# 論文 繊維せん断架橋特性に基づく鋼繊維補強 PCa 柱梁接合部のせん断 強度評価

八十島 章\*1·山田 大\*2·大圖 友梨子\*3·金久保 利之\*4

要旨:パネルゾーンのみに鋼繊維補強セメント複合材料 (SFRCC) を用いた鋼繊維補強 PCa 柱梁接合部のせん断強度を評価するために、ひび割れ面の応力状態を模擬して引張力を保持したまま一面せん断加力を行う要素実験を実施し、二軸応力下の繊維架橋効果を把握した。ひび割れ想定面に定間隔で鋼繊維を埋め込んだ試験体による一面せん断実験によって、一定引張応力が小さいほど二軸応力下の最大主応力が増加することを示した。また、二軸応力下における SFRCC の破壊曲面を楕円曲線で定式化した。得られた実験結果に基づき、接合部せん断強度を検討した結果、提案した評価式による計算結果は実験結果と概ね一致した。

キーワード: 繊維補強セメント複合材料, 繊維架橋効果, 破壊局面, 架橋則, せん断強度

#### 1. はじめに

鉄筋コンクリート造建築物のプレキャスト(以下, PCa) 化において、更なる施工の合理化やパネルゾーンの有効な補強方法の開発が要求されており、近年ではパネルゾーンのせん断補強筋を省き、鋼繊維補強コンクリートを使用した工法が開発されているり。粗骨材を混入させないセメント系材料に数十mmの長さの鋼繊維を混入させた鋼繊維補強セメント複合材料(以下, SFRCC)は、マトリックス中の繊維の配向性および分散性が部材の力学性能に大きな影響を与えることが知られている。これらの影響を考慮した材料設計から構造性能評価までの体系化された評価方法が確立されていないため、SFRCCは柱や梁などの構造部材への応用があまり進められていない。

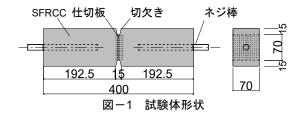
既往の研究において、SFRCC部材の繊維配向性を考慮した定量的な評価方法として、ひび割れを架橋する繊維の引張力の総和とひび割れ幅の関係を示す繊維架橋則<sup>2)</sup>が提案されている。しかしながら、複合応力下における架橋則や繊維せん断伝達能力については検討されておらず、SFRCCの繊維架橋性能は十分に評価されていない。

本研究では、パネルゾーンのみに SFRCC を用いた PCa 柱梁接合部を対象とし、鋼繊維のみによるひび割れ面でのせん断伝達機構を解明するため、二軸応力下の繊維架橋効果の定量化およびそれに基づいた鋼繊維補強 PCa 柱梁接合部の耐力評価を目的とする。引張力とせん断力を同時に受ける二軸応力状態の繊維架橋効果を検討するために、引張力を保持したまま一面せん断加力を行う要素実験を実施し、ひび割れ面での繊維せん断架橋特性を把握する。さらに、得られた繊維せん断架橋効果と繊維配向性を考慮した繊維架橋則を用いて、既往の鋼繊維補強PCa 柱梁接合部試験体3の接合部せん断強度を検討する。

#### 2. ひび割れ面での繊維せん断架橋特性

#### 2.1 試験体概要

引張とせん断を同時に受けるひび割れ面での応力状態を模擬した一面せん断実験の試験体形状を図ー1 に示す。試験体は、SFRCC を用いた 70mm×100mm×400mm の角柱試験体で、中央部に深さ 15mm の切欠きを設け、試験体中央部の絶縁部(ひび割れ想定面)の断面は 70mm×70mm とした。ひび割れ想定面に厚さ 3mm の仕切板(硬質発泡スチロール)を設け、その仕切板に鋼繊維を5mm間隔で計196本を植えつけた(図ー2)。繊維本数は、鋼繊維1本の引抜荷重、繊維植付けの作業性、繊維体積混入率1%時の断面 70mm×70mm における単位長さ当たりに含まれる繊維本数(187本)を考慮して決定した。繊維長19mmの鋼繊維を用い、一方の埋め込み長を6mm(後述の柱梁接合部に用いた鋼繊維の約半分)として、埋め込み長の短い方から引き抜けるように設定し、試験





