

# 論文 DFRCC パネルで補強した RC 梁の耐震性能に関する実験的研究

八十島 章\*1

**要旨:** 主筋量が多い鉄筋コンクリート部材の構造性能向上を目的として高靱性繊維補強セメント複合材料と格子状カーボン繊維を組合せた DFRCC パネルを開発し、その補強効果を確認するために 2 段配筋およびシングル配筋の梁試験体による逆対称モーメントの曲げせん断実験を行った。2 段配筋の試験体では打込み型枠と割裂補強として DFRCC パネルを使用し、シングル配筋の試験体ではせん断補強として用いた。実験結果から、DFRCC パネルをシングル配筋の梁部材に用いた場合には、補強効果により最大耐力および靱性能が改善され、耐震性能が向上することを確認した。

**キーワード:** 高靱性繊維補強セメント複合材料, PVA 繊維, CFRP, シングル配筋, 靱性能

## 1. はじめに

モルタルに鋼繊維やビニロン繊維を練混ぜ、コンクリートの脆性的な破壊を劇的に改善した高靱性繊維補強セメント複合材料 (DFRCC) が開発されている<sup>1)</sup>。高靱性繊維補強セメント複合材料は引張応力下においても優れた靱性能を示し、多数の微細なひび割れが分散して発生する特性を持っているため、建築物の耐震性向上、長寿命化、損傷抑制効果などに対して期待されている。これまで、吹付けによる下面増厚補強、床版・外壁の表面保護、プレキャストによる境界梁<sup>2)</sup>に応用されてきたが、適用範囲が限定されており、さらなる有効利用技術の研究開発が要求されている。

一方、RC 梁部材の設計では、必要な曲げ耐力を確保するために 2 段配筋にする場合や、戸建住宅の基礎梁や壁式構造の壁梁のように狭い梁幅によりシングル配筋にする場合がある。このような梁部材は閉鎖型せん断補強筋とは異なり、せん断補強や主筋拘束効果が小さく、付着割裂破壊やせん断破壊のような脆性的な破壊に至る可能性があるため、適切な補強工法が必要である。

本研究では、高靱性繊維補強セメント複合材料と格子状カーボン繊維 (CFRP) を組み合わせた DFRCC パネルを開発し、主筋量の多い RC 部材に適用することでせん断補強と主筋拘束効果を向上させることを目的とする。打込み型枠用、割裂補強用、せん断割裂補強用の 3 種類の DFRCC パネルを作製し、2 段配筋およびシングル配筋の梁試験体に適用させ、曲げせん断実験を行うことで構造性能を把握し、補強効果について検討する。

## 2. 実験概要

### 2.1 DFRCC パネル

DFRCC パネルの形状寸法を図-1 に、使用材料および配合を表-1 に示す。DFRCC と格子状 CFRP を組み合わせた DFRCC パネルは、打込み型枠用 (厚さ 20mm)、割裂補強用 (厚さ 25mm)、せん断割裂補強用 (厚さ 25mm) の 3 種類を開発した。各々のパネルはコンクリートとの一体性を確保するために表面に凹凸を設け、格子状 CFRP が断面の中央付近になるように作製した。DFRCC は体積混入率 2.0% の PVA 繊維を混入したプレミックス材料を使用し、格子状 CFRP は格子間隔 50mm、公称断面積 11.0mm<sup>2</sup> の高強度タイプのカーボン連続繊維を用いた。打込み型枠は 3 枚の板状パネルから構成され、互いのパネルは鋼材アングルとボルトで接合され、全長 1230mm のコの字型形状である。

