

# 論文 変動軸力を受ける HFRCC 柱の構造性能に関する実験的研究

鶴飼 和也\*1・迫田 丈志\*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繊維補強セメント系複合材料(HFRCC)を用いた柱の変動軸力実験を行った。試験体は、普通コンクリート試験体1体とHFRCCの引張強度( $\sigma_T$ )のせん断強度への寄与を考慮し横補強量( $p_w \sigma_{wy}$ )をパラメータとしたHFRCC試験体3体の計4体とした。実験結果から柱部材にHFRCCを用いることで損傷が低減され、変形能力が向上することを確認した。また、 $\sigma_T$ を用いた変形能力の評価は安全側となった。しかし、 $p_w \sigma_{wy} / \sigma_T$ が小さい試験体では最終的に急激なせん断破壊が見られた。せん断破壊の防止のためには $p_w \sigma_{wy} / \sigma_T$ の影響を検討する必要がある。

**キーワード:** ハイブリッド型繊維補強セメント系複合材料, 柱, 変動軸力, 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)<sup>例えば1)</sup>

である。この材料は、合成繊維(ポリエチレン繊維[PE])と、高強度鋼繊維(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)

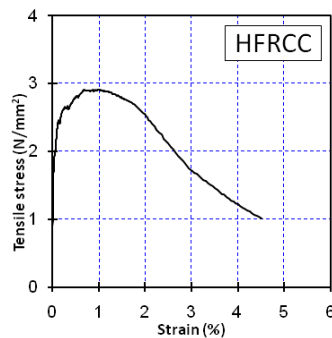


図-1 HFRCC 材料特性

既往の研究<sup>2)</sup>では、HFRCCをピロティ構造部材に適用することを想定した比較的せん断余裕度の高い実験を行い、HFRCCのせん断補強効果や大変形時の変形性能、軸力支持性能、損傷低減効果が確認された。また、せん断強度式で横補強筋量(以下 $p_w \sigma_{wy}$ )にHFRCCの引張強度 $\sigma_T$ を加えることでせん断強度が評価できるとの報告があるが、データが必ずしも十分でない。そこで本研究では、既往の研究を受け、柱のせん断余裕度の低い条件下でHFRCCを用いた柱の実験を行い、普通コンクリート柱試験体との比較を行いHFRCC柱の強度・変形能、限界変形角、損傷低減効果についての評価を行うこととする。

## 2. 実験概要

既往の研究では図-2、図-3に示すようなピロティ階を有する10階建RC造集合住宅<sup>3)</sup>を想定建物とした1/4スケールの比較的横補強量の多いピロティ柱の実験を行っており、本研究ではこのピロティ柱試験体との比較のため、断面や内法高さなどの寸法を同様にし、せん断補強筋の強度、ピッチを変えることで $p_w \sigma_{wy}$ を実験因子とした試験体4体の実験を行った。

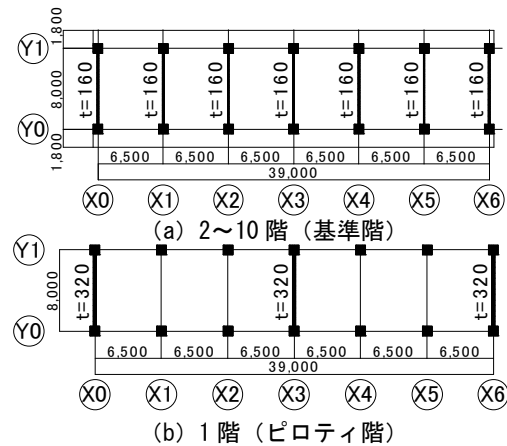


図-2 対象建物伏図

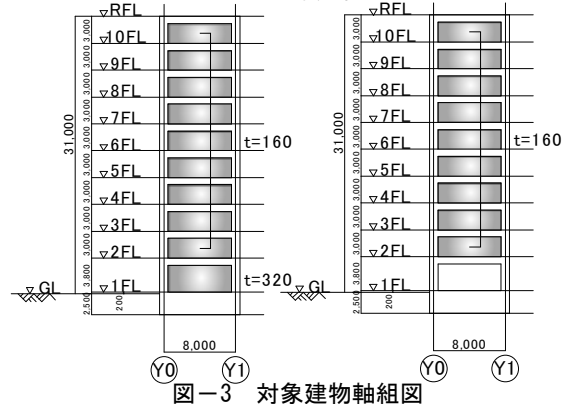


図-3 対象建物軸組図

\*1 東北大学 工学研究科 都市・建築学専攻 修士課程 (正会員)  
 \*2 東北大学 工学研究科 都市・建築学専攻 助手 工修 (正会員)  
 \*3 東北大学 工学研究科 都市・建築学専攻 准教授 工博 (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)