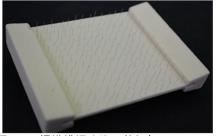


図-2 鋼繊維埋め込み仕切板

- \*1 筑波大学 システム情報系構造エネルギー工学域准教授 博士(工学) (正会員)
- \*2 株式会社 鴻池組 修士(工学)
- \*3 筑波大学大学院 システム情報工学研究科構造エネルギー工学専攻 大学院生 (学生会員)
- \*4 筑波大学 システム情報系構造エネルギー工学域教授 博士(工学) (正会員)

体両端のネジ棒で引張力を作用させた。試験体は計6体とし、引張加力のみを行う試験体が2体、引張力を保持させながら一面せん断加力を行う試験体が4体である。

ひび割れ想定面に使用した鋼繊維の諸元を**表**-1 に、SFRCC の調合計画および圧縮試験結果を表-2 に示す。SFRCC は繊維長 13mm で体積混入率は 1%とし、早強ポルトランドセメントを用いて水セメント比 56%とした。

# 2.2 加力·計測方法

試験体に引張力を保持させたまま行う一面せん断加力 は、既往の研究 4)により提案されたルーマニア式試験方 法を用い, せん断加力支点間を結ぶ圧縮ストラットを形 成させず、繊維のみで引張力とせん断力に抵抗する二軸 応力状態となるように、保持する引張力を実験因子とし た。加力・計測方法および加力履歴を図-3に示す。加 力履歴は,柱梁接合部のひび割れ性状の検討3)を踏まえ, ひび割れ想定面の軸方向変位をある程度生じさせた後に, 繊維のせん断変位が生じるように設定し、繊維に引張力 とせん断力が同時に作用する応力状態を模擬している。 加力は、①試験体両端にある2本のネジ棒を介して油圧 ジャッキにより引張力を作用させ, ②目標最大引張力 Tmax に達した後に引張力を除荷し、③除荷後の設定引張 力 Tc を保持したまま一面せん断加力を行う。両端に曲率 半径 (R) 350mm および 250mm の回転支承を設置し、せ ん断変形による回転を許容させた。変位計測は試験体の 表裏に取り付けた3つのパイ型変位計で行い,次式によ り軸方向変位 w およびせん断変位 & を算出した。なお、 式中の記号は図-3と対応している。

$$\delta_3 = \delta_s \cdot \sin \alpha + w \cdot \cos \alpha \tag{1}$$

$$w = \frac{(\delta_1 + \delta_2)}{2} \tag{2}$$

$$\delta_s = \delta_3 \cdot \frac{\sqrt{L_1^2 + L_2^2}}{L_1} - \frac{\delta_1 + \delta_2}{2} \cdot \frac{L_2}{L_1}$$
 (3)

## 2.3 実験結果

実験結果を表-3に、加力パスを図-4に示す。また、引張応力-軸方向変位関係を図-5に、せん断応力-軸方向変位関係を図-6に、せん断応力-せん断変位関係を図-7に示す。引張応力およびせん断応力は、引張力およびせん断力をひび割れ想定面の断面積で除した平均応力とし、せん断力はせん断変形で傾いた引張力の鉛直分力を差し引いて算出した。最大主応力および最大せん

