論文 低強度コンクリート RC 柱に対する炭素繊維シート補強による補強 効果

水野 生*1・安岡 威*1・増田 安彦*2・田才 晃*3

要旨:低強度コンクリートを用いた RC 柱に対する炭素繊維補強の有効性を検証するため, 炭素繊維補強量をパラメータとする静的加力実験を行った。試験体はせん断柱と極脆性柱の 2種を想定した。せん断柱は無補強の基準試験体,炭素繊維シートをゼブラ状に巻いた補強 試験体,柱全体にシートを2層巻いた補強試験体の3体,極脆性柱は無補強基準試験体,ゼ ブラ状に巻いた補強試験体,柱全体に3層巻いた補強試験体の3体の計6体の試験体を作製 した。実験結果から低強度コンクリートを使用した RC 柱試験体は,せん断柱・極脆性柱共 に,炭素繊維補強では補強量の増加に伴いせん断耐力の向上を図ることが可能であった。 **キーワード**:炭素繊維シート,低強度コンクリート,極脆性柱,耐震補強

1. はじめに

現在,既存建物の中には建設された時期によ り,設計基準強度を下回る低強度コンクリート によって建設されている建物が見受けられる。 一方,これらの建物全てに,建て替える措置を 講じることは難しい現状にあり,このような既 存建物の耐震改修・補強の手法として,部材に 炭素繊維強化プラスチックシートを巻きつける 方法がある(以下,CFRP補強とする)。この補 強方法の RC 建物への適用例は多いが,1970 年以前に建設された低強度コンクリート部材へ の適用が有効であるかどうかの検証例は少ない。

本実験では低強度コンクリートに焦点を当て, 低強度コンクリート RC 柱に対して,炭素繊維 の補強量をパラメータとした静的加力実験を行 い,低強度コンクリート RC 柱部材への CFRP 補強の有効性の検討を行う。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

柱試験体は、せん断柱(LcSシリーズ)・極脆 性柱(LcGシリーズ)の2種とした。低強度コ ンクリートを使用した RC 柱とし、炭素繊維に よる補強量をパラメータにとり、それぞれ無補 強基準試験体、炭素繊維により補強を行った補 強試験体(各2体)である。せん断柱は1970 年代の RC 建物の柱を,極脆性柱は1970年以前 に建設された RC 建物の柱を想定した。コンク リートは低強度の軽量コンクリートとし、コン クリート強度の目標値を Fc=9N/mm²とした。

試験体諸元を表 - 1に、コンクリート配合表 を表 - 2に、材料特性を表 - 3に、試験体配筋 図を図 - 1に示す。

せん断柱は上下に加力スタブ(1000×1500×

試験体	コンクリート 設計基準強度	b×D	h ₀	主) (SD2	筋 95)	フーフ (SR235相	プ 目当)	h ₀ /D	シート補強筋比 P (%)	せん断余裕度 [*]	軸力比
	Fc(N/mm ²)	(11011)	(11111)	配筋	P _t (%)	配筋	P _w (%)		1 wy (/0)		
LcS00									0	0.62	
LcS03			1250	16-D19	0.90	2-6 @60	0.23	3.125	0.028	0.69	
LcS11	٥	400×400							0.110	0.83	0.34
LcG00	3	400 × 400							0	0.38	0.54
LcG03			600	12-D19	0.72	2-6 @150	0.09	1.5	0.028	0.43	
LcG17									0.167	0.57	
」 と:柱幅 D:柱全せい ha:柱内法高さ *せん断余裕度=せん断終局強度計算値/曲げ終局強度計算値 = N/bDFc											

表 - 1 試験体諸元

*1 横浜国立大学大学院 修士課程 工学府 社会空間システム学専攻 (正会員)

*2 (株) 大林組 技術研究所 (正会員)

*3 横浜国立大学大学院 工学研究院 教授 (正会員)