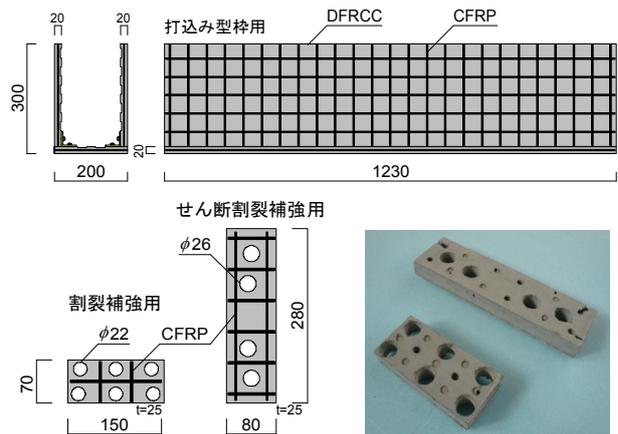


図-1 DFRCC パネル

表-1 DFRCC パネルに用いた使用材料と配合

格子状 CFRP の材料特性			PVA 繊維の力学的性質			DFRCC の配合			
公称断面積 (mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (GPa)	引張強度 (MPa)	繊維径 (mm)	繊維長 (mm)	引張強度 (MPa)	水結合材比 (%) W/(C+FA)	単位水量 (kg/m <sup>3</sup> )	砂結合材比 (%) S/(C+FA)	繊維混入率 (%)
11.0	100	1400	0.04	12	1600	42.2	350	70	2.0

\*1 筑波大学大学院システム情報工学研究科 助教 博士 (工学) (正会員)

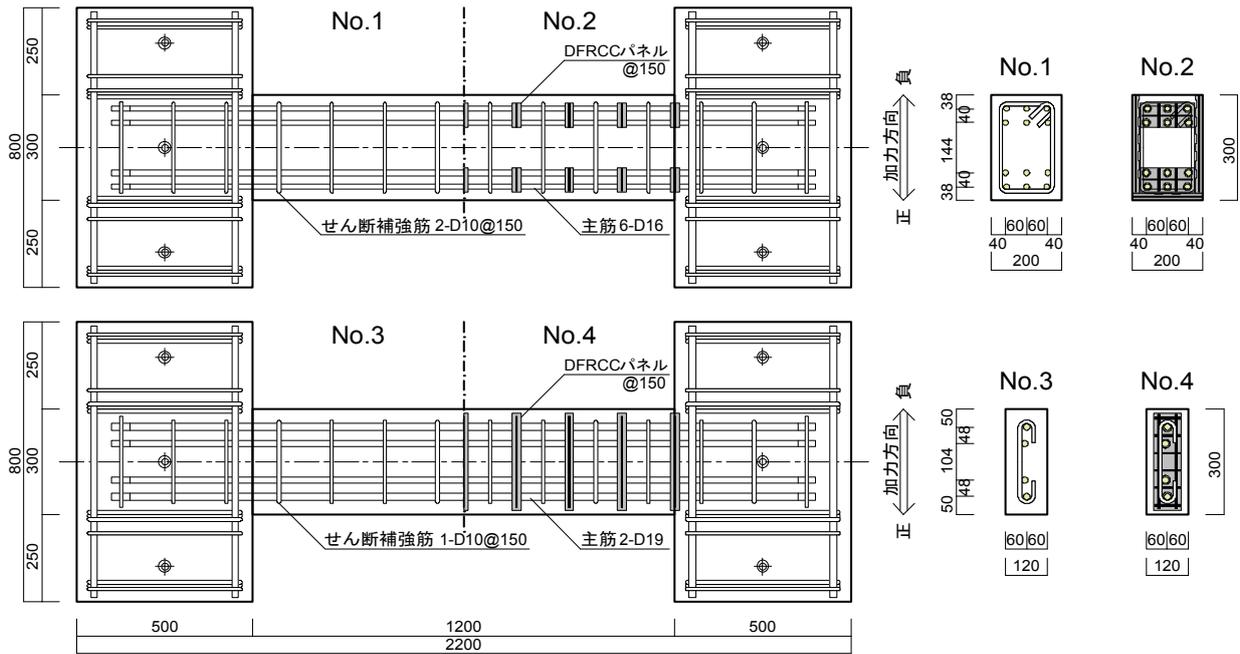


図-2 試験体概要

表-2 試験体一覧

試験体名	断面 $b \times D(\text{mm})$	せん断 スパン比	主筋		せん断補強筋		DFRCC パネル
			配筋	$p_t$ (%)	配筋	$p_w$ (%)	
No.1	200×300	2.0	6-D16	2.71	2-D10@150	0.52	—
No.2							型枠+割裂補強
No.3	120×300		2-D19	1.89	1-D10@150	0.44	—
No.4							せん断割裂補強

表-3 調合計画

設計 強度	水セメン ト比 (%)	細骨材率 (%)	スランブ (mm)	単位量 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )				
				セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤
Fc24	53	54	18.0	391	207	880	758	0.978

