

論文 格子状 FRP 筋を帯筋に用いた RC 柱の弾塑性挙動に関する 実験的研究

知念秀起*1・山川哲雄*2・藤崎忠志*3

要旨：格子状の連続繊維補強筋(FRP筋)を中子筋付きの帯筋として用い、主筋には在来の鉄筋を用いたハイブリッドRC柱の弾塑性挙動を検討するために、一定軸圧縮応力(0.35 σ_B)下の正負繰り返し水平加力実験を行なった。試験体はFRP筋を用いた帯筋のピッチを60, 40, 30mmと変化させた試験体3体と、在来RC柱(40mmピッチ)1体の合計4体である。その結果、帯筋に格子状のFRP筋を用いると在来鉄筋よりコアコンクリートの横拘束効果が若干低くなり、耐震性能がやや低下することがわかった。

キーワード：FRP筋、ハイブリッドRC柱、弾塑性挙動、横拘束効果、耐震性能、帯筋


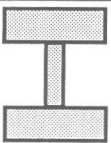
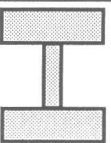

1. はじめに

本研究は高強度の連続炭素繊維を樹脂に含浸させながら、格子状に一体成型した連続繊維補強筋、すなわちFRP筋[1]を中子筋付きの帯筋として用い、主筋には在来の鉄筋を用いたハイブリッドRC柱の弾塑性挙動を検討したものである。前回は一定軸圧縮応力0.22 σ_B を受けるRC柱で、帯筋ピッチをパラメータ(40mmと60mm)に在来のRC柱各1体ずつと、これに対応させて帯筋がFRP筋で主筋が在来鉄筋のハイブリッドRC柱を各1体ずつの合計4体の正負繰り返し水平加力実験を行った[2]。その結果、FRP筋を帯筋に用いたハイブリッドRC柱はFRP筋の特異な現象として主筋に沿った付着割裂ひび割れを生じながらも、曲げ破壊した在来のRC柱とほぼ同じ履歴曲線や水平耐力を示した。これらの弾塑性挙動をさらに検討するために、今回は軸圧縮応力を0.35 σ_B に増加させ、FRP筋を用いた帯筋のピッチを60, 40, 30mmと変化させた試験体3体と、在来RC柱試験体(40mmピッチ)1体の合計4体の正負繰り返し水平加力実験を行った。特に今回はFRP筋特有の付着割裂ひび割れ現象を再検証するとともに、帯筋ピッチを変化させることによりFRP筋の弾性横拘束効果をコンファインドコンクリートの観点から検討することに本研究の目的がある。

2. 試験体

試験の形状、寸法、配筋及びせん断スパン比(M/(QD)=1.5)は帯筋のピッチを除いて前回の試験体[2]と同じで、これらを図-1に示す。柱の試験体一覧を表-1に示す。ただし、前回の実験結果と

表-1 柱の試験体一覧

試験体名	NFC-NN-3	NFC-NN-2, 4	NFC-NN-5	RCC-NN-2, 5
試験体				
帯筋	連続繊維補強筋 (FRP) @60mm	連続繊維補強筋 (FRP) @40mm	連続繊維補強筋 (FRP) @30mm	在来鉄筋 (D6-SD295A) @40mm

注)試験体NFC-NN-2, RCC-NN-2は軸圧縮応力0.22 σ_B 下で行なった前回の試験体である[2]。

*1 琉球大学大学院 工学研究科建設工学専攻(正会員)

*2 同 教授 工学部環境建設工学科,工博(正会員) *3 清水建設(株)技術開発センター(正会員)

比較検討するために前回の試験体で帯筋ピッチがともに40mmのNFC-NN-2とRCC-NN-2も採用する[2]。帯筋として用いた格子状FRP筋の断面は正方形に近く、その断面積は 0.31cm^2 で鉄筋D6の断面積 0.32cm^2 にほぼ等しい。ただし、FRP筋を用いた帯筋は外周筋上にある格子の交点で破断しないように、余長を10~12mm程度確保している。したがって、この余長がかぶりコンクリート内に定着されていることになる(図-1参照)。また、在来鉄筋は外周筋と中子筋の3段重ねで構成され、交点は結束線で結束されている。FRP筋と鉄筋の力学的性質を表-2に、コンクリートの力学的性質とスランブを表-3にそれぞれ示す。ただし、FRP筋は塑性領域が一切存在せず、すべて弾性域であるので応力とひずみが線形関係にある[1,2]。すなわち表-2からわかるように $s\sigma_y = s\sigma_u$ が常に成立する。