500mm)を有し, 試験体全長は 2250mm, 試験区間の断面は 400×400mm, 内法スパン 1250mm である。主筋は異形棒鋼 16-D19 (SD295) とし, せん断補強筋は丸鋼 2-6 φ @60 (SR235 相当) とした。

極脆性柱は、上下に加力スタブ(700×1500× 825mm)を有し、試験体全長は2250mm、試験区 間の断面は400×400mm、内法スパン600mm で ある。せん断柱と比較するため、主筋は異形棒 鋼12-D19(SD295)とし、せん断補強筋には丸 鋼を用い、2-6 φ @150 (SR235 相当)とした。

なお,表-1中のせん断余裕度は,LcS00・ LcG00 に関しては,RC 耐震診断基準¹⁾による せん断終局強度の計算値を曲げ終局強度の計算 値で除した値であり,LcS03・LcS11 および LcG03・LcG17 に関しては,RC 耐震改修設計指 針²⁾によるせん断終局強度を曲げ終局強度で除 した値である。

2.2 補強方法

LcS03・LcS11 及び LcG03・LcG17 には, 柱に CFRP 補強を施した。表 - 3 に炭素繊維シート の材料特性を示す。図 - 2 に補強詳細図を示す。

本実験では炭素繊維シートを巻き付けるにあ たり,試験体製作段階で,LcS03・LcS11 及び LcG03・LcG17 柱コーナー部分に R 面木を埋め 込み,R=30 程度で面取りを実施した。無補強基 準試験体については面取りを行っていない。 LcS03・LcG03 はゼブラ状に,LcS11 は 2 層, LcG17 は 3 層とそれぞれ CFRP 補強を施した。 2.3 加力方法及び測定方法

加力は図-3に示す加力装置により,地震力 を想定した正負繰り返し逆対称曲げせん断力を 作用させた。軸力については2本の油圧ジャッ キを用い,上下スタブに回転を生じさせず,か つ試験体に定軸力(495kN:軸力比η=0.34)を作 用させた。

加力履歴は,LcS シリーズは変位制御とし,層 間変形角 R=±1/1000,±1/500,±1/250,±1/125, ±1/83,±1/63,±1/50,±1/36,±1/25,±1/15 (rad)を目標とし,正負繰り返しにより載荷を

		_		-	-			1 5 1			
試験体	スラン	プ粗	骨材最	混	印刻	混	和材容	空气量	水セメン		
シリーズ	, , , , , ,	17	大寸法	1601	нAэ	1601	LH.141	エスい王	下比		
	· (cm)		(mm)	()	%)	()	%)	(%)	(%)		
LcS	17.5		15	0.	30	5	. 6	4.6	160		
LcG	20.0		15	0.	30	5	. 6	3.5	160		
- 混和剤:AE減衰剤標準形(種) 混和材:フライアッシュ 種											
		表	ŧ-3	木	才料	特	性				
試馬	食体	LcS	00 LcS	03	LcS	11	LcG00	LcG0	3 LcG17		
<u></u>											
「「「「「「」」	(N/mm^2)	11.	5 12.	.1	12.	3	11.5	10.8	3 11.6		
	()										
姓 故 插	ヤング	系数	降伏強	渡	降	伏歪	5 引 i	張強度	破断歪		
业人用力作主	(kN/mr	n^2)	(N/mm	1 ²)	(%)	(N	$/mm^2$)	(%)		
D19	2.01×	10 ⁵	320.0)	0.1	164	50	02.6	19.96		
6	2.23×	10 ⁵	279.9	9	0.3	323	44	46.4	-		
					+0+0		- 	10101	× 1×1-7 ×L		
		117重	設計厚	12	規稻	1515	長 強度	規格や	シク係致		
	()	<u>g/m²)</u>	(mm)	(N/mr	m²)	()	Gpa)		
炭素繊維	シート	200	0.11	1		340	0		230		
	40	20					40	0			
	40	0	I			I	40				
柱左面		•••	柱右面	Ū			®°	•			
		•		_			ŀ	٥			
70	f [•		- ミジオ	۲ ۲	F	o	•	断面図		
			貼付	l.t-:	- 丰筋	\square	•••	اقىم			
	50 75 "	<i>#</i> 75	50	0/01		50	100 //	100 50	2		
1	柱	E面		11					I		
]							
危険断面	i/ 🕮		I î						立面図		
主筋											
16-D	19		「歪	ゲー	ジニ			<u> </u>	- 主筋		
			0		Ę				12-D19		
			125		21	5	╿╇┥╌┼┥╼╸	┉┩			
せん断補強	ぉ∤⊞						╽╫╌╫═	┉┈╢╷	せん断捕頭別		
2-6 @60				-		V I			2-6 @150		
存除断面	┓┃╫╫┪										
			l v	-							
		211	7"					/ II - 7	r		
	(a)LCS	/)				(0)					
[図 - 1	試	験体	已筋	逐	(単位	∑ : mm)		
	м					Ì			/		
	62					/	\sim	<u> </u>			
	5-ST	LCS	03			\uparrow	LcS1	1			
	6-19			面取	ົບ			92.5			
				(R	=30)			ň			
						\wedge			4		
	9							2			
									a		
									4		
		\triangleleft	炭素	憲繊 維	崖シー	۰F					
8											
百 町 町 り (R=30)											
		LCG	03		-		LcG1	5			
		\square	計	測用	1			262			
	a L N			ィン・	H – H	-			7		

