

論文 ハイブリッド型繊維補強セメント系複合材料を用いた柱及び耐震壁の構造性能に関する実験的研究

田邊 裕介*1・中村 匠*2・前田 匡樹*3・三橋 博三*4

要旨: 高強度鋼繊維と合成繊維を混入したハイブリッド型の繊維補強セメント (HFRCC) と普通コンクリートを用いた柱および耐震壁について正負繰返し静的載荷実験を行った。本研究では、せん断破壊を想定した一定軸力下の柱実験より、HFRCC による靱性能の向上やひび割れ分散効果、せん断耐力への寄与を示した。また、ピロティ架構を想定した高軸力の変動軸力を受ける柱および曲げ破壊先行型の連層耐震壁について比較検討した。柱試験体には、HFRCC をかぶり部分の外殻プレキャストとして用いた場合も検討した。HFRCC の応力度低下時と、部材角や破壊モード、ひび割れ幅、復元力特性との関係は今後の検討課題である。

キーワード: ハイブリッド型繊維補強セメント, 柱, 耐震壁, 変動軸力, 外殻プレキャスト, ひび割れ分散

1. はじめに

近年、セメント材料を繊維で補強した複合材料で、曲げ応力下において複数ひび割れ特性を示し、曲げ、引張、圧縮破壊時の靱性が大幅に向上する高靱性セメント複合材料の研究が積極的に行われ、使用される繊維の種類も多様化している。本研究で用いる材料は、補強機能の異なる2種類の繊維でマトリックスを補強したハイブリッド型繊維補強セメント系複合材料 (Hybrid Fiber Reinforced Cement-based Composites, 以下HFRCC) である¹⁾。この材料は、ミクロレベルのひび割れを補強する短く細い合成繊維 (ポリエチレン繊維[PE], ポリビニールアルコール繊維[PVA]) と、メゾレベルのひび割れを補強する特殊加工された鋼繊維 (スチールコード[SC]) の2種類の繊維を用いることで、各繊維の特性と、異なる繊維の相互作用によって、高い靱性を実現している。(図-1)

本研究は HFRCC の構造

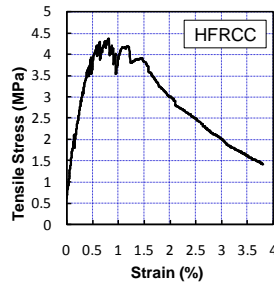


図-1 HFRCC 材料特性

部材への適用を検討することを目的とし、HFRCC を用いた定軸力せん断柱、ピロティ架構を想定した変動軸力曲げ柱及び曲げ先行型耐震壁の静的載荷実験を行い、普通コンクリート試験体との比較を論じる。変動軸力柱試験体には、HFRCC をかぶり部分の外殻プレキャストに用いたものも含めた。定軸力実験結果は概要のみ記す。既報²⁾参照

2. 定軸力柱実験概要

2.1 試験体

試験体一覧を表-1に試験体図を図-2に示す。せん断スパン比 $M/Qd=1$ とし、せん断破壊型試験体を想定した。表-2にHFRCCの調査表を示す。柱部分にHFRCCを用いた試験体はスタブに200mm 飲み込ませた。普通コンクリート ($F_c=45N/mm^2$) の引張強度は割裂試験から、HFRCC の引張強度は JCI 基準³⁾に従い4点曲げ試験から求めた。使用した鉄筋の力学的特性を表-3に示す。普通コンクリートを用いた N-02, N-04 のせん断余裕度 (Q_{su}/Q_{mu}) は、各 0.71, 0.77 である。

表-1 定軸力柱試験体一覧

試験体名	コンクリート	繊維	断面 (mm)	内法スパン (mm)	主筋 (p.%)	帯筋		コンクリート強度		
						配筋	P_w (%)	σ_B (N/mm^2)	E_c ($\times 10^4 N/mm^2$)	σ_t (N/mm^2)
N-02	NC (普通)	-	200×400	800	4-D16 (0.56%)	2-D6@160	0.2	52.8	2.36	3.83
N-04						2-D6@80	0.4			
HF-PE-00	HFRCC	PE+SC	400	M/Qd=1	(0.56%)	-	0.0	55.3	1.85	3.40
HF-PE-02		PVA+SC				2-D6@160	0.2			
HF-PVA-02						2-D6@160	0.2			

*1 東北大学 工学研究科 都市・建築学専攻 修士課程 (現 竹中工務店) (正会員)