3. 測定及び載荷方法

変位計で水平(曲げ及びびせん断変形)と鉛直変位(伸縮変形)を測定した。ひずみゲージは柱頭、柱脚部の主筋と、柱中央部の帯筋の一部に貼付した。帯筋に貼付したひずみゲージの位置を図-2に示す。建研式水平加力装置を用いて、一定軸圧縮応力($0.35c\sigma_B$)下の正負繰り返し水平加力を行った。ただし、前回の試験体NFC-NN-2とRCC-NN-2の一定軸圧縮応力は $0.22c\sigma_B$ である。水平加力はひび割れが発生するまでは荷重制御により行い、ひび割れ発生後は柱の部材角Rを0.5%づつ、同一振幅で3サイクルづつ正負繰り返しの変形制御で3%まで行った。

4. 実験結果と考察

表-4に各試験体の部材角 $R=0.5, 1.5, 3\%$ 時でかつ3サイクル終了時のひび割れ状況を示す。帯筋にFRP筋を用いた柱の試験体(以後、FRP試験体と呼称する)は、主筋に沿った付着割裂ひび割れが多く観察された。今回の実験は軸圧縮応力が前回のそれと比較して $0.22c\sigma_B$ から $0.35c\sigma_B$ に上昇したので、曲げ耐力に伴うせん断力がやや大きくなった。その結果、FRP筋を用いた帯筋

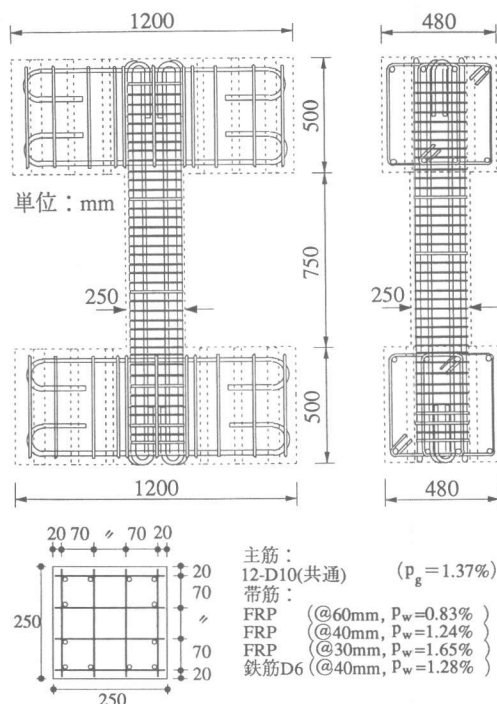


図-1 柱試験体の形状、寸法、配筋図

表-2 FRP筋と鉄筋の力学的性質

補強筋	a (cm ²)	$s\sigma_y$ (MPa)	$s\varepsilon_y$ (%)	$s\sigma_u$ (MPa)	sE (GPa)	
FRP筋						
今	D6-SD295A	0.32	437	0.24	559	195
回	D10-SD345	0.71	421	0.21	575	194
前	D6-SD295A	0.32	398	0.22	557	196
回	D10-SD345	0.71	409	0.21	584	203

注) a: 断面積, $s\sigma_y$: 降伏点応力, $s\varepsilon_y$: 降伏点ひずみ
 $s\sigma_u$: 引張強度, sE : ヤング係数

表-3 コンクリートの力学的性質とスランブ

	$c\sigma_B$ (MPa)	$c\varepsilon_1$ (%)	σ_1 (MPa)	cE (GPa)	スランブ (cm)	
FRP筋	NFC-NN-3	31.8	0.26	2.71	25.2	15
	NFC-NN-2	28.0	0.29	2.47	24.1	14
	NFC-NN-4	35.6	0.35	2.75	24.7	15
	NFC-NN-5	34.3	0.32	3.28	25.1	15
鉄筋	RCC-NN-2	26.0	0.26	3.96	26.8	14
	RCC-NN-5	33.9	0.33	2.23	24.9	15

注) $c\sigma_B$: シリンダー強度, $c\varepsilon_1$: $c\sigma_B$ 時のひずみ,
 σ_1 : 割裂強度, cE : 割線ヤング係数



図-2 帯筋に貼付したひずみゲージの位置

の余長(図-1参照), すなわち外周筋からの突起物がかぶりコンクリートに損傷を与え, 部材角が3%近傍に近づくと, これらの損傷したかぶりコンクリートが剥離, 剥落した(表-4参照). $0.22c\sigma_B$ の試験体NFC-NN-2では, 附着割裂ひび割れが生じるのみであった. 一方, 在来鉄筋を帯筋に用いたRC柱(RCC-NN-5)も, 軸圧縮応力が $0.35c\sigma_B$ に上昇したので曲げ破壊で水平耐力が支配されながらも, 附着割裂ひび割れの傾向が観察された(表-4参照). ただし, 軸圧縮応力 $0.22c\sigma_B$ の試験体RCC-NN-2は柱頭, 柱脚部の曲げひび割れと, それにともなう曲げ破壊で水平耐力が支配されている.