麦繊維シート

図 - 2

補強詳細図 (単位:mm)

表 - 2 コンクリート配合表



行った。LcG シリーズは、まず荷重制御で± 100kN を目標とし、その後は変位制御としてせ ん断柱のクリアスパン長さ(1250mm)を基準 とする層間変形角 R=±1/1000,±1/500,±1/250, ±1/150,±1/125,±1/83 (rad)を目標とし、 正負繰り返しにより載荷を行った。なお、両シ リーズとも±1/500 (rad) 以降は 2 サイクルず つ載荷を行い、最大耐力の 80%となったサイク ルの正負 1 回目のサイクルで水平加力を終了し た。

計測項目は,水平荷重,水平変形,鉛直変位, 全体及び部分の曲げとせん断変形,鉄筋及び炭 素繊維シートの歪とした。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

各試験体の最終破壊状況を図-4に示す。図 は炭素繊維シートを薄いグレーで、シートの浮 きを濃いグレーで示している。また、各試験体 の破壊に至る挙動をシリーズ毎に示す。

[LcS シリーズ]

LcS00, LcS03 は R=1/1000(rad)のサイクルで 危険断面に曲げひび割れ, R=1/500(rad)で正面側 に斜め方向のひび割れが発生し,続いて R=+ 1/250 (rad)サイクル中, せん断ひび割れが発生し, 耐力が一時的に低下した。R=-1/250 (rad)でも 同様にせん断ひび割れが発生した。LcS00 は最 大耐力以降せん断ひび割れが大きく広がり,耐 力低下が著しく見られた。LcS03 についても最 大耐力後せん断ひび割れが進展していった。

LcS11 については R=±1/500(rad)の 2 サイク ル目までは大きな変化は見られなかったが, R= +1/250 (rad)サイクル中, 鈍い音と共に水平力が ー時的に低下した。この時にせん断ひび割れが 大きく入ったと考えられる。このサイクル以降, 炭素繊維シートの計測用の隙間に細かいひび割 れが多く見られ, R=+1/83 (rad)サイクルで柱右 面上部危険断面に, R=-1/83 (rad)サイクルで柱 左面上部に炭素繊維シートの浮きが発生した。 このサイクルで正負共に最大耐力に達した。こ の後シートの浮きは進展していき, R=+1/50 (rad)サイクルで柱正面にも発生した。 [LcG シリーズ]