*2 東北大学 工学研究科 都市・建築学専攻 修士課程 (正会員)

*3 東北大学 工学研究科 都市・建築学専攻 准教授 博士(工学) (正会員)

*4 東北大学 工学研究科 都市・建築学専攻 教授 工博 (正会員)

2.2 加力方法・計測方法

載荷装置を図-3に示す。載荷は鉛直ジャッキにより一定軸力（軸力比 $N/bDF_c=0.12$, 450kN）を加え上下スタブを平行に保ち、柱の中央高さが反曲点となるように載荷した。載荷履歴は、部材角 $R=\pm 2.5/1000rad$ を1サイクル行った後、 $R=\pm 5, 10, 15, 20, 30, 40/1000rad$ を2サイクル行い、1サイクルずつ $R=\pm 60, \pm 80, \pm 100/1000rad$ まで載荷した。ひび割れ計測はクラックスケールにより、目標変形角時と除荷時に目視計測し記録した。

2.3 実験結果

2.3.1 せん断力-部材角関係と破壊経過

図-4に代表的な最終破壊状況とせん断力-部材角関係を示す。N-02試験体は部材角 $2.5/1000rad$ 時に曲げひび割れ、せん断ひび割れが発生し、部材角 $+5/1000rad$ にせん断破壊し、N-04試験体は、 $15/1000rad$ 時に軸力を保持できなくなった。一方 HFRCC を用いた試験体では、破壊モードが曲げ降伏先行型に変わり、最終サイクルの $10/1000rad$ までほとんど耐力の低下もなく、軸力を十分保持し変形性能が大きく向上した。ひび割れ状況も、危険断面の曲げひび割れが大きく開いたものを除くと細かいせん断ひび割れが分散して柱全体に発生し、除荷時にはほとんどのひび割れが閉じ、部材角が $40/1000rad$ まで進んでも最大せん断ひび割れ幅は $0.3mm$ 以下に留まった。また、かぶりコンクリートの剥離などもなく、普通コンクリートに比べ損傷を大きく低減できることが分かった。横補強筋のない HF-PE-00試験体においても HF-PE-02 と同等の性能を示した。HFRCC 試験体の破壊の特徴としては、部材角 $20/1000rad$ を超えた変形から危険断面1箇所にも曲げひび割れとして集中した。

2.3.2 横補強筋の歪

各試験体の正加力時における横補強筋の歪分布を図-5に示す。N-02試験体は部材角 $5/1000rad$ で横補強筋の歪度が降伏歪を超え、せん断破壊に至った。一方、HFRCC を用いた試験体の歪度は大変形時まで低い値を示した。せん断歪は均等であり、HFRCC がせん断抵抗に寄与していることが分かる。

2.3.3 計算値との比較

HF-PE00 と HF-PE-02 試験体の強度計算値と実験値の比較を図-6に示す。試験体の初期剛性は弾性式から、剛性低下率 α_y と曲げひび割れ強度は菅野式を、降伏強度 (M_y) は曲げ強度略算式から求めた。また、せん断終局強度 (Q_{su}) は A 法式⁶⁾ のトラス機構の項に HFRCC の引張強度 σ_t を累加して求めた⁴⁾⁵⁾。塑性回転角 (R_p) に伴う圧縮強度等の低減は普通コンクリートと同様と仮定し、圧縮強度の有効係数 v_0 には $1.7\sigma_B^{-0.333}$ を用いた。

表-2 HFRCC 調査表

(W+SP)/B wt.%	SF/B wt.%	S/B wt.%	SP/B wt.%	PE or PVA vol.%	SC vol.%
45	15	45	0.9	0.75	0.75

SF: シリカフェーム, S: 珪砂, SP: 高性能減水剤, B=SF+C

PE: ポリエチレン繊維, PVA: PVA 繊維, SC: 鋼繊維

表-3 鉄筋材料特性

鉄筋種	降伏応力度 (N/mm ²)	降伏歪 (μ)	ヤング係数 ($\times 10^5 N/mm^2$)	引張強度 (N/mm ²)
D16	371	2132	1.89	537
D6 ^{**}	290	3123	1.77	455