柱のQ-R曲線に関する実験結果と, 鉛直方向の柱の伸縮変形を柱の内のり高さで除した平均収縮ひずみ ϵ_v と部材角Rの関係も合わせて表-5に示す. 前回の実験[2]と比較して, 軸圧縮応力が $0.22c\sigma_B$ から $0.35c\sigma_B$ に変化しているので曲げ耐力が増大する一方, 柱の材軸伸縮ひずみが圧縮ひずみとして部材角の増大とともに大きくなり, 帯筋量が少なくなると靱性に関する劣化のきざしが見られる. しかし, 軸圧縮応力が $0.22c\sigma_B$ と小さい試験体では, いずれの試験体もこのような劣化のきざしは見られなかった. 表-5から求めた実験結果のスケルトンカーブに関する比較を図-3に示す. また, 各柱の累積エネルギー

表-4 柱の各部材角終了時のひび割れ状況

帯筋 (主筋共通)	R=0.5%		R=1.5%		R=3.0%	
	WEB	FLANGE	WEB	FLANGE	WEB	FLANGE
F R P 筋	NFC-NN-3 (@60mm, $0.35c\sigma_B$)					
	NFC-NN-2 (@40mm, $0.22c\sigma_B$)					
	NFC-NN-4 (@40mm, $0.35c\sigma_B$)					
	NFC-NN-5 (@30mm, $0.35c\sigma_B$)					
	RCC-NN-2 (@40mm, $0.22c\sigma_B$)					
鉄 筋	RCC-NN-5 (@40mm, $0.35c\sigma_B$)					

吸収量 $W(MN \cdot cm)$ と部材角 $R(\%)$ の関係を図-4に示す。特に試験体NFC-NN-3とNFC-NN-5の比較では耐力、靱性及びエネルギー吸収量に顕著な差異が見られる。これらの図表より格子状のFRP筋を帯筋として利用した場合、帯筋ピッチを小さくするにつれて、すなわち多量に配筋すればするほど剛性、耐力、靱性及びエネルギー吸収量も改善される傾向にあると推定される。このように耐震性能は高まる傾向にあり、在来鉄筋を帯筋に利用した通常のRC柱と差異がなくなる。軸圧縮応力が小さい場合にはこの傾向が強く見られるが[2]、軸圧縮応力が今回の実験のように大きくなると在来鉄筋を帯筋に利用した方がやや有利である。図-5に帯筋のひずみと部材角の関係を示す。これらのひずみは柱の反曲点のウェブ位置(水平加力方向)におけるものである。FRP筋ではその帯筋ピッチが大きくなるにつれて、帯筋のひずみが大きくなっている。このことは帯筋位置の横拘束力が大きくなることを意味するが、一方ではコンクリートの膨張を意味するとともに、耐震性能の劣化への始まりでもある。

断面の平面保持を仮定したfiberモデルによる柱試験体の弾塑性解析を行ない、実験結果と比較した。FRP筋を用いた帯筋による横拘束効果を考慮したコンファインドコンク

表-5 各柱のQ-R曲線、材軸伸縮ひずみ曲線(実験結果)

帯筋 (主筋共通)	水平変位	材軸伸縮ひずみ	
	Q-R曲線	ϵ_v -R曲線	
F R P 筋	NFC-NN-3 (@60mm, $0.35 \sigma_B$)		
	NFC-NN-2 (@40mm, $0.22 \sigma_B$)		
	NFC-NN-4 (@40mm, $0.35 \sigma_B$)		
	NFC-NN-5 (@30mm, $0.35 \sigma_B$)		
	RCC-NN-2 (@40mm, $0.22 \sigma_B$)		
鉄 筋	RCC-NN-5 (@40mm, $0.35 \sigma_B$)		

