計5体である。表 -3 において No.3-2 の圧縮強度 ( $\sigma_{\rm B}=19.8 \text{N/mm}^2$ )が, 目標の24N/mm<sup>2</sup>を下回ったが、これは実験工程の関係で 若材齢の実験となったこと。また、冬季打設のため当初 予定していた気温よりも低くかったことが要因として挙 げられる。ただし、No.3-2,4,5 は同一バッチの試験体で あり, 材齢 10 日目には 24.4N/mm<sup>2</sup>となっており, とく



#### 図-2 加力装置図 単位:mm

にコンクリート自体に問題はない。なお、ここに使用した PVA-FRC は、表-4 に示した PVA 繊維を繊維体積混入率  $V_f$ で、0.5%外割で投入したものである。

#### 2.2 加力方法

図-2 に加力装置図を示す。加力は、モーメント分布 が三角形分布となるように片持ち型式とし、正負交番漸 増繰り返し載荷とした。水平力は 500kN の串型の押引き ジャッキ(ストローク:±150mm)により導入した。軸 力は 1000kN センターホールジャッキ(ストローク: ±75mm)により導入した。軸力は一定軸力とし,所定の 軸力を常に保持するように制御を行った。加力履歴は, ±3 サイクルまでは荷重制御とし,その後は部材角 R (= $\delta/h_0$  ここに、 $\delta$ :  $h_0$ =700mm 位置での相対変位  $h_0$ : 柱脚から柱頭までの距離で 700mm)で制御した。荷重制 御の領域では RC 規準<sup>2)</sup>に示されている壁部材の長期許 容せん断力,短期許容せん断力の 2/3 倍,短期許容せん 断力の各耐力で1サイクルづつ正負繰り返し,変位制御 の領域では R=1/200 (rad.),1/100(rad.),1/67(rad.),1/50(rad.) を各 2 サイクル, R=1/25(rad.),1/15(rad.)を各 1 サイク ル行い,加力を終了した。なお,許容せん断力の計算は, 2010 年版 RC 規準に準じて行い,補強筋の降伏点は規格 値を,PVA-FRC およびコンクリート強度は実験時に行っ た圧縮強度試験の結果を用いて計算を行った。

### 3. 実験結果

#### 3.1 破壊性状

写真-1に各試験体の最終破壊状況を,写真-2,写真 -3にNo.3-1のRC試験体,No.3-3のFc=36N/mm<sup>2</sup>の PVA-FRCを使用した試験体の短期許容せん断力時のひ び割れ状況を示す。破壊経過は,最初に引張側袖壁の脚 部に曲げひび割れが発生,次いで袖壁端部中央の高さ付 近より曲げせん断ひび割れが発生した。その後は,柱中 央および袖壁と柱の境界部にせん断ひび割れが発生した。 最大耐力は袖壁圧縮側端部のコンクリートが圧壊するこ とにより迎えた。最終破壊状況は,全試験体ともに袖壁 端部コンクリートが圧壊し,袖壁端部縦筋の破断または 座屈を伴う曲げ圧縮破壊の傾向を示した。なお,長期許 容せん断力(Q<sub>AL</sub>)<sup>2</sup>時のひび割れ状況は,全ての試験体で 無損傷であった。

短期許容せん断力(Q<sub>A</sub>)<sup>2)</sup>時のひび割れ状況は,袖壁脚 部に曲げひび割れや袖壁部に曲げせん断ひび割れが生じ たが,除荷後の残留ひび割れ幅は全て 0.05mm 以下であ り,損傷は軽微であった(写真-2,写真-3 参照)。また, PVA-FRC の強度を高くした No.3-3,軸力を高くした No.3-5 は,他の試験体に比べて,ひび割れ本数がやや少 なくなる傾向が認められた。その他,PVA 繊維の有無, 袖壁厚さによる短期許容せん断力時のひび割れ状況につ いての差異は認められない。

次に、各変動要因が破壊性状に及ぼす影響を以下に示 す。PVA 繊維の有無による影響では、繊維を混入した No.3-2 のひび割れ幅は、繊維を無混入とした No.3-1 に比 べて、最大耐力手前の範囲ではひび割れ幅は小さくなり、 損傷を抑制する効果が認められた。また、大変形時では 袖壁圧縮端部のコンクリートの剥落、壁縦筋の座屈や破 断を遅延・抑制する効果が認められた。とくに、袖壁圧