## 2.2 試験体

DFRCC パネルで補強した RC 部材の耐震性能および損傷抑制効果を把握するために、せん断破壊や付着破壊が先行する梁試験体による構造実験を実施した。試験体一覧を表-2 に、試験体概要を図-2 に示す。試験体は計 4 体で、実大 1/3 スケールモデルの 2 段配筋された梁部材が 2 体、戸建住宅の基礎梁および壁式 RC 造建物の壁梁を模擬したシングル配筋の梁試験体が 2 体である。

2 段配筋の梁試験体は、断面 200×300mm、内法スパン 1200mm、せん断スパン比  $M/QD=2.0$  とし、主筋には 6-D16 (SD295A)、せん断補強筋には 2-D10@150 (せん断補強筋比  $p_w=0.52\%$ , SD295A) を用いた。シングル配筋の試験体は、断面 120×300mm、内法スパン 1200mm、せん断スパン比  $M/QD=2.0$  とし、主筋には 2-D19 (SD345)、せん断補強筋には 1-D10@150 ( $p_w=0.44\%$ , SD295A) を用いた。コンクリートは全て共通とし、水セメント比 53% で設計基準強度  $F_c=24\text{N}/\text{mm}^2$  を用いた。No.2 試験体には打込み型枠用とせん断割裂補強用 (150mm 間隔) の DFRCC パネルを使用し、No.4 試験体にはせん断割裂補

強用 DFRCC パネルを 150mm 間隔で用いた。

## 2.3 使用材料

使用した普通コンクリートの調合計画を表-3 に、普通コンクリートおよび DFRCC の材料試験結果を表-4 に、鉄筋の引張試験結果を表-5 に示す。普通コンクリートは施工性を考慮して粗骨材の最大寸法 15mm、スラ

表-4 コンクリートの材料試験結果

コンク リート 種類	養生 条件	圧縮 強度 (MPa)	引張 強度 (MPa)	ヤング 係数 (GPa)
普通	気中	29.7	2.6	22.4
DFRCC	気中	15.7	2.4	10.0

表-5 鉄筋の引張試験結果

鉄筋 種別	降伏 強度 (MPa)	弾性 係数 (MPa)	引張 強度 (MPa)	伸び (%)
D10 (SD295)	354	189	505	26.8
D16 (SD295)	394	193	569	24.3
D19 (SD345)	380	188	573	19.9

ンブ 18cm とし、早強セメントを用いた。DFRCC の引張試験は断面 20×30mm のダンベル型試験体<sup>1)</sup>で行った。DFRCC の引張性状は、0.6%程度のひずみまで引張強度を保持する完全弾塑性型であった。また、DFRCC の圧縮強度および引張強度が小さくなった原因としては、冬場の寒い時期に打設したことと気中養生したことによりセメントの反応が進行しなかったためと考えられる。

## 2.4 加力・計測方法

加力は建研式の逆対称曲げモーメントによる正負交番繰返し载荷を行った。加力履歴は、部材角±1/400rad.を1回、±1/200, ±1/100, ±1/50, ±1/33rad.を2回ずつ、±1/20, ±1/15rad.を1回の計11サイクルの加力を行った。計測項目は、せん断力、スタブ間相対変位、主筋およびせん断補強筋の主な位置のひずみ値である。

## 3. 実験結果

### 3.1 破壊性状と荷重—変形関係

せん断力—部材角関係を図-3 に、破壊状況を図-4 に示す。各試験体とも部材角 1/400rad.の加力サイクルで曲げひび割れおよび曲げせん断ひび割れが発生し、1/200rad.の加力サイクルでせん断ひび割れが発生した。普通コンクリートのみを使用した2段配筋のNo.1試験体は、1/200rad.の負側加力時に付着ひび割れが発生し、1/100rad.の加力時には曲げひび割れの進展に伴い主筋の曲げ降伏が確認されたが、せん断ひび割れおよび付着ひび割れが多数発生し、ひび割れ幅が大きく拡大した。また、1/50rad.の加力サイクルで1段目および2段目主筋に沿った付着ひび割れが大きく進展し、荷重低下を起こして曲げ降伏後の付着割裂破壊により最終破壊に至った。一方、打込み型枠および割裂補強パネルで補強したNo.2試験体は、1/100rad.の加力サイクルで打込み型枠とスタブの境界における曲げひび割れの進展により主筋の曲げ降伏が確認された。梁側面のひび割れ性状は、部材角 1/200rad.以降においてほとんど変化がなく、ひび割れ幅も進展しなかったが、打設面の梁上面では部材角 1/100rad.から主筋に沿った付着ひび割れが拡大し、打込み型枠が分離し始めた。その後、耐力低下を起こし、端部コンクリートの圧壊により最終破壊に至った。加力終了後に打込み型枠を外し観察したところ、2段目主筋に沿った付着割裂ひび割れが卓越していた。