## 2.1 試験体

表-1 に試験体一覧を示す。図-4 に試験体配筋図を示す。断面は 250mm 角，内法スパン 800mm とした。HFRCC を用いた試験体は，危険断面での打ち継ぎによる影響を考慮し，柱をスタブ内に 200mm 飲み込ませた。主筋は，全試験体共通で 12-D13 (SD345) とした。普通コンクリート ( $F_c=45\text{N/mm}^2$ ) を用いた V-NC 3.65 試験体を基準とした。この試験体は， $p_w \sigma_{wy}$  を  $3.65\text{N/mm}^2$  としてせん断余裕度 ( $V_{su}/Q_{mu}$ ) を既往の研究<sup>2)</sup> の 1.38 から 1.20 に下げた試験体である。これに対し，HFRCC を用いた試験体は 3 体で，V-HF 3.65 は V-NC 3.65 と同配筋とし，V-HF 2.11，V-HF 0.69 は HFRCC の引張強度  $\sigma_T=3.65\text{N/mm}^2$  が横補強量に効果があることを考慮して， $p_w \sigma_{wy}$  をそれぞれ 2.11，0.69  $\text{N/mm}^2$  に減らした試験体である。帯筋は V-HF 0.69 にのみ SD295 を使用し，他の試験体では SD785 を使用した。

## 2.2 材料強度

表-2 に HFRCC の調査表を示す。普通コンクリートの引張強度  $\sigma_T$  は割裂試験から，HFRCC の引張強度  $\sigma_T$  は JCI 基準<sup>4)</sup> 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。

## 2.3 加力計画

載荷装置を図-5 に示す (図中の矢印は軸力，せん断力の正方向)。載荷はピロティ建物の側柱を想定して変動軸力とし，逆対称曲げモーメントが生じるようにせん断力を与え，変形角が  $\pm 1.25 \times 10^{-3} \sim 100 \times 10^{-3} \text{rad}$  の範囲において正負繰り返し制御を行った。軸力は，図-6 に示すとおり，せん断力 0 で長期軸力 ( $0.15bDF_c=422\text{kN}$ ) とし，せん断力が  $-40.8\text{kN} \sim 140.6\text{kN}$  の区間においてせん断力に比例させ，最大引張軸力を  $-0.75a_g \sigma_y = -394\text{kN}$ ，最大圧縮軸力を  $0.4bDF_c = 1125\text{kN}$  とした。実際の長期軸力時の軸力比は NC で 0.142，HFRCC で 0.139 であった。

表-1 試験体一覧

試験体名	V-NC3.65	V-HF3.65	V-HF2.11	V-HF0.69
断面 (mm)	250×250			
コンクリート	NC (普通)	HFRCC		
圧縮強度 $\sigma_B(\text{N/mm}^2)$	47.7	48.6		
主筋	12-D13 SD345			
帯筋	2-D6@55	2-D6@95	2-D6@110	
	SD785			SD295
$p_w$ (%)	0.47	0.27	0.23	
$\sigma_T$ ( $\text{N/mm}^2$ )	2.65*	2.72**		
$p_w \sigma_{wy}$ (+ $\sigma_T$ 設計)	3.65	3.65+3	2.11+3	0.69+3

$\sigma_y$ : 主筋降伏強度， $\sigma_{wy}$ : 帯筋降伏強度， $p_w$ : 帯筋比

\*割裂試験，\*\* 4 点曲げ試験

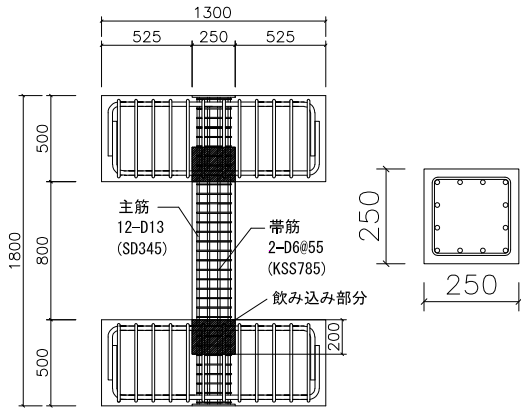


図-4 試験体配筋図 (V-HF 3.65)

表-2 HFRCC 調査表

(W+SP)/B	SF/B	S/B	SP/B	PE	SC
wt. %	wt. %	wt. %	wt. %	vol. %	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，SC: 鋼繊維