LcG00, LcG03 共に R=1/1000(rad)サイクルで 曲げひび割れ・せん断ひび割れが発生した。 LcG00 はその後せん断ひび割れが大きく進展し た。LcG03 は R=+1/250 (rad)サイクルで試験体 正面上から 3 層目に炭素繊維シートの浮きが発 生し,右側上部圧縮側危険断面で圧壊が開始し た。その後は R=-1/250 (rad)で正面上から 2 層 目,R=-1/150 (rad)で正面一番上のシートに浮 きが発生した。ひび割れは多くなっていったが, ひび割れ幅の拡がりは顕著ではなかった。

LcG17はR=+1/1000(rad)サイクル中に大きな 音と共に一時的に耐力が低下した。この時にせ





表 -	4	実験結果ー	睯
1		~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~	50

(a)LcS シリーズ		Q _{max} (kN)	Qmax (MM)	R _{Qmax} (rad)	R _{Q80%} (rad)	(b)LcG シリーズ		Q _{max} (kN)	Qmax (MM)	R _{Qmax} (rad)	R _{Q80%} (rad)
	正	243.8	8.0	+1/125*	+1/83		IE	282.3	2.5	+1/500	+1/150
LC300	負	-208.9	-2.5	-1/500	-1/125	LCGOO	負	-264.0	-2.5	-1/500	-1/250
1 -000	正	277.7	15.0	+1/83	+1/50		Н	342.8	2.5	+1/500	+1/150
LC303	負	-264.7	-10.0	-1/125	-1/50	LCG03	負	-312.8	-2.6	-1/500	-1/250
1 0011	正	353.3	15.0	+1/83	+1/36		ТĒ	477.3	5.0	+1/250	+1/83
	負	-339.9	-15.0	-1/83	-1/50		負	-454.6	-5.0	-1/250	-1/125
Q _{max} :最大耐	力	_{Qmax} :最大和	対力時の変用	乡 R _{Qmax} :튑	最大耐力時 σ)層間変形角					

R_{000%}:最大耐力の80%以下となった時の層間変形角 *:+1/125サイクル加力中、層間変形角R=1/156で最大耐力を記録

ん断ひび割れが大きく入ったと思われる。この サイクルにおいて,正面シートの隙間にひび割 れが見られた。R=+1/150 (rad)でシートの浮き が発生,その後シートの浮きは進展していった。

3.2 荷重 - 変形関係

試験体シリーズ毎の水平荷重-変形関係の比 較図を図 - 5 に,実験結果一覧を表 - 4 に示す。 [LcS シリーズ]

LcS00はR=-1/500 (rad)で負側最大耐力に達 し,R=+1/125 (rad)サイクル中,R=+1/156(rad) で正側最大耐力に達した。この最大耐力時に試 験体正面中央部のせん断補強筋が降伏し,R=+ 1/125 (rad)で主筋が圧縮降伏した。最大耐力に達 した後,正側でR=+1/83(rad),負側でR=-1/125(rad)でそれぞれ最大耐力の80%以下とな った。LcS03はR=-1/125 (rad)で負側最大耐力 に達し,R=+1/83 (rad)で正側最大耐力に達した。 その後正負共に緩やかに耐力は低下し,R=+ 1/63 (rad)サイクルで主筋が引張降伏,R=- 1/50(rad)で圧縮降伏した。正負共に R=± 1/50(rad)で最大耐力の 80%を下回った。両試験 体共に最大耐力時に図 - 1に示した歪ゲージ位 置で主筋の引張歪は最大でも降伏歪に達してい なかったことから,破壊モードはせん断破壊で あったと考えられる。

LcS11 は正負共に R=±1/83(rad)で最大耐力に 達した。また正側最大耐力に達する直前で主筋 が引張降伏し,最大耐力時には圧縮降伏も確認 された。正負共に LcS03 よりもさらに緩やかに 耐力は低下し,正側では R=+1/36(rad)で,負側 では R=-1/50 (rad)でそれぞれ最大耐力の 80% 以下となった。せん断補強筋は R=-1/36(rad) サイクルでゲージが破断したが,そこまでに降 伏は見られなかった。最大耐力に達する直前に 主筋が引張降伏し,その直後に耐力が低下して いることから,破壊モードは曲げ降伏後のせん 断破壊であったと考えられる。