※0.2% オフセット耐力

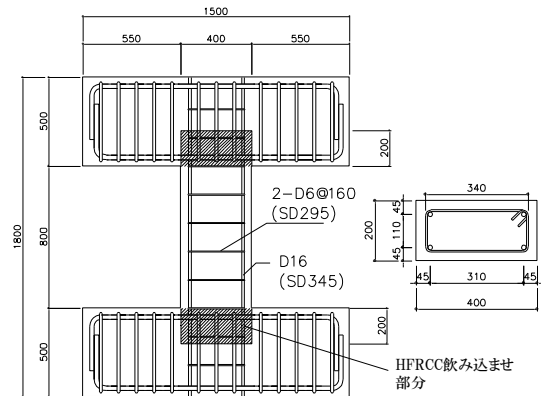


図-2 試験体配筋例 (HF-PE-02)

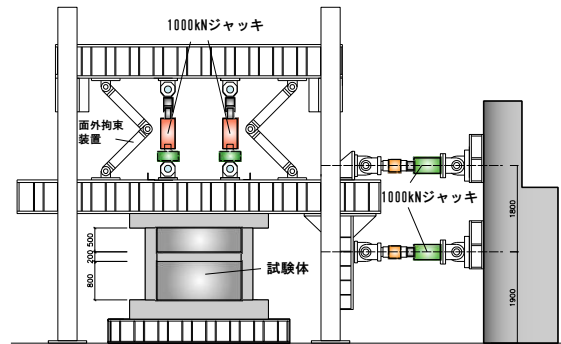


図-3 載荷装置

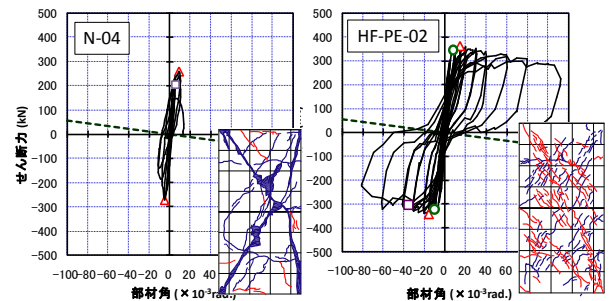


図-4 せん断力-変形角関係

$$Q_{su} = b \cdot j_t (p_w \cdot \sigma_{wy} + \sigma_t) \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) \cdot b \cdot D \cdot v \cdot \sigma_B / 2 \quad (1)$$

$$\beta = \frac{(1 + \cot^2 \phi) (p_w \cdot \sigma_{wy} + \sigma_t)}{v \cdot \sigma_B}$$

σ_t : HFRCC の引張強度, その他の記号は文献6)参照

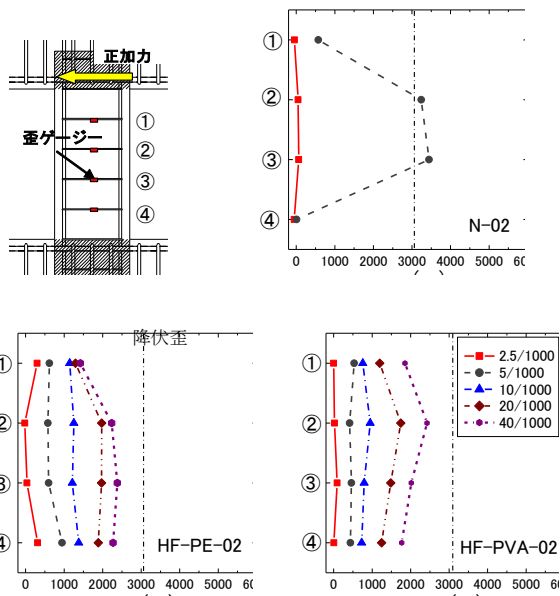


図-5 横補強筋の歪分布

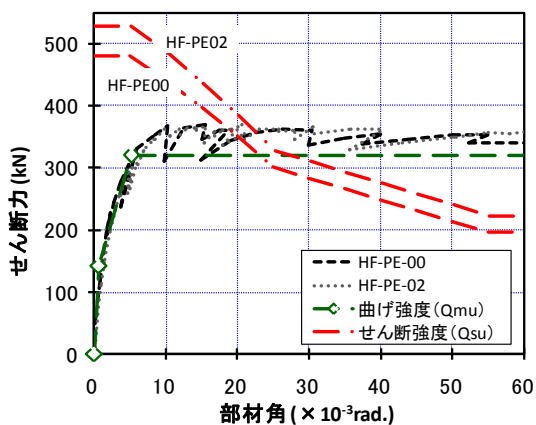


図-6 計算値との比較

せん断強度は、 σt を考慮することにより $Q_{su} > Q_{mu}$ となり、破壊モードを評価できた。また、保証ヒンジ回転角 (R_p) に各部材角を代入して求めたせん断強度 (Q_{su}) を示した。計算上 $Q_{mu} = Q_{su}$ となる変形角以降においても実験値は耐力を保持しており、変形性能は安全側に評価されていることが分かる。