表-3 鉄筋材料特性

鉄筋種	降伏応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )	降伏歪 ( $\mu$ )	ヤング係数 ( $\times 10^5 \text{N/mm}^2$ )	引張強度 ( $\text{N/mm}^2$ )
D13(SD345)	355	2132	1.77	583
D6(KSS785)*	979	6053	1.64	1196
D6(SD295)*	365	2266	1.71	528

\*0.2% オフセット耐力

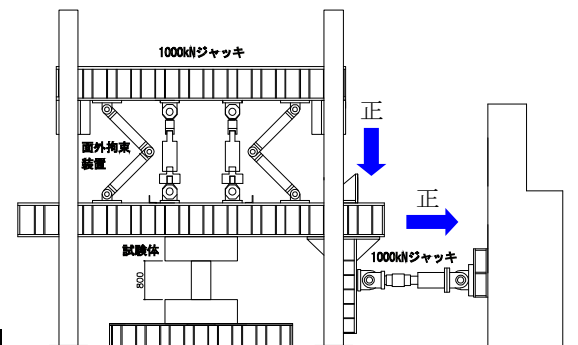


図-5 載荷装置

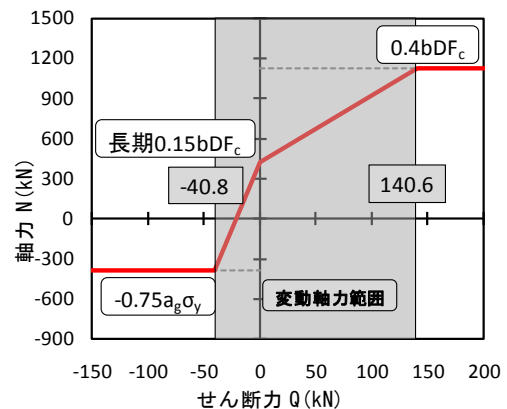


図-6 変動軸力載荷方法

### 3. 実験結果

#### 3.1 破壊過程と荷重－変形関係

荷重－変形角関係を図-7に、各試験体の $10 \times 10^{-3}$ rad.時、 $15 \times 10^{-3}$ rad.時、最終破壊時のひび割れ状況を図-8に示す。文中の縦ひび割れは、圧壊によって加力方向直交面に生じた鉛直方向のひび割れを表す。正側加力時の破壊過程について述べる。V-NC3.65は、部材角 $2.5 \times 10^{-3}$ rad.で曲げひび割れが発生した。 $5 \times 10^{-3}$ rad.に向かう途中で主筋が圧縮降伏し、せん断ひび割れが確認された。 $8.5 \times 10^{-3}$ rad.で最大耐力を迎えた後、柱頭の圧壊で縦ひび割れが開き、かぶり部分が剥離し、耐力がやや低下した。 $12 \times 10^{-3}$ rad.で主筋が引張降伏し、かぶり部分が圧壊して、耐力が大幅に低下した。 $20 \times 10^{-3}$ rad.のサイクルでかぶり部分が大きく剥落した。 $30 \times 10^{-3}$ rad.のサイクルでコアコンクリートがはらみ出し徐々に軸力とせん断力が低下して、最終的に帯筋が破断後に主筋が座屈し、軸力が保持できず破壊に至った。V-HF0.69は、 $5 \times 10^{-3}$ rad.のサイクルで曲げひび割れ、主筋の圧縮降伏を確認した。 $10 \times 10^{-3}$ rad.でせん断ひび割れが発生した。 $15 \times 10^{-3}$ rad.で縦ひび割れが発生した。 $17 \times 10^{-3}$ rad.で主筋と帯筋が引張降伏、 $20 \times 10^{-3}$ rad.直前で最大耐力を迎えた。 $30 \times 10^{-3}$ rad.直前で突然せん断ひび割れが大きく開き、帯筋が破断して急激に耐力が低下し破壊に至った。V-HF2.11は、 $5 \times 10^{-3}$ rad.に向かう途中で主筋が圧縮降伏し、曲げひび割れが確認できた。 $10 \times 10^{-3}$ rad.でせん断ひび割れが発生した。 $20 \times 10^{-3}$ rad.のサイクルで主筋が引張降伏し、縦ひび割れが生じた。 $30 \times 10^{-3}$ rad.直前で最大耐力を迎え、その後徐々に圧壊し縦ひび割れが開き始めた。 $40 \times 10^{-3}$ rad.では圧壊が顕著になり、圧壊部分のコンクリートが膨らみ、剥離し始め、全体的にひび割れが閉じなくなった。 $80 \times 10^{-3}$ rad.正側のサイクルで圧壊が進行し、コンクリートの膨らみが顕著になり、主筋が座屈し、負側のサイクルで破断したため載荷を終了した。V-HF3.65は、 $15 \times 10^{-3}$ rad.で主筋が引張降伏し、 $20 \times 10^{-3}$ rad.で最大耐力を迎え、縦ひび割れが開き始めた。その他の破壊経過はV-HF2.11とほぼ同様であった。