縮端部のコンクリートが圧縮力により破砕し,ひび割れ が生じても,繊維の架橋効果により,コンクリートが崩



 $\delta_{y_s}$ :曲げ降伏強度計算値時のせん断変形  $\delta_{y_s}$ : 世ん断終局強度計算値時のせん断変形  $\delta_{y_s}$ : 曲げ降伏強度計算値時の抜出し変形  $\delta_{y}$ : 降伏時変形  $\mathbf{O}_{y_s}$ : 四一6 プレピークの P- $\delta$ スケルトンモデルの算出方法

落せずに応力伝達する特徴が見られ、短繊維を混入する ことの有意性が確認された。次に、PVA-FRCの強度の影 響では、Fc=24N/mm<sup>2</sup>とした No.3-2、Fc=36N/mm<sup>2</sup>とした No.3-3 の比較では、とくに大きな変化は認められない。 袖壁厚さによる影響では、t=100mm とした No.3-2、 t=125mm とした No.3-4 の比較では、とくに顕著な差異は 認められない状況であった。軸力の影響では、N=360kN とした No.3-2、N=720kN とした No.3-5 の比較では、軸 力の高い No.3-5 の袖壁の圧壊領域が、No.3-2に比較して、 広範囲にわたっており、軸力による影響が認められた。

### 3.2 変形性状

図-3に各試験体の水平力(P)と相対変位(δ)との関係を 示す。同図中に示した緑◇は,限界変形実験値を意味し ており,最大耐力の80%に低下した時の変形と定義して, 図-4のように算出した。各試験体の柱主筋引張降伏(同 図中◇)および袖壁端部コンクリートの圧壊(同図中□) 近傍では剛性が急激に低下する傾向が認められた。また, その直後に,ほぼ最大耐力を迎える傾向が認められた。 以上より,主筋の引張降伏や袖壁の圧壊が部材の剛性や 耐力に大きく関与していることが伺える。

図-5に各要因別に整理した水平力(P)と相対変位(δ)包 絡線との比較を示す。なお、同図中の◇印は、上記と同 様に限界変形実験値を意味する。

(a)の No.3-1 と No.3-2 の繊維の有無によるによる影響 では、本検討の範囲内では顕著な差異は認められない。 しかし、No.3-1 のコンクリート強度が 26.7 N/mm<sup>2</sup>に対し て No.3-2 の PVA-FRC の圧縮強度が 19.8N/mm<sup>2</sup>と低いに も係わらず、ほぼ同様な変形性状を示していることから、 繊維の補強効果により変形性能は向上していると推察さ れる。また,若干ではあるが繊維有の試験体の限界変形 が,繊維無しの試験体に比較して向上している。

(b)の PVA-FRC の強度の影響では、Fc=24N/mm<sup>2</sup>の No.3-2 に比較して、Fc=36N/mm<sup>2</sup>の No.3-3 の耐力および 包絡面積は大きくなっており、PVA-FRC の強度の増加に より変形性能を向上できることがわかる。一方、限界変 形は、PVA-FRC の強度の違いによる顕著な差異は、本検 討の範囲内では認められない状況である。

次に、(c)の袖壁厚さによる影響では、t=100mmとした No.3-2 に比較して、t=125mmとした No.3-4 の耐力およ び包絡面積は、大きく向上している。ただし、No.3-2、 No.3-4 のコンクリートの圧縮強度は、それぞれ 19.8N/mm<sup>2</sup>, 24.4N/mm<sup>2</sup>であり、コンクリート強度による 影響も少なからず考えられる。しかし、各種曲げ耐力(例 えば、文献3)に示されている袖壁付き RC柱の曲げ終局 強度評価式)にコンクリート強度19.8N/mm<sup>2</sup>, 24.4N/mm<sup>2</sup> を入力して、その曲げ強度の変化について検討を行った が、その変化は10kN 前後であり、袖壁厚さの影響に比 較して、少ないと考えられる。以上より、袖壁厚さを厚 くすることも変形性能を向上させるのに有効であると推 察される。また、限界変形については、袖壁厚さの増加 とともに向上する傾向が認められた。

(d)の軸力による影響では、N=360kN とした No.3-2 に 比較して、N=720kN とした No.3-5 の耐力は、向上する ものの、最大耐力後の耐力低下の割合は大きい。また、 限界変形は、以上の理由から、軸力が増加するに従い、 限界変形は小さくなる傾向が認められた。以上より、高 軸力が生じた場合には、その点について注意を払う必要 がある。