普通コンクリートのみを使用したシングル配筋のNo.3試験体は、1/100rad.の加力サイクルにおいてせん断ひび割れが急激に生じ始め、1/50rad.の加力時にアーチ機構の圧縮ストラットのせん断ひび割れおよび2段目主筋に沿った付着割裂ひび割れが拡大し、大きく荷重低下を起こし、付着割裂破壊とせん断破壊の混合で最終破壊に至った。一方、DFRCC パネルで補強したNo.4試験体は、

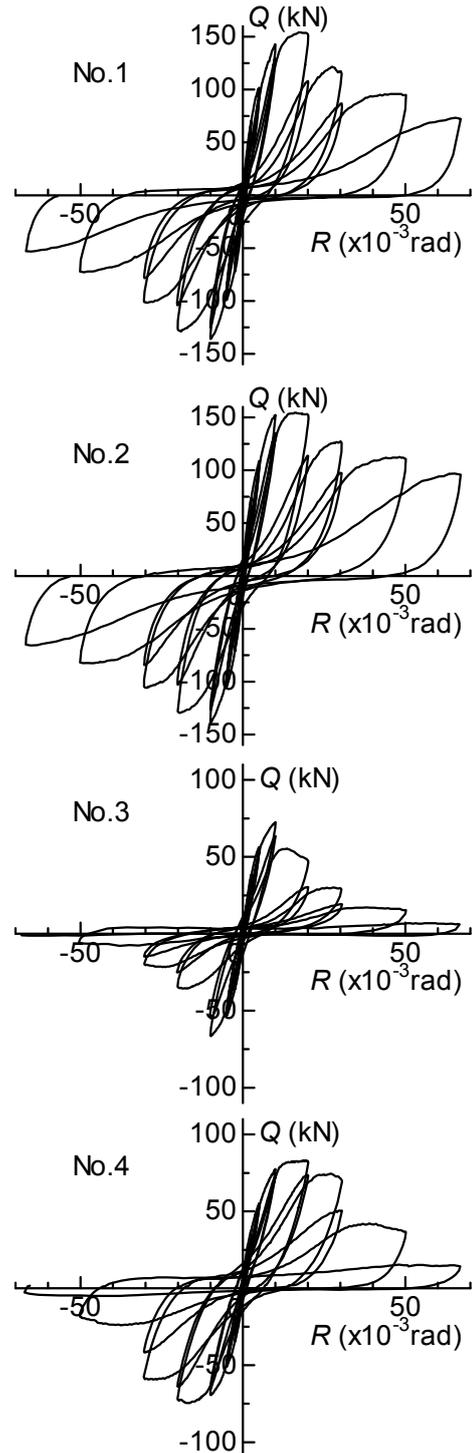


図-3 せん断力—部材角関係

1/100rad.の加力サイクルでせん断ひび割れが発生したが、No.3試験体よりもひび割れ幅が拡大せず、損傷が抑制され、曲げひび割れの進展に伴う主筋の曲げ降伏が確認された。また、部材角 1/50rad.時には部材端部コンクリートの圧壊が発生し、1/33rad.の加力サイクルでせん断ひび割れが拡大し、大きく耐力低下して最終破壊に至った。