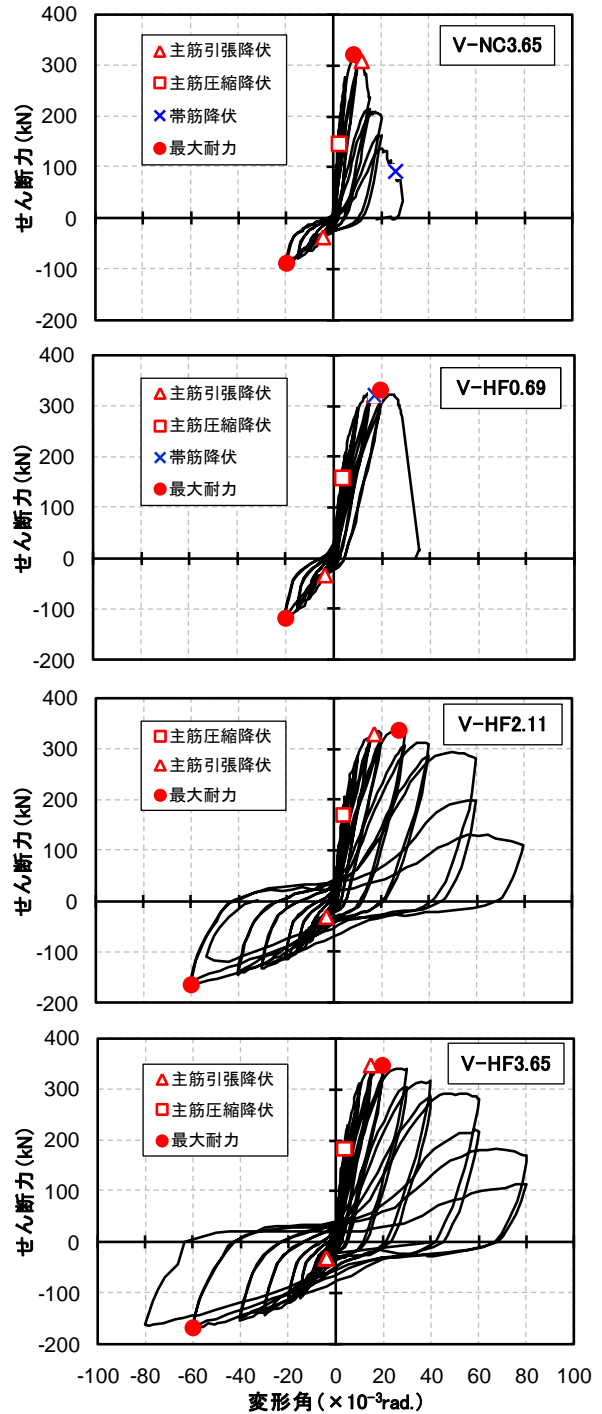


図-7 荷重－変形角関係

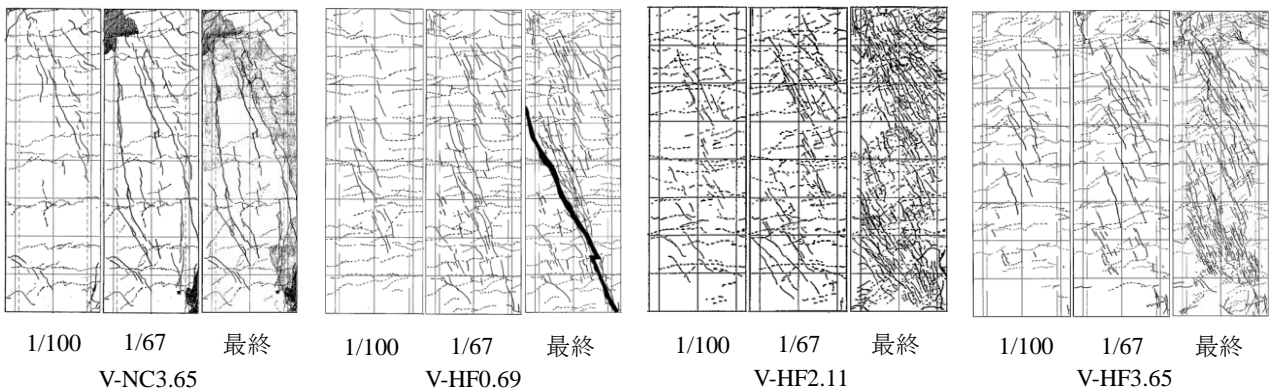


図-8 ひび割れ状況 (右方向が水平載荷の正方向)