3. ピロティ構造建物を想定した実験

2章の定軸力柱実験から HFRCC の高いせん断補強効果を確認できた。そこで、HFRCC の適用場所として大きな変動軸力とせん断力が生じるピロティ構造建物の柱及び耐震壁を想定し、1階部分を模擬した約 1/4 縮小モデルによる静的繰返し漸増载荷を行った。

3.1 試設計建物

本研究で検討対象とした構造物は、ピロティ階を有する 10 階建 RC 造集合住宅である。検討対象建物の伏図を図-7に、検討方向である梁間方向の軸組図を図-8に示す。この建物は、建築学会の「鉄筋コンクリート構造

計算用資料集⁷⁾の構造計算例3「15章 ピロティ階のある集合住宅設計例」を参考に、平面形状や部材断面を設定したものであり、X(桁行)方向は 6.5m×6 スパンの純ラーメン構造、Y(梁間)方向は 1 スパンの架構で、7 フレーム中、両妻の X0, X6 フレーム、および中央の X3 フレームは連層耐震壁架構、残りの X1, X2, X4, X5 フレームは、1 階のみに耐震壁のないピロティ架構となっている。Y 方向のスパン長は、文献7)の設計例では 12m であるが、後述する耐震壁の部材実験の試験体の寸法との関係から 8m とした。

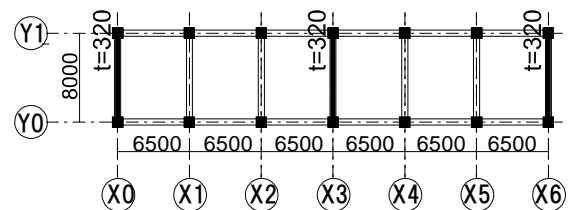


図-7 伏図

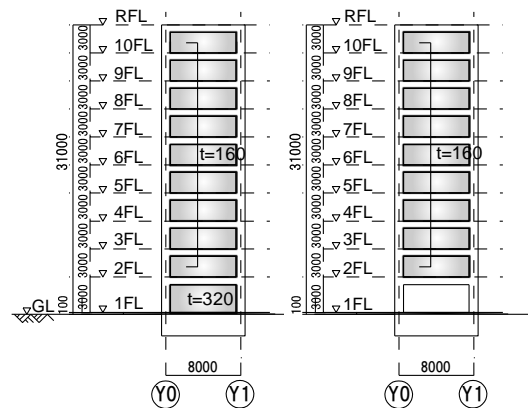


図-8 軸組み図

3.2 試験体

(1) 柱試験体

表-4に試験体一覧を図-9に試験体の配筋図を示す。試験体は、試設計建物の1階ピロティ柱を1/4縮小モデルにしたもので、 $b \times D_{mm} = 250 \times 250 \text{mm}$ 、内法スパンは $L = 800 \text{mm}$ とした。普通コンクリート ($F_c = 45 \text{N/mm}^2$) を用いた V-N 試験体を基準とし、V-HF 試験体は、HFRCC の補強効果を考え V-N 試験体の $pw \cdot \sigma_y$ と V-HF 試験体の $pw \cdot \sigma_y + \sigma t$ が同等の値になるように配筋を決定した。V-HF-P は、外殻部分にのみ HFRCC を用いた試験体で、帯筋を配した HFRCC 外殻部分を打設し、後日コア部分に主筋を配し普通コンクリートを打設した。配筋などは V-HF と同じにしている。外殻部分には軸力が入らないように、コア部分より 10mm ずつ短く製作し、この部分にはパッキン材を挟んでいる。

(2) 耐震壁試験体

試験体一覧を表-5に、試験体の配筋図を図-10に示す。試験体は、試設計建物を縮小したN-W試験体と、壁板部分にHFRCCを用いたHF-W試験体である。1.5層1スパンで、壁パネル厚さ $t=80\text{mm}$ 、内法幅 $l_w'=1750\text{mm}$ とし、HF-W試験体では、壁筋を減らしている。またHF-W試験体は定着用の鉄筋をN-W試験体と同ピッチ配している。表-6に鉄筋の材料特性を示す。