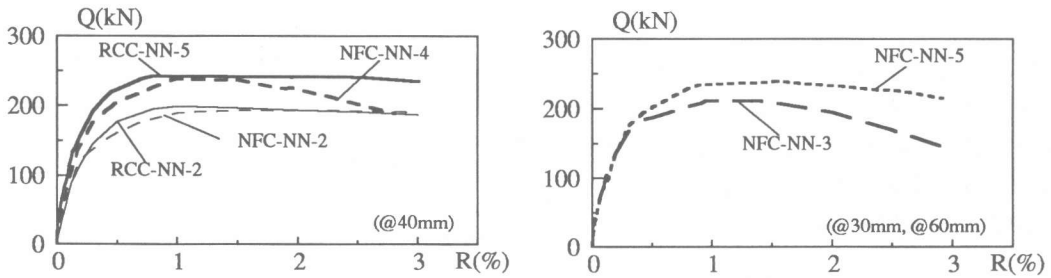


図-3 スケルトンカーブの比較(実験結果)

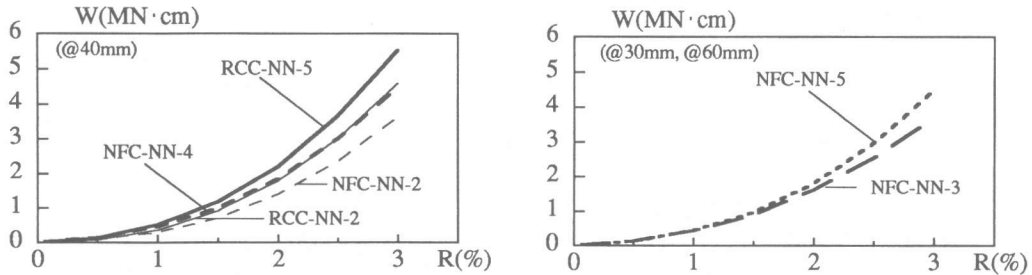
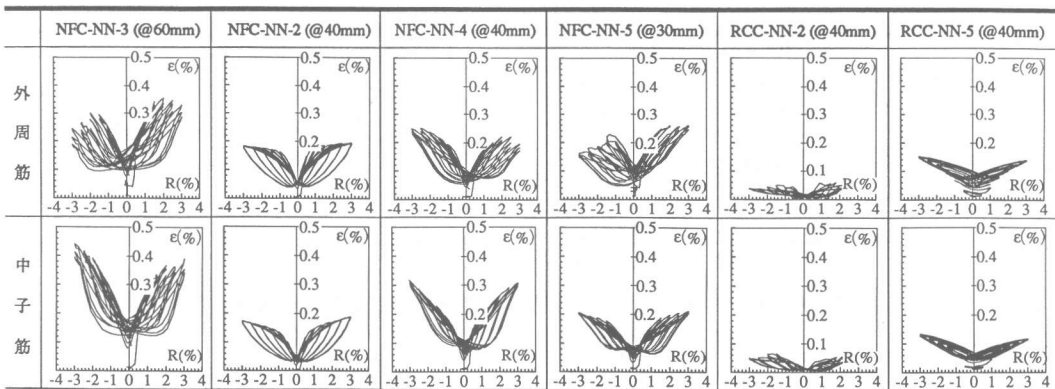


図-4 累積エネルギー吸収量の比較(実験結果)



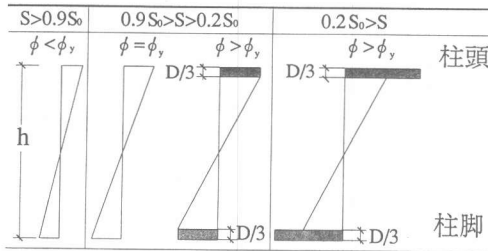
注) RCC-NN-2は柱脚位置における実験結果である。

図-5 帯筋のひずみ(すべて引っ張りひずみ)と部材角の関係(反曲点位置における実験結果)