### 3.2 実験値と計算値の比較

各試験体の強度計算値と実験値との比較を図-9、表-4に示す。試験体の初期剛性は曲げとせん断を考慮した弾性式から、剛性低下率は菅野式から、曲げひび割れ強度 ( $Q_{mcr}$ ) については略算式<sup>5)</sup>から、終局強度 ( $Q_{mu}$ ) については中段筋を考慮した略算式<sup>6)</sup>から求めた。また、せん断終局強度 ( $V_{su}$ ) は A 法式<sup>7)</sup>のトラス機構の項に HFRCC の引張強度  $\sigma_t$  を累加して求めた (式(1))<sup>8)</sup>。塑性回転角 (Rp) に伴う圧縮強度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。V-HF3.65 の限界変形角計算値  $calR_u$  については計算上  $V_{su}=Q_{mu}$  となることはないが、これは実際の破壊が曲げ圧縮破壊であったことから実際の破壊を評価できているといえる。計算値との比較を行うと、初期剛性 (K) については負側のサイクルの影響があり実験値が計算値より低い結果となったが、曲げひび割れ強度 ( $Q_{mcr}$ )、曲げ終局強度 ( $Q_{mu}$ ) については各略算式でよく評価できている。普通コンクリート試験体に関しては計算上  $V_{su}=Q_{mu}$  となる変形角 ( $calR_u$ ) 以前に耐力が落ちているため、危険側の評価の評価となった。これは高軸力下においてかぶりコンクリートの圧壊により劣化が進行したためであると考えられる。また、HFRCC の 3 試験体については  $calR_u$  以降も耐力を維持しているため変形性能は安全側に評価されている。

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

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

$\sigma_T$ : HFRCC の引張強度, その他の記号は文献7)参照

表-4 実験値-計算値比較

試験体		V-NC	V-HF	V-HF	V-HF
		3.65	0.69	2.11	3.65
K (kN/mm)	計算値	202	109		
	実験値	90	56	60	62
$Q_{mcr}$ (kN)	計算値	142	143		
	実験値	131	145	148	167
$Q_{mu}$ (kN)	計算値	314	316		
	実験値	321	330	337	348

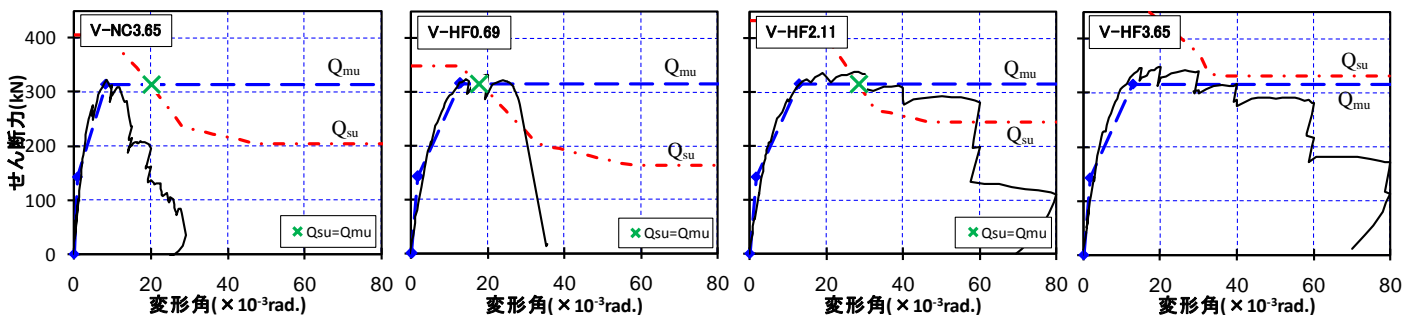


図-9 強度計算値と実験値の比較

### 3.3 限界変形角

限界変形角について本論では、耐力が最大耐力の 8 割  $0.8Q_{max}$  まで劣化した時の変形角をせん断抵抗限界, 最大変動軸力  $N_{max}$  (1125kN) を支持できる限界のサイクルのピーク時変形角を変動軸力支持限界, 長期軸力  $N_0$  (394kN) を支持できなくなる変形角を長期軸力支持限界と定義し, これらについて試験体ごとに示す。図-10 に軸力-軸縮み関係, 表-5 に各限界変形角を示す。

V-NC3.65 は,  $15 \times 10^{-3} rad.$  でせん断抵抗限界,  $20 \times 10^{-3} rad.$  で変動軸力支持限界をむかえ,  $30 \times 10^{-3} rad.$  手前でせん断破壊に至り軸力を保持できなくなったため  $20 \times 10^{-3} rad.$  を長期軸力支持限界とした。