3.3 加力方法

加力は、 $R=\pm 1.25, 2.5, 5, 10, 15, 20, 30, 40/1000\text{rad}$ を各2サイクルとし、軸力保持能力が喪失した場合や、せん断耐

力が最大耐力の70%以下に低下した場合は実験を中止した。壁については1/1600を1サイクル実施した。

(1) 柱試験

柱にはピロティ建物の側柱として変動軸力を考慮し、逆対称曲げモーメントが生じるようにせん断力を与え、層間変形角により正負繰返し制御を行った。

柱の軸力は最大引張時 $0.75a_g \sigma_y (=0.75 \cdot 12 \cdot 71 \cdot 0.39 = 249\text{kN})$ 、最大圧縮時 $0.4bDFc (=0.4 \cdot 250 \cdot 250 \cdot 0.045 = 1125\text{kN})$ となるように設定し、部材角 $\pm 2.5/1000\text{rad}$ 以下の区間において部材角に比例して変動させた。ここで、部材角0では長期軸力として $0.15bDFc (=0.15 \cdot 250 \cdot 250 \cdot 0.045 = 422\text{kN})$ とした。押切り時は軸力比を0.6(=1700kN)まで上げ、せん断力を載荷した。

(2) 耐震壁試験

鉛直ジャッキにより一定軸力を加え(側柱に対する軸力比0.1=562kN)、2本の水平ジャッキによりせん断力を載荷した。耐震壁については壁脚部が曲げ降伏する連層耐震壁の1階を想定しており上下の水平ジャッキによりシアスパン比M/Qdを常に1に保ちながら載荷した。

表-4 変動軸力柱試験体一覧

試験体名	V-N	V-HF	V-HF-P
断面図			
コンクリート	NC	HFRCC	外殻 HFRCC
σ_B	52.6	51.2	52.6
軸力比	$-0.75A_g \sigma_y \leq \text{変動軸力} \leq 0.4AcFc$		
柱断面, 主筋	$b \times D = 250 \times 250\text{mm}$, 主筋 12-D10		
帯筋	4+4-D6@40	2-D4@40	2-D4@40
σ_y	SD295	SD295	SD295
pw (%)	1.28	0.13	0.13
σ_t (設計値)	2.65 (-)	2.94 (3)	2.94 (3)
$pw \sigma_y + \sigma_t$	3.78	3.38	3.38

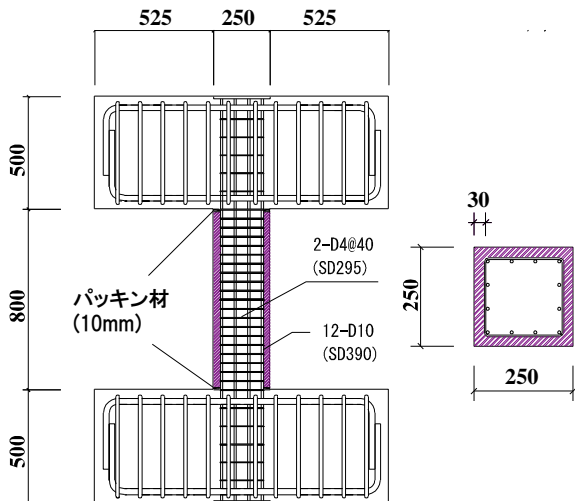


図-9 柱試験体配筋図例 (V-HF-P)

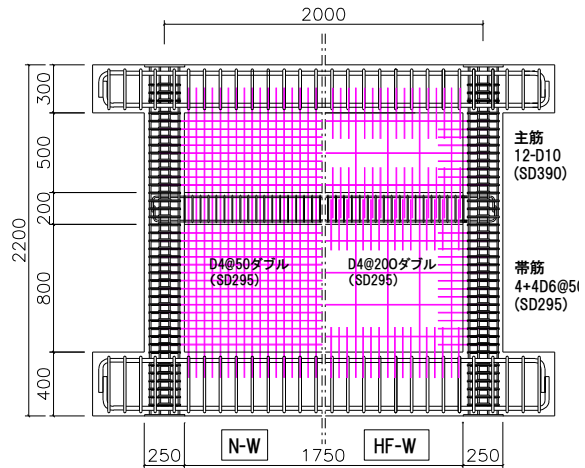


図-10 壁試験体配筋図

表-6 鉄筋材料特性

鉄筋種	降伏応力度 (N/mm ²)	降伏歪 (μ)	ヤング係数 ($\times 10^5 \text{N/mm}^2$)	引張強度 (N/mm ²)
D10*	436	4163	1.98	655
D6*	337	3710	1.96	486
D4*	407	3811	1.99	609