せん断柱では、シート補強量の増加と共に最

大耐力の向上が見られ, さらには最大耐力以降 の耐力の急激な低下も抑えられており, 変形能 力向上にも効果があった。

[LcG シリーズ]

LcG00, LcG03 は正負共に R=±1/500 (rad)の 1 サイクル目で最大耐力に達した。LcG00 はこ のサイクル中の負側最大耐力時に試験体正面中 央部のせん断補強筋が降伏し, R=-1/500 (rad) の2サイクル目で主筋が圧縮降伏した。その後 R=-1/250 (rad)で大きく耐力低下し, 負側最大 耐力の 80%以下となった。正側では R=+ 1/150(rad)で最大耐力の80%を下回った。このサ イクルで主筋が引張降伏した。LcG03 は R=+ 1/250 (rad)サイクル中に大きな耐力低下を見せ た。このサイクル時に主筋が圧縮降伏している。 正側で R=+1/150(rad), 負側で R=-1/250 (rad) でそれぞれ最大耐力の80%以下となった。両試 験体共に最大耐力時に主筋の引張降伏が見られ なかったことから,破壊モードはせん断破壊で あったと考えられる。

LcG17 は正負共に R=±1/250 (rad)で最大耐力 に達した。正負共に最大耐力以降,緩やかに耐 力が減少した。その後 R=+1/150 (rad)で主筋が 圧縮降伏し,R=+1/125 (rad)で引張降伏した。 正側では R=+1/83(rad),負側では R=-1/125 (rad)でそれぞれ最大耐力の 80%を下回った。な おせん断補強筋の降伏は実験終了時まで見られ なかった。破壊モードは LcG00, LcG03 と同様 の理由からせん断破壊であったと考えられる。

極脆性柱では、ゼブラ補強を施した LcG03 の 最大耐力は基準試験体 LcG00 の最大耐力を上 回ったが、最大耐力以降の耐力低下を大きく改 善するには至らなかった。シート3層で補強し た LcG17 では、最大耐力の大幅な向上が見られ、 さらに最大耐力以降の耐力低下も緩やかであっ た。

4. 耐力評価

4.1 実験値と計算値との比較

表-5に実験値-計算値の比較を示す。表中

のせん断強度 V_u については文献³⁾による式か ら算出した。

曲げ耐力 Q_{mu} およびせん断耐力 Q_{su} の計算値 は文献²⁾による次式から材料試験の結果を用い て算出した。

$$Q_{mu} = \frac{2M_{u}}{h_{0}}$$

$$= \frac{2\left\{0.8a_{t} \cdot \sigma_{y} \cdot D + 0.5N \cdot D\left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_{c1}}\right)\right\}}{h_{0}} \quad (1)$$

$$Q_{su} = \left\{\frac{0.053p_{t}^{0.23}(18 + F_{c1})}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_{w} \cdot \sigma_{wy} + p_{wf} \cdot \sigma_{fd}} + 0.1\sigma_{0}\right\}b \cdot j \quad (2)$$

全試験体共に,最大耐力は材料試験値を用い た計算値のせん断終局強度 Q_{su} を上回った。加 えて,LcS11 の実験値は材料試験値を用いた曲 げ終局強度 Q_{mu} とほぼ同じ値となった。LcS03 (シートゼブラ巻き)では,無補強基準試験体 LcS00 の最大耐力を約 14%上回り,LcS11 (シ ート2 層巻き)では約 45%上回った。LcG03 (シ ートゼブラ巻き)では,無補強基準試験体 LcG00 の最大耐力を約 22%上回り,LcG17 (シート 3 層巻き)では約 69%上回った。さらにLcG00・ LcG03 が文献¹⁾により F値 0.8 に指定されてい るせん断破壊時の層間変形角 R=1/500(rad)で最 大耐力に達したのに対し,LcG17 は F値 1 に指 定されているせん断破壊時の層間変形角