V-HF0.69 は,  $30 \times 10^{-3} rad.$  直前で急激なせん断破壊を起こしたため, せん断破壊に至る前のサイクルのピーク時  $20 \times 10^{-3} rad.$  を各限界変形角とした。

V-HF2.11 は,  $60 \times 10^{-3} rad.$  でせん断抵抗限界をむかえ,  $80 \times 10^{-3} rad.$  時には軸縮みが進行し変動軸力を支持できなかったため変動軸力限界を  $60 \times 10^{-3} rad.$  とした。また, 最終破壊に至っても長期軸力は支持できていた。

V-HF3.65 は,  $80 \times 10^{-3} rad.$  2 サイクル目で軸縮みが進行し変動軸力を支持できなくなったため  $80 \times 10^{-3} rad.$  を変動軸力限界とした, 他の限界については V-HF2.11 と同じ変形角となった。V-NC3.65 と V-HF2.11 との比較から横補強量を減らした状態での HFRCC による限界変形の上昇が確認できた。HFRCC 試験体において  $calR_u$  と各限界変形角の比較をすると安全側の評価となっている。

表-5 各限界変形角

試験体名	0.8 $Q_{max}$	$N_{max}$	$N_0$	$V_{su}=Q_{mu}$
	$expR_u$			$calR_u$
	$\times 10^{-3} rad.$			$\times 10^{-3} rad.$
V-NC 3.65	15	20	20	20.2
V-HF 0.69	20	20	20	17.8
V-HF 2.11	60	60	>80	28.4
V-HF 3.65	60	80	>80	$\infty$

$expR_u$ : 限界変形角実験値,  $calR_u$ : 限界変形角計算値

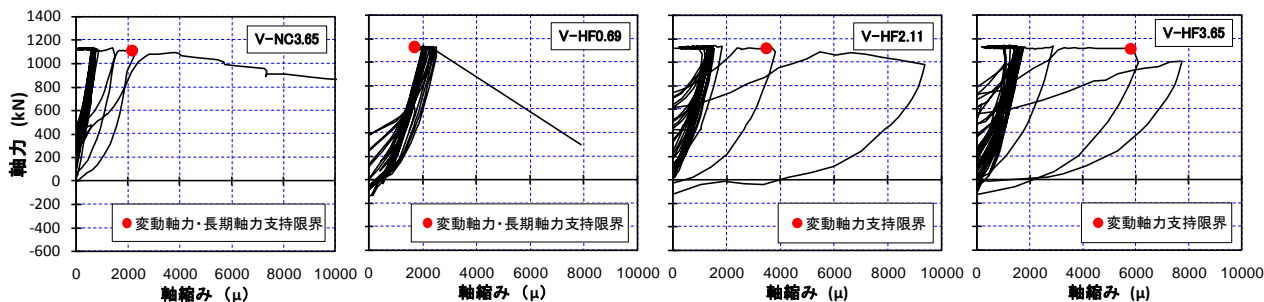


図-10 軸力-軸縮み関係

### 3.4 破壊モード

各試験体における正載荷時の変形割合を図-11に示す。V-HF 3.65, V-HF 2.11 に関しては  $20 \times 10^{-3} \text{rad}$  から曲げ変形割合が増加し曲げ破壊に至った。V-NC3.65 では  $15 \times 10^{-3} \text{rad}$  から徐々にせん断変形割合が増加しせん断破壊に至っているのに対し、V-HF 0.69 に関しては図-8で示したように最終的にせん断破壊に至ったにも関わらず変形割合に変化が見られない。これは急激なせん断破壊が起きたことを示している。帯筋歪の推移を図-12に示す。V-HF0.69とV-HF2.11は、共にHFRCCを用いた試験体であるが異なる破壊モードとなった。帯筋の歪を見ると、V-HF 0.69において比較的小変形時から降伏しているのに対し、V-HF 2.11では大変形時においても降伏が見られない。2体の破壊モードの違いについて(1)式<sup>8)</sup>で用いた  $p_w \sigma_{wy}$  に  $\sigma_T$  を累加するという考えに基づいて考察を加えることとする。図-13は横補強筋の歪度とHFRCCの引張応力 ( $\sigma_{HF}$ ) も考慮した横補強応力  $p_w \sigma_w + \sigma_{HF}$  の関係である。図中のHFRCCの応力-歪関係は図-1に示したHFRCCの単純引張試験結果であり、横補強筋とHFRCCの歪が等しいと仮定して  $p_w \sigma_w$  と足し合わせたものを試験体ごとに示した。最終破壊直前の帯筋の歪から、そのときの  $p_w \sigma_w + \sigma_{HF}$  の状態を考えるとV-HF 2.11においてピーク前であるのに対し、V-HF 0.69ではピーク後となっていることが分かった。HFRCCを用いた試験体では帯筋の降伏後に、急激なせん断破壊を起こす危険があるため帯筋が降伏しない範囲での使用が必要である。HFRCCのせん断力負担割合が大きいと、ひび割れ直後に帯筋が破断に至る恐れがあるため  $p_w \sigma_{wy} / \sigma_T$  が破壊に及ぼす影響を検討する必要がある。