リートの構成則に関する実験式がないので、解析は鉄筋を帯筋に用いたRC柱試験体(RCC-NN-2,5)に限定する。解析に用いる鉄筋、コンクリートの各材料定数は表-2, 3より与えた。鉄筋は完全弾塑性を仮定した。図-6に示すようにコアコンクリートには帯筋の横拘束力を考慮したコンファインドコンクリートの構成則を用い、カバーコンクリートにはプレーンコンクリートの構成則を用いた[3]。以上の仮定のもとで計算したRC柱のN-M相関曲線を図-7に示す。また、柱の曲率分布を柱頭、柱脚でそれぞれ柱せい1/3の部分に曲率の集中が生じると仮定し、かつせん断変形と $p-\delta$ 効果も考慮して計算した柱のQ-R曲線を図-8に示す。図-8のスケルトンカーブに関する計算結果で $R \leq 0.5\%$ 以降Qが減少しているのは、図-6に示すようにカバーコンクリートはほぼ0.2%以降軟化領域に入るため、カバーコンクリートの負担する耐力の急激な低下が影響として表れている。またほぼ1%近傍以降はコアコンクリートのみが耐力を維持するものとして、コンファインドコンクリートの構成則とともに $p-\delta$ 効果が反映されている。計算結果は軸力が低い在来RC試験体

の実験結果をあまりとらえていないが、軸力が高い場合にはよくとらえているようである。また、軸力が低い場合には在来RC試験体とFRP試験体であまり差異が見られないのに対し、軸力が高い場合には在来RC試験体に比較してFRP試験体では靱性の劣化が多少見られる。

表-6 柱の曲率分布仮定



注) h : 柱の内り高さ, D : 柱せい, ϕ_y : 最外縁の主筋降伏時の曲率, S : $M-\phi \cdot D$ 曲線の勾配, S_0 : $M-\phi \cdot D$ 曲線の初期勾配

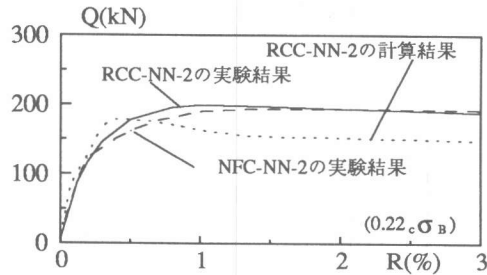


図-8 スケルトンカーブに関する実験結果と計算結果の比較

5. 結論

帯筋に今回対象とした格子状のFRP筋を用いると在来鉄筋よりコアコンクリートの横拘束効果が若干低下し、その結果耐力、靱性、剛性及びエネルギー吸収能力などの耐震性能が在来鉄筋を用いたRC柱に比較してやや劣るようである。軸圧縮応力が今回のように大きくなった場合、特にこの傾向が明白になってくる。しかしながら、FRP筋の帯筋ピッチを在来鉄筋に比較してやや小さくするとこのような差異はなくなってくる。ただし、FRP筋が1.77%の引っ張り破断ひずみまで弾性挙動するのでエネルギー吸収能力は一般に小さい傾向にある。また、FRP筋特有の付着割裂ひび割れはコアコンクリートの横拘束効果が若干低下することに加えて、余長としてある帯筋外周上の突起物による影響が大きいと思われる。ただし、軸圧縮応力が増大してもFRP筋のグリッド交叉部が破断するようなことは、余長近傍も含めて一切観察されなかった。

参考文献:

- [1] 杉田稔, 中辻照幸, 藤崎忠志 他多数: "繊維強化複合素材(NFM)の建築構造への利用に関する研究その1-その13", 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), (関東), (九州), (中国), pp.131-138, pp.813-818, pp.147-150, pp.959-966, 1987~1990
- [2] 玉城康哉, 山川哲雄, 藤崎忠志: "連続繊維補強筋を帯筋に用いたRC柱の耐震性能に関する実験的研究", コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16-2, pp.1045-1050, 1994
- [3] J.B.Mander, M.J.N.Priestley and R.Park: "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.144, No.8, pp.1804-1826, Aug. 1988

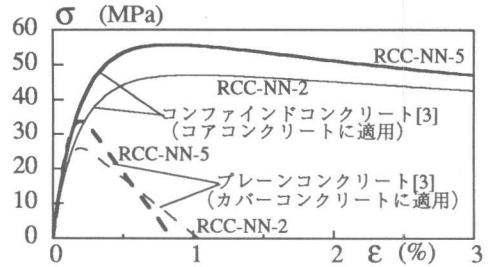


図-6 仮定したコンクリートの σ - ϵ 曲線

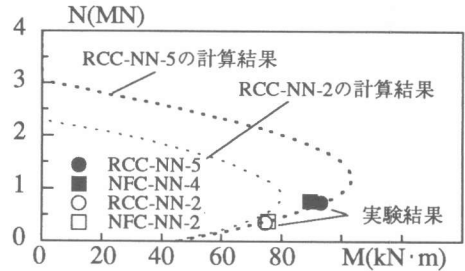


図-7 柱のN-M相関曲線