### 3.2 最大荷重および変形能

実験結果の一覧を表-6 に、実験値と計算値の比較を図-5 に示す。曲げひび割れ強度の計算値は日本建築学

表-6 実験結果一覧

試験体名	計算値				実験値					
	曲げ降伏強度 <sup>*1</sup> $cQ_y$ (kN)	曲げ終局強度 <sup>*1</sup> $cQ_{mu}$ (kN)	せん断強度 <sup>*2</sup> $cQ_{su}$ (kN)	付着強度 <sup>*3</sup> $cQ_{bu}$ (kN)	最大荷重 $Q_{exp}$ (kN)	$Q_{exp}/Q_{cal}$ <sup>*4</sup>	降伏変形角 $R_y$ ( $10^{-3}rad$ )	限界変形角 <sup>*5</sup> $R_u$ ( $10^{-3}rad$ )	限界塑性率 $\mu=R_u/R_y$	破壊形式 <sup>*6</sup>
No.1	145	168	163	156	154	0.99	8.9	28.2	3.2	FB2
No.2	145	168	163	156	155	0.99	7.6	33.5	4.4	FB2
No.3	74	75	70	72	73	1.04	—	15.8	—	S(B2)
No.4	74	75	70	72	83	1.19	9.1	32.6	3.6	FS

\*1: 断面解析, \*2: AIJ 終局強度型指針式 A 法<sup>4)</sup>, \*3: 森田・藤井式によるせん断耐力 (ただし, 2 段目主筋の低減係数 0.6)<sup>5)</sup>

\*4: 実験値と強度計算値の最小値との比, \*5: 包絡線上で最大荷重の 80% になったときの部材角

\*6: FB2: 曲げ降伏後における 2 段目主筋の付着割裂破壊, B2: 2 段目主筋の付着割裂破壊, S: せん断破壊, FS: 曲げ降伏後のせん断破壊

会の RC 規準<sup>3)</sup>から求め、曲げ強度計算値は断面解析より算出し、せん断強度計算値は日本建築学会の終局強度型耐震設計指針式<sup>4)</sup>で算出した。付着割裂強度計算値は森田・藤井式<sup>5)</sup>を用いて 2 段目主筋の強度を 0.6 倍することで算出した。なお、DFRCC パネルによる補強効果は考慮していない。No.1 試験体および No.2 試験体の最大荷重は同等であり、付着割裂強度の計算値とよい対応を示している。本実験では打込み型枠および割裂補強パネルによる強度上昇がほとんどなかったが、これは DFRCC の材料強度が小さかったこととコンクリートとの一体性が保持できなかったことが原因であると考えられる。一方、No.1 試験体と No.2 試験体の限界変形角および限界塑性率を比較すると、限界変形角は 1.2 倍、限界塑性率は 1.4 倍になっており、靱性能が向上し破壊進行の抑制効果がうかがえる。シングル配筋の No.4 試験体の最大耐力は、せん断破壊した No.3 試験体より顕著に上昇しており、DFRCC パネルによる付着ひび割れ防止およびせん断補強効果を確認できる。限界変形角においても、同様な補強効果が発揮され、2 倍程度の上昇が認められる。No.4 試験体の最大荷重から、DFRCC パネルがトラス機構のせん断補強筋と同様に働くと仮定して負担する引張強度を逆算すると 5MPa 程度であり、十分なせん断補強効果が発揮されたことがわかる。