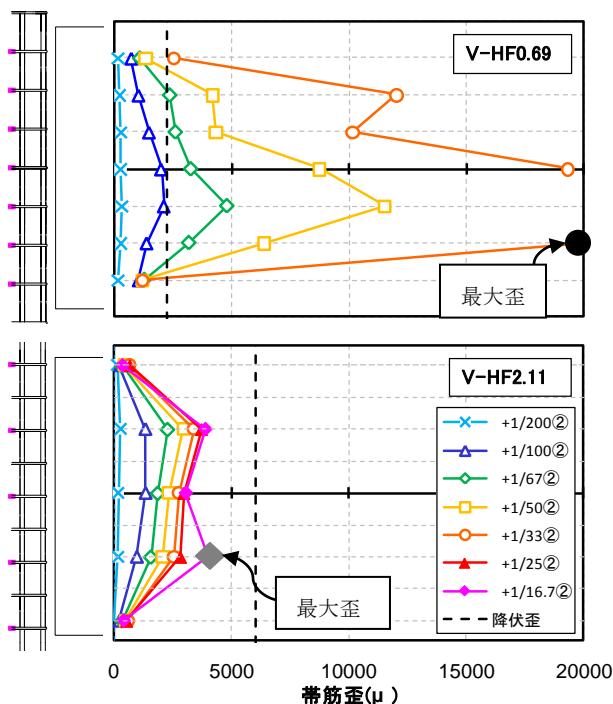


図-12 帯筋歪の推移

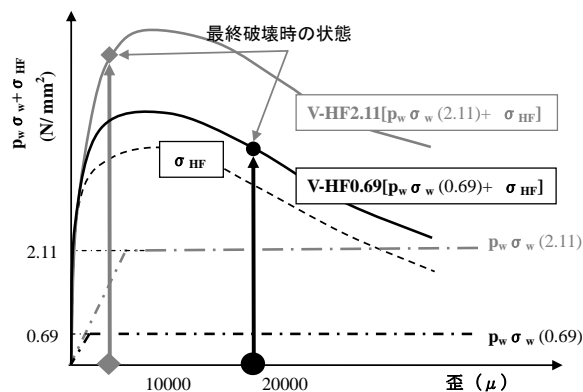


図-13 横補強量概略

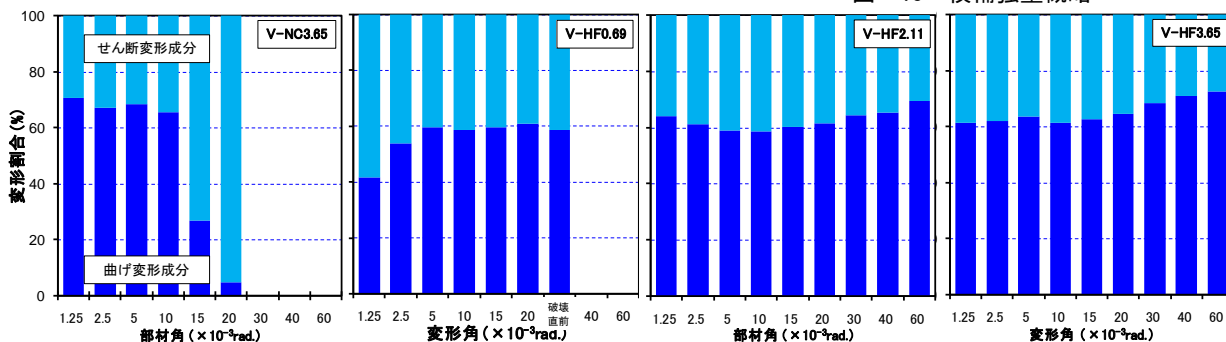


図-11 変形割合

### 3.5 損傷低減効果

除荷時にクラックスケールにより目視計測したひび割れ計測結果の除荷時最大ひび割れ幅の推移を図-14に示す。5×10<sup>-3</sup>rad.時に、V-NC 3.65 試験体では0.2mm程度の曲げひび割れが見られるのに対し、HFRCCの3試験体は0.1mm以下の曲げひび割れとなっている。どの試験体にもせん断ひび割れや圧壊による縦ひび割れは生じていない。15×10<sup>-3</sup>rad.時には、V-NC 3.65 試験体で1mmを超えるせん断ひび割れと縦ひび割れが生じているのに対し、HFRCC試験体ではせん断ひび割れが0.2mm以下に抑えられ、縦ひび割れについても0.4mm以下に抑えられている。すべてのひび割れにおいてHFRCCによる低減効果が見られるが、特にせん断ひび割れや縦ひび割れについての低減効果が確認された。