※0.2%オフセット耐力

表-5 耐震壁試験体一覧

試験体名	壁				柱			梁		
	コンクリート	断面 $tw \times l_w'$ (mm)	壁配筋	ps (%)	断面 (mm)	主筋 (pg%)	帯筋配筋 (pw%)	断面 (mm)	上端筋 / 下端筋	あばら筋 (pw%)
N-W	NC	80 × 1750	D4@50 Double	0.60	250 ×	12-D10	4+4-D6@50	150 ×	5-D10	2-D6@50
HF-W	HFRCC		D4@200 Double	0.15	250	(1.36%)	(1.0%)	200	5-D10	(0.8%)

3.4 せん断力-変形角関係と破壊経過

(1) 柱のせん断力-変形各関係と破壊経過

図-11に各試験体のひび割れ状況を、図-12にせん断力-変形角関係を、図-13に除荷時のひび割れ幅の推移を示す。V-N試験体は部材角 1.25/1000 の引張側において曲げひび割れが発生し、2.5/1000 において主筋が降伏した。引張側では主筋降伏後も安定した挙動を示した。圧縮側については、部材角 5/1000 で曲げひび割れが発生し、部材角 10/1000 で主筋が降伏し、部材角 15/1000 で最大耐力となった。その後圧壊とともに多少の耐力低下を生じたが、P-Δ効果によるものがほとんどであり部材角 10/1000 まで安定した挙動を示し、軸力を保持した。ひび割れについては曲げひび割れと圧壊が目立ち、縦ひび割れが多少発生した。

V-HF試験体は、V-N試験体と比較すると曲げひび割れ、せん断ひび割れとも分散して発生しており、除荷時のひび割れ幅も小さく、高軸力下でもマルチプルクラック効果を確認できた。また圧壊によりコンクリートの剥離が抑えられた。押切り時に、部材角 30/1000 付近でせん断破壊し、軸力を保持できなくなった。

V-HF-P試験体は小変形時においては、ひび割れが他の試験体に比べてさらに少ない性状を示した。5/1000 に 0.04mm の縦ひび割れが発生し、それ以降変形が進むに従い、縦ひび割れが開き始め、ひび割れが 1mm 程度まで開いた部材角 20/1000rad. サイクル载荷中に縦ひび割れが大きく開き、軸力を保持できなくなり破壊に至った。

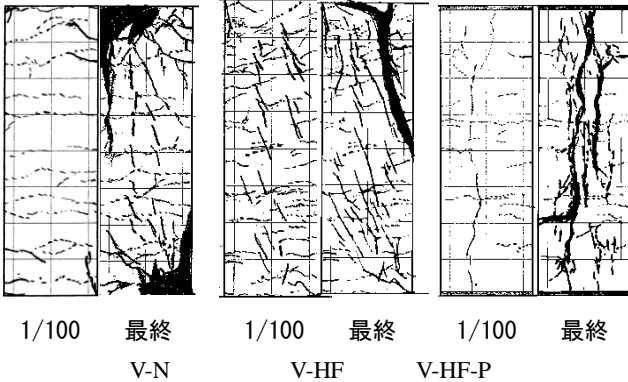


図-11 ひび割れ状況

(2) 耐震壁のせん断力-変形各関係と破壊経過

図-14に最終ひび割れ状況を、図-15に層せん断力-層間変形角関係を。N-W試験体は、1.25/1000 で曲げひび割れが生じ、2.5/1000 では柱の曲げひび割れと壁板の曲げせん断ひび割れが連続した。その後繰返し载荷によりひび割れが多数生じた。5/1000 では柱主筋が降伏し、15/1000 では壁板のせん断補強筋が降伏した。15/1000 を超えて 20/1000 へ向かう途中、突然壁板の圧壊が始まり、耐力が急激に低下した。その後は壁板部の耐力がほ