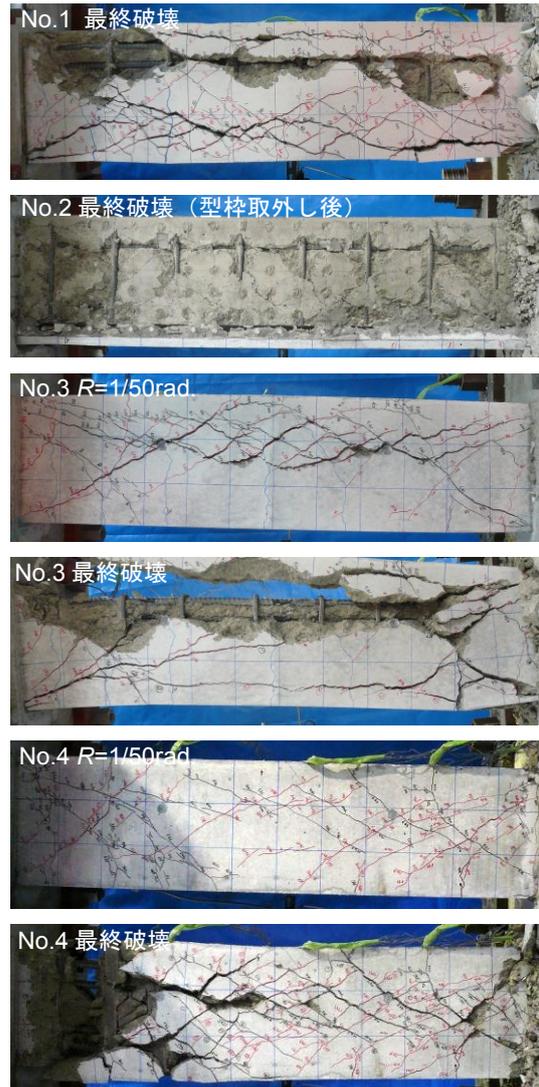


図-4 破壊状況

#### 4. 実験結果の検討

##### 4.1 包絡線の比較

各試験体のせん断力-部材角関係の包絡線の比較を図-6 に示す。No.1 試験体と No.2 試験体は、部材角

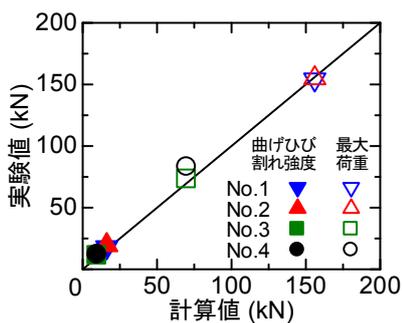


図-5 実験値と計算値の比較

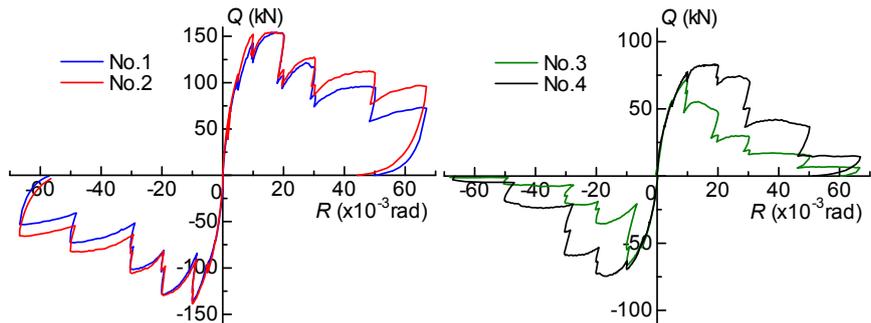


図-6 せん断力-部材角関係の包絡線

1/200rad.まではほとんど同等であるが、+1/100rad.においてDFRCCパネルで補強したNo.2試験体の剛性および強度がNo.1試験体より若干上昇していることが確認できる。また、付着ひび割れが進展した1/33rad.以降では、DFRCCパネルの損傷抑制効果により荷重低下が緩やかになっており、変形能が改善されていることが認められる。No.3試験体とNo.4試験体は部材角1/100rad.までは同じ傾向を示しているが、それ以降の部材角において、No.4試験体の最大耐力、耐力維持能力、変形能はNo.3よりも大幅に向上している。No.3試験体はDFRCCパネルのせん断割裂補強効果により十分なトラス機構が形成され、上面割裂破壊を起こさずに主筋の曲げ降伏が先行する結果となり、シングル配筋のRC梁部材に対してはDFRCCパネルを用いることで構造性能が向上することが確認できる。

#### 4.2 エネルギー吸収量

各試験体のエネルギー吸収量（各部材角の1回目サイクルの荷重-変形曲線のループ面積）と部材角の関係を図-7に示す。DFRCCパネルで補強したNo.2およびNo.4試験体は、DFRCCパネルを使用していない試験体と比較してエネルギー吸収量が増加しており、靱性能が向上している。2段配筋のNo.1とNo.2試験体では、部材角1/33rad.までは同等のエネルギー吸収量であるが、それ以降において若干大きくなっており、2~3割ほど増加している。一方、シングル配筋のNo.3とNo.4試験体を比較すると、部材角1/100rad.までは同等であるが、部材角1/50rad.時で1.5倍、部材角1/33rad.時で3倍、部材角1/20rad.時で2.5倍に増加しており、靱性能の顕著な上昇が見られ、構造性能が向上していることが確認できる。