#### 変形性能の評価

### 4.1 プレピークの変形性能評価

図-6 にプレピークの P-8 スケルトンモデルの算出方 法を示す。本スケルトンモデルは、曲げ降伏変形までの 変形挙動をモデル化したものであり、曲げ変形、せん断 変形、抜出し変形の3成分を累加して構築するものであ る。なお、図-6 中に示した各特異点は、理論的解釈に より導出された評価式により算出するものであり、詳細 は文献1)を参照して頂きたい。ただし、せん断終局強度 計算値(wQsu)は、図-7 に示すように袖壁付き RC 柱の 断面を、袖壁部と柱部を袖壁方向に分割して、それぞれ のせん断終局強度をA法式<sup>4)</sup>(式(2)および式(3))により 算出し、それらを累加する手法(式(1))をとっており、 文献1)の評価式とは異なるので注意をして頂きたい。

$$_{w}Q_{su}=Q_{c}+Q_{w}$$
(1)

Qc: 柱部のせん断終局強度

$$Q_{c} = (B-t) \cdot j_{c} \cdot p_{we} \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot\varphi_{c} + \tan\theta_{c}(1 - \beta_{c}) (B-t) \cdot D \cdot \nu \cdot \sigma_{B} / 2$$
(2)

Qw: 袖壁部のせん断終局強度

$$Q_{w} = \mathbf{t} \cdot \mathbf{j}_{w} \cdot \mathbf{p}_{sh} \cdot \boldsymbol{\sigma}_{sy} \cdot \cot \varphi_{w} + \tan \theta_{w} (1 - \beta_{w}) \mathbf{t} \cdot \mathbf{l}_{w} \cdot \mathbf{v} \cdot \boldsymbol{\sigma}_{B} / 2$$
(3)

B:柱幅 t:袖壁厚さ j<sub>c</sub>:柱部最外端の主筋中心間距離 j<sub>w</sub>:袖壁部最外端の縦筋中心間距離 p<sub>we</sub>:柱部せん断補強筋比 p<sub>sh</sub>:袖壁部せん断補強筋比

σ<sub>wy</sub>:柱部せん断補強筋の降伏点強度

σ<sub>sy</sub>:袖壁部せん断補強筋の降伏点強度

φ<sub>c</sub>,φ<sub>w</sub>: 柱部,袖壁部のトラス機構の圧縮束の角度
(φ<sub>c</sub>=φ<sub>w</sub>=45°) D:柱せい l<sub>w</sub>:袖壁を含んだ全せい
v:コンクリート圧縮強度の有効係数(v=v<sub>0</sub>=0.7-σ<sub>B</sub>/200)

σ<sub>B</sub>:コンクリート圧縮強度 h<sub>0</sub>:柱内法長さ

ただし、 $p_{we} \cdot \sigma_{wy}$ が $v \cdot \sigma_B/2$ を超える場合は、 $p_{we} \cdot \sigma_{wy} = v \cdot \sigma_B/2$ とする。同様に、 $p_{sh} \cdot \sigma_{sy}$ が $v \cdot \sigma_B/2$ を超える場合は、 $p_{sh} \cdot \sigma_{sy} = v \cdot \sigma_B/2$ とする。

$$\begin{aligned} \tan \theta_{\rm c} &= \left\{ \sqrt{\left[ \left( \mathbf{h}_0 \, / \, \mathbf{D} \right)^2 + 1 \right]} - \mathbf{h}_0 \, / \, \mathbf{D} \right\} \\ \tan \theta_{\rm w} &= \left\{ \sqrt{\left[ \left( \mathbf{h}_0 \, / \, \mathbf{l}_{\rm w} \right)^2 + 1 \right]} - \mathbf{h}_0 \, / \, \mathbf{l}_{\rm w} \right\} \end{aligned}$$

図-8にP-δ曲線実験値とP-δスケルトンモデルとの 比較を示す。同図中の赤実線で示したものが本モデルで ある。いずれの試験体も、ややモデルの剛性が高い傾向 が認められるが、おおむね実験値の傾向をとらえること ができている。本モデルの剛性が高くなる要因は、せん 断変形の実験値が、せん断変形モデルに比べて大きなる 傾向が認められるためである。今後、さらに詳細に検討 を加えて、精度を高める必要があり、今後の検討課題と したい。