んど無くなり、柱2本分の曲げ耐力のみが残存した。

HF-W試験体は周辺フレームのひび割れ状況はN-W試験体と同様であったが、HFRCC壁板はせん断ひび割れが壁板全体に分散して発生した。壁板部分では除荷時にはひび割れは閉じ、最大残留ひび割れ幅は 5/1000 まで 0.3mm 以下と壁板の損傷が低減できた。変形角が 10/1000 にすすむと壁板に 1mm 程度の曲げひび割れができ、15/1000 の正負载荷で壁板両側の曲げひび割れがつながり、ひび割れの上部和下部が滑り始め耐力が低下していき、最終的にせん断スリップ破壊した。これは、HFRCCはモルタルで粗骨材がないため、材料のピーク以降ひび割れが1箇所に集中するとその部分がすべるためであると考えられる。

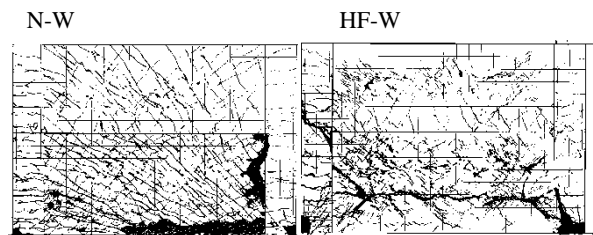


図-14 ひび割れ状況

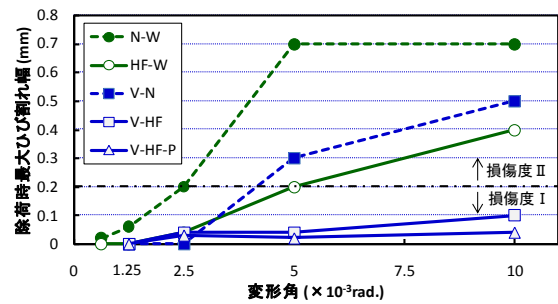


図-13 除荷時最大ひび割れ幅の推移

3.5 強度計算値の検討

図-12, 図-15に計算値と実験値の比較を合わせて示す。柱試験体は先述した(1)式を用いて、耐震壁試験体は文献8)にある(2)式を用いてHFRCC部材の変形性能を評価した。

V-HF試験体は 0.8Q_{max} となった 40/1000rad. を限界変形角とすると、計算値では 20/1000rad. に Q_{su}=Q_{mu} となり、高軸力下でも変形性能を安全側に評価している。V-HF-P試験体は外殻部分のHFRCCの面積分だけσ_tを考慮してQ_{su}を求めた。計算値ではRp=0の時にQ_{su}=Q_{mu}であったが限界変形角は20/1000rad.であり、計算値を大きく上回る性能を示した。

壁板にHFRCCを用いたHF-W試験体はσ_tをそのまま考慮すると過大に評価し過ぎてしまう。文献8)ではσ_tの1/2を見ると良いとあり、曲げ先行型の今回の実験においても変形性能を評価する場合、σ_tは1/2以下でみると良い。