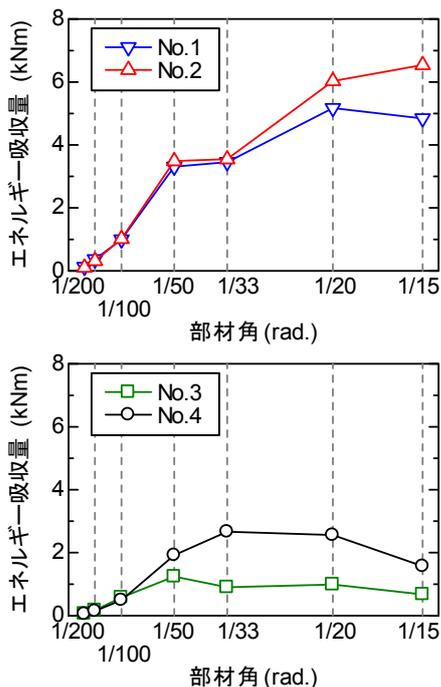


図-7 エネルギー吸収量の比較

#### 4.3 付着応力度

2段配筋されたNo.1およびNo.2試験体の各ひずみ計測区間の最大付着応力を図-8に示す。図中にはすべての計測区間の最大付着応力を平均した値も示している。また、部材角1/20rad.まで計測できた上端1段目主筋の試験体中央付近における付着応力と部材角の関係を図-9に示す。各計測区間の付着応力を一定と仮定し、鉄筋の除荷・再載荷曲線に修正Menegotto-Pintoモデル<sup>6)</sup>を用いて主筋のひずみを応力に変換し、隣接する2つのひずみ値から算出した主筋引張力の差を、その測定区間の付着表面積で除した平均付着応力として式(1)により求めた。

$$\tau_b = \Delta\sigma \cdot a_t / (\phi \cdot l_b) \quad (1)$$

ここで、 $\tau_b$ ：隣接するひずみゲージ間の付着応力度  
 $\Delta\sigma$ ：主筋応力の差、 $\phi$ ：主筋の周長  
 $a_t$ ：主筋1本の断面積  
 $l_b$ ：隣接するひずみゲージ間の距離(300mm)

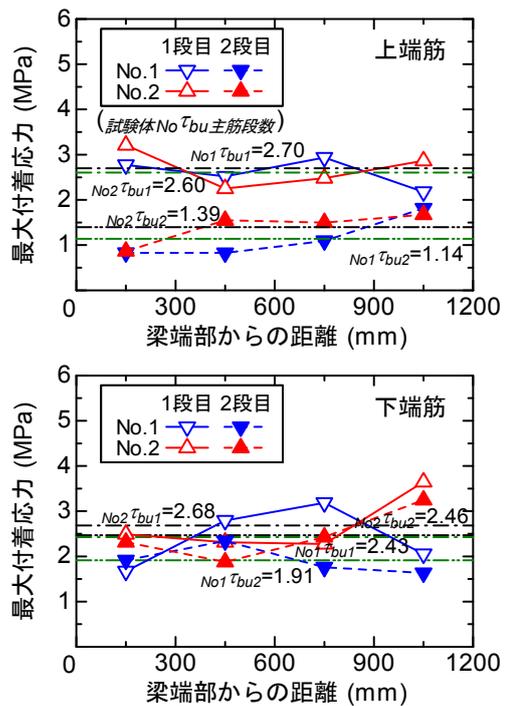


図-8 最大付着応力

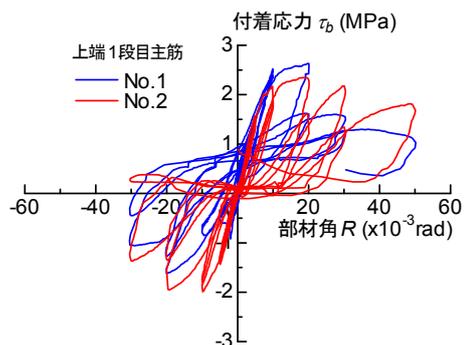


図-9 付着応力一部材角関係

No.1 試験体と No.2 試験体の最大付着応力は、上端筋および下端筋において同等の強度となっており、DFRCC パネルによる割裂補強効果が十分に発揮されておらず、割裂破壊の防止には至っていない。しかしながら、付着応力と部材角の関係を比較すると、DFRCC パネルで補強した No.2 試験体は最大付着応力以降において、No.1 試験体よりも応力低下が緩やかになっていることが確認できる。No.2 試験体は、DFRCC パネルによる付着応力低下の抑制効果により最大荷重後の耐力低下が No.1 試験体よりも緩やかになり、靱性能の向上につながったと考えられる。