また、V-NC 3.65は10×10<sup>-3</sup>rad.あたりから圧壊が進行していき、図-8に示した通り15×10<sup>-3</sup>rad.時には柱頭・柱脚部のかぶり部分が圧壊によって剥落している。それに対して、HFRCCの3体の試験体ではかぶり部分の剥落は最終破壊時においても確認されなかった。

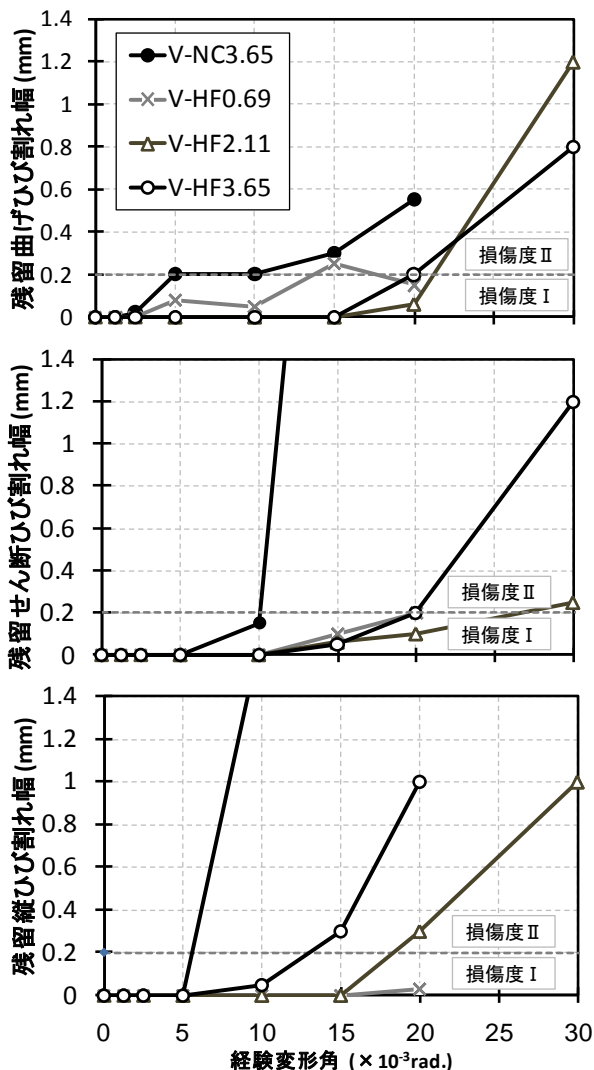


図-14 除荷時最大ひび割れ幅の推移

### 4. まとめ

せん断余裕度の低い条件下での HFRCC を用いた柱の変動軸力実験から得られた結果を以下にまとめる。

- (1) HFRCC の引張強度  $\sigma_T$  を用いて変形能力を評価すると安全側に評価できた。
- (2) HFRCC 試験体において脆性的な破壊を起こすことがあるため、帯筋の降伏しない範囲で使用する必要がある。そのためには  $p_w \sigma_{wy} / \sigma_T$  の影響を検討する必要があるが、これについては今後の課題である。
- (3) 今回定義したせん断抵抗限界、変動軸力支持、長期軸力支持の各限界変形角において、HFRCC を用いることで性能が向上することが確認できた。
- (4) HFRCC を用いることによりせん断ひび割れ、縦ひび割れを抑制し、かぶりコンクリートの剥離を防止するなどの損傷低減効果が確認できた。

### 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 中村匠氏，菊田貴恒氏，石川直哉氏，宮城工業高等専門学校 横山紘子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) 日本コンクリート工学協会：高靱性セメント複合材料を知る・作る・使う，2002
- 2) 田邊裕介・中村匠・前田匡樹・三橋博三：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，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.30，No.3，pp.1411-1416，2008
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算用資料集「15章ピロティ階のある集合住宅設計例」，2001
- 4) JCI 基準：繊維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）
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，1999
- 6) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能，1990
- 7) 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，1988
- 8) 永井寛・金子貴司・関田徹志・丸田誠：高靱性繊維補強セメント複合材料用いたダンパー部材の構造性能，Vol.26，No.2，pp.1513-1518，2004
- 9) 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