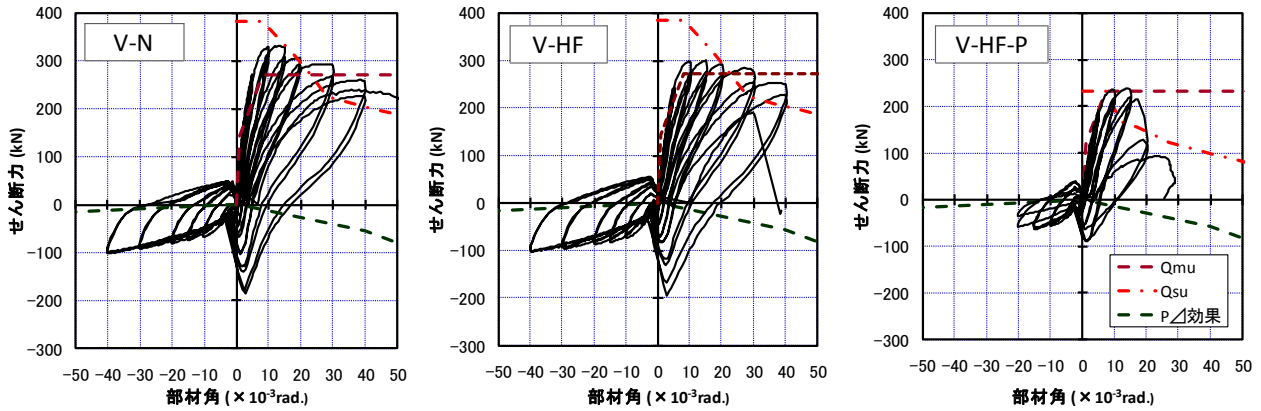


図-12 変動軸力柱せん断力-部材角関係

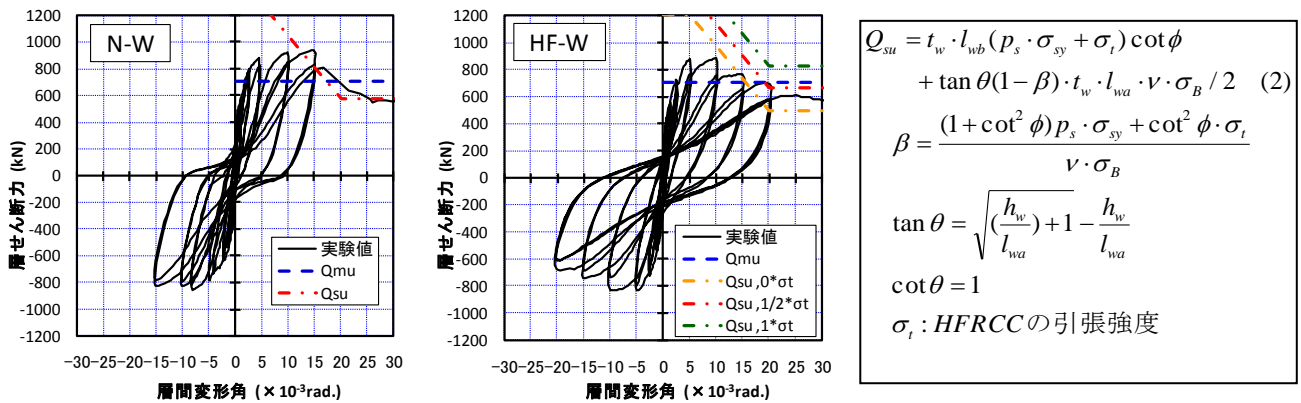


図-15 耐震壁層せん断力-層間変形角関係

4. まとめ

HFRCC を用いた柱及び耐震壁の静的載荷実験から得られた結果を以下にまとめる。

- (1) 定軸力柱実験より、HFRCCを用いることにより、せん断ひび割れ幅を抑制し(0.3mm以下)損傷を低減でき、また1/10rad.といった大変形まで安定した履歴を示すことが確認できた。
- (2) HFRCCの引張強度 σ_t を用いて、変形性能を評価すると柱部材では安全側に評価できた。耐震壁においては σ_t の1/2で評価すると実験値と計算値が概ね一致することが分かった。
- (3) 高軸力下での柱、また壁板部分でのマルチプルクラック性能を確認し、コンクリートの剥離を抑制するなどの損傷低減効果を確認した。
- (4) ひび割れ幅が1mm程度まで開き始めると、HFRCC部材は1箇所に変形が集中し、耐力が低下、破壊に至ることが分かった。

謝辞

本研究は、平成18年度科学研究費補助金(基盤研究A一般:課題番号18206058,研究代表者三橋博三)の援助を受けて実施した。謝意を表します。また実験にあたり、東北大学迫田丈志助手、菊田貴恒氏、石川直哉氏にお手伝い頂いたことをここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 例えば、石原誠一郎・三橋博三・福山洋・諏訪田晴彦:ハイブリッド型繊維補強セメント複合材料の破壊特性に及ぼす水セメント比の影響に関する研究,コンクリート工学年次講演会論文集,Vol.28, No.1, pp.377-382, 2006
- 2) 田邊裕介他:ハイブリッド型繊維補強セメント系複合材料を用いた柱部材に関する実験的研究(その1),(その2),日本地震工学会大会2007梗概集, pp.230-233
- 3) JCI基準:繊維補強セメント系複合材料の曲げモーメント-曲率曲線試験法(JCI-S-003-2005)
- 4) 西川恭平・郷雅紀・磯雅人・徳橋一樹:繊維補強コンクリートを用いた短スパン梁のせん断挙動に関する実験研究(その3 コンクリート強度を変化させた場合),日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2 構造IV, 2006
- 5) 永井 覚・金子 貴司・閑田 徹志・丸田 誠:高靱性繊維補強セメント複合材料を用いたダンパ部材の構造性能, Vol.26, No.2, pp.1513-1518, 2004
- 6) 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, 1981
- 7) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算用資料集, 2001
- 8) 永井覚・閑田 徹志・丸田 誠:高靱性繊維補強セメント複合材料を用いた耐震壁のせん断性状,コンクリート工学年次講演会論文集, Vol.24, No.2, pp.523-528, 2002