#### 4.4 せん断補強筋のひずみ分布

No.3 および No.4 試験体のせん断補強筋のひずみ分布を図-10 に示す。図中の破線は材料試験結果から得られたせん断補強筋の降伏ひずみである。両試験体とも部材角 1/100rad.時に梁端部から 200mm の位置において降伏ひずみに達している。No.3 試験体は、部材角 1/100rad.以降において、損傷の局所化と主筋の付着劣化が起こったためせん断力が急激に低下し、試験体中央のひずみ値が大きくなるまで 500 $\mu$  程度のままで、部材角 1/33rad.時ではひずみ値が減少している。一方、No.4 試験体は、部材角 1/100rad.から 1/50rad.まではせん断力を維持しており、それに伴い試験体中央のひずみ値が進展していることが確認できる。また、ひび割れ状況からわかるように試験体全域において斜めひび割れが数多く入っており、破壊が局所化せずに梁全体でせん断抵抗していることが確認できる。DFRCC パネルのせん断補強効果およ

び付着応力保持効果によりトラス機構でせん断力を伝達することが可能になり、曲げ降伏先行型の破壊形式に移行したため、構造性能が向上したと考えられる。

#### 5. まとめ

主筋量の多い RC 梁部材の耐震性能向上を目的として DFRCC と格子状 CFRP を組合せた DFRCC パネルを開発し、その補強効果を確認するために 2 段配筋およびシングル配筋の梁試験体の構造性能について検討した。本実験で得られた知見を以下に示す。

- (1) 2 段配筋された梁試験体に DFRCC パネルの打込み型枠と割裂補強パネルを適用させることで、靱性能を向上させることが可能であった。
- (2) 割裂補強のための DFRCC パネルは、付着割裂破壊を防止することはできなかったが、ポストピーク挙動における付着応力の低下を緩やかにすることができた。
- (3) DFRCC パネルで補強したシングル配筋の梁試験体は、せん断補強効果により最大荷重およびエネルギー吸収量が改善され、構造性能が向上することを確認した。

#### 謝辞

本実験にあたって、材料提供を頂いた二瀬窯業株式会社および日鉄コンポジット株式会社に深く感謝いたします。なお、本研究の実施にあたっては、財団法人防災研究協会の助成を受けて行われました。

#### 参考文献

- 1) 土木学会：複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料設計・施工指針（案），コンクリートライブラリー127号，2007.3
- 2) 丸田誠，関田徹志，永井覚，山本幸正：プレキャスト ECC 連結梁を用いた高層 RC 新架構，コンクリート工学，Vol.43，No.11，pp.18～26，2005.11
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1999.11
- 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，1990.11
- 5) 藤井 栄，森田司郎：異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究，一第1報 着割裂破壊を支配する要因についての実験結果一，日本建築学会論文報告書，第319号，pp.47～54，1982.9
- 6) 堺淳一，川島一彦：部分的な除荷・再載荷を含む履歴を表す修正 Menegotto-Pinto モデルの提案，土木学会論文集，No.738/I-64，pp.159～169，2003.7

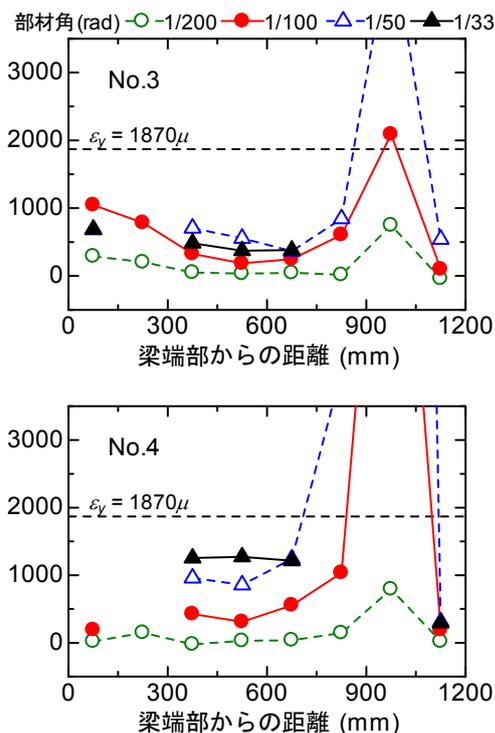


図-10 せん断補強筋のひずみ分布