#### 4.2 限界変形の評価

限界変形計算値の評価方法は,鉄筋コンクリート造建物 の終局強度型耐震設計指針・同解説<sup>4)</sup>に示されている降伏 ヒンジを計画する柱および梁の算定方法を応用して,せん 断終局強度をヒンジ回転角の増加とともに低下させる方 法により算出し,その強度が曲げ終局強度の 80%に低下 した時の変形を限界変形計算値と定義した。

以下に、その算出方法について詳細に説明する。4.1 に 示した袖壁付き RC 柱のせん断終局強度の評価方法と同 様に、袖壁付き RC 柱の断面を柱部と袖壁部に分けて、式 (2)および式(3)によりせん断終局強度を算出し、それらを 累加する手法により算定する。降伏ヒンジを形成する時の コンクリート圧縮強度の有効係数 v は、文献 4)の式と同 様に下式(4)により算出する。

 $v = (1.0-15R_p) v_0 \quad 0 < R_p \le 0.05$ 

$$=0.25v_0$$
  $0.05 < R_p$  (4)

なお、柱部、袖壁部のトラス機構の圧縮束の角度は、 常に $\varphi_c = \varphi_w = 45^\circ$  とし、ヒンジ回転角によらず一定とする こととした。なお、限界変形計算値の算定に必要な曲げ 終局強度計算値は、本検討では最大耐力実験値を80%に 低下した時の値で検討を行った。20-8に式(1)から式(4) から導かれる No.3-1 のせん断終局強度とヒンジ回転角





**80%**に低下した時の変形と定義し,図-4のように算出 した。図-9のP-δ曲線上に限界変形計算値を赤◆で, 限界変形実験値を緑◆で示す。また,式(1)~式(4)により

算出されるせん断終局強度とヒンジ回転角から算出され る相対変位との関係を赤破線で示す。

No.3-1~No.3-4 の正側の限界変形計算値は,ほぼ実験 値に近接している。一方,軸力の高い No.3-5 は危険側の 評価となっており,軸力の効果を加味した評価方法が今 後,望まれる。負側の限界変形計算値は,実験値に比べ て,危険側になる傾向が認められる。これは,正側で袖 壁圧縮端の圧壊が顕著になり,袖壁縦筋が座屈すると, その後の負加力では,耐力があまり上昇しないためと考 えられる。袖壁の厚さを厚くした No.3-4 は,その傾向が 緩和されており,安全側の評価となっている。

### 5. まとめ

本研究で得られた知見を以下にまとめる。

- ・袖壁付き RC 柱の靱性能を向上させるためには, 普通コ ンクリートの代替として PVA-FRC を使用すること, PVA-FRC の圧縮強度および袖壁厚さを増加させること が有効である。一方, 軸力が高い場合には, 最大耐力後 の変形性能が脆性的となるため注意を払う必要がある。
- ・荷重-変形のスケルトンモデルを提案し、その精度について検証した。その結果、実験値の P-δ 曲線に比べてモデルの剛性が高い傾向が認められるが、おおむね実験値の傾向をとらえることができた。
- ・限界変形の評価手法を示し、その精度について検証した。 その結果、正載荷側の限界変形実験値は、おおむねその 傾向をとらえることができた。しかし、負載荷側で示さ れた限界変形については、危険側に評価される傾向があ り、今後、繰り返しによる影響を配慮する必要がある。 また、軸力が高い試験体では、正・負載荷の両方で危険 側の評価となっており、軸力を考慮した評価手法の提案 が必要である。

#### 参考文献

- 磯 雅人,本間 礼人,上原 正敬,小川 敦久:袖壁端部の拘束が袖壁付き RC 柱の靱性能に及ぼす影響,コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.133-138, 2012.7
- 日本建築学会: 2010年版 鉄筋コンクリート構造計算規 準・同解説, pp.177, 274-280, 320-321, 2010.2
- 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診断基準・同解説, pp.229, 2001.10
- 4)日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震 設計指針・同解説,1990.1

謝辞 本研究は,平成23年度 国土交通省 住宅・建築 関連先導技術開発助成事業 技術開発課題名「高性能・ 高耐久袖壁付き鉄筋コンクリート柱部材の研究開発」に より行われたものである。