表 - 5 実験値と計算値の比較

	実験値	実験値 計算値(材料試験値)						
試験体	expQmax	Vu	0 /V	Q _{mu}	Q _{su}	0 /0	_{exp} Q _{max} /Q _{su}	
	(kN)	(kN)	expQmax/Vu	(kN)	(kN)	Q _{su} /Q _{mu}		
LcS00	244	185	1.32	351	220	0.63	1.11	
LcS03	278	-	-	353	247	0.70	1.12	
LcS11	353	-	-	354	300	0.85	1.18	
LcG00	282	147	1.92	633	250	0.39	1.13	
LcG03	343	-	-	627	280	0.45	1.22	
LcG17	477	-	-	634	373	0.59	1.28	

R=1/250(rad) で最大耐力に達したことから、変 形性能を向上することができたと言える。

また,LcS00・LcG00の最大耐力は, 靭性指針 によるせん断耐力 V_uを,LcS00で約32%,LcG00 で約92%上回った。その原因の一つとして,LcG ではせん断スパン比が小さいためと考えられる。

実験値と計算値 Q_{su}の比(実験値/計算値) は1.11~1.28 とよく対応していた。

4.2 炭素繊維シート補強量による比較

表 - 6,図 - 6に炭素繊維シートの補強量に よる実験値-計算値の比較をそれぞれ示す。 [LcS シリーズ]

低強度コンクリートを使用した RC 柱試験体 においても、CFRP 補強では補強量の増加に伴 い最大耐力も増加した。耐力の上昇率では、実 験値と計算値はほぼ同程度であった。

[LcGシリーズ]

LcS シリーズと同様に,低強度コンクリート を使用した極脆性 RC 柱試験体においても, CFRP 補強では補強量の増加に伴い最大耐力も 増加したが,極脆性柱ではゼブラ補強で実験値 と計算値の開きが大きかった。せん断耐力の上 昇率は,計算値よりも実験値の方が大きかった。 また,LcG17 においても同様な傾向が見られ, 計算値以上の耐力上昇が見られた。

5. まとめ

低強度コンクリートを使用した RC 柱試験体 6体に対する静的加力実験を行い, CFRP 補強の 耐震補強効果について検討した結果,以下のよ うな知見を得た。

- せん断柱・極脆性柱とも Fc=11~12N/mm² の低強度の領域においても, CFRP 補強によ りせん断耐力の向上,および変形性能の向 上を図ることが可能であった。
- Fc=11~12N/mm² 程度の低強度コンクリート を使用した RC せん断柱・極脆性柱ともに, 既往の計算式²⁾でせん断耐力の評価は可能 であった。
- 3) シートをゼブラ状に巻いた補強に関し、せ

表-6 補強量による実験値 計算値の比較

	補強量		実験値	計算値		
試験体	P _{wf} ∙ _{fd} (N/mm ²)	_{exp} Q _{max} (kN)	耐力上昇率	Q _{su} (kN)	耐力上昇率	
LcS00	0	244	1.00	220	1.00	
LcS03	0.45	278	1.14	247	1.12	
LcS11	1.78	353	1.45	300	1.36	
LcG00	0	282	1.00	250	1.00	
LcG03	0.45	343	1.22	280	1.12	
LcG17	2.61	477	1.69	373	1.49	

p_{wf}:炭素繊維シートによるせん断補強筋比
 fd:炭素繊維シートのせん断設計用引張強度



図-6 補強量による実験値 計算値の比較

ん断柱,極脆性柱共にゼブラ状の比較的少 量の補強によっても,耐力上昇が見られた。

参考文献

- 日本建築防災協会: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.191-192, 1998.1
- 日本建築防災協会: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.162-170, 1998.1
- 3)日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靭性 保証型耐震設計指針・同解説,pp.142-144, 1998.1