表-1 ひび割れ想定面に使用した鋼繊維諸元

繊維	繊維長	繊維径	引張強度	弾性係数
種類	(mm)	(mm)	(MPa)	(GPa)
鋼繊維	19.0	0.16	2825	210

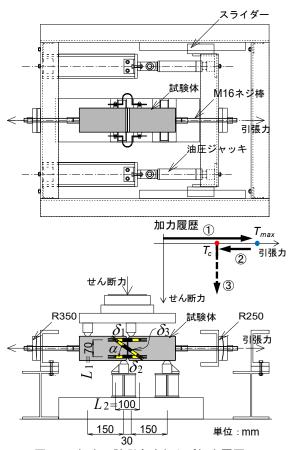


図-3 加力・計測方法および加力履歴

断応力時の主応力方向はモールの応力円より算出した。なお、試験体 No.1-1 および試験体 No.1-2 は、引張力のみを作用させた試験体である。図-4 中の円は、試験体 No.1-1 および試験体 No.1-2 の最大引張応力の平均値によるモールの応力円を破線で示しており、引張力およびせん断力を同時に作用させた際の最大主応力が円の外側にプロットされれば、せん断力が作用した時の主応力で表した強度が引張力のみの場合よりも増大したと見ることができる。

試験体 No.1-1 および試験体 No.1-2 は,最大引張荷重を示した後,油圧ジャッキで加力しているため,一気に繊維が引き抜けた。試験体 No.2~No.5 の目標最大引張応力は,軸方向変位をある程度生じさせるために,結果的に試験体 No.1-1 および試験体 No.1-2 の最大引張応力と同程度となっており,最大引張荷重を示す直前の状態と

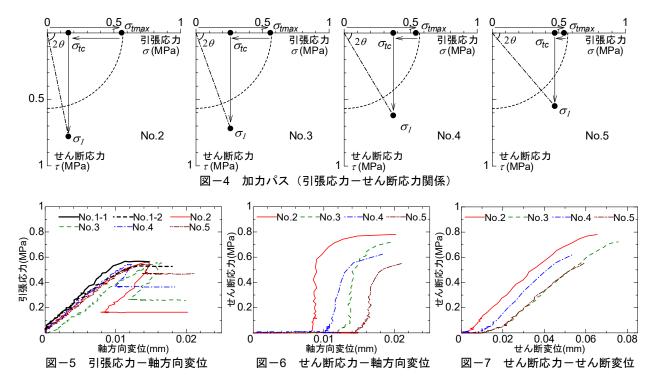
表-2 SFRCC の調合計画および圧縮試験結果

			_ ,							
繊維長 繊維径 (mm)	繊維径	、一准人学	単位量 (kg/m³)						圧縮強度	弾性係数
			水	セメント	細骨材	フライ アッシュ	鋼繊維	混和剤	(MPa)	(GPa)
13.0	0.16	1.0	380	678	484	291	78.5	28.3	40.9	17.5

表-3 実験結果

試験体名	目標最大 引張応力 $\sigma_{max}$ (MPa)	除荷後の 一定引張応力 <i>σιc</i> (MPa)	最大せん断応力 τ <sub>max</sub> (MPa)	最大主応力 σ <sub>l</sub> (MPa)	最大せん断応力時 の主応力方向 <i>θ</i> (度)
No.1-1	0.57*	_	_	0.57	_
No.1-2	0.53*	_	_	0.53	_
No.2	0.56	0.16	0.78	0.80	39
No.3	0.56	0.26	0.72	0.77	35
No.4	0.54	0.37	0.62	0.72	30
No.5	0.54	0.47	0.55	0.72	25

<sup>\*</sup>引張加力のみを行った試験体で、数値は引張強度を示す。



考えられる。せん断加力開始後はせん断変位が直線的に増加し、せん断変位が 0.05mm~0.07mm に達するとすべての繊維が引き抜けて破壊に至った。

表-3 および図-4 より、除荷後の一定引張応力が小さい試験体ほど最大主応力が大きく、主応力の方向が 45 度に近づくことが確認された。試験体に一定引張力とせん断力を同時に載荷させることで、繊維の引抜力が試験体軸方向から主応力方向に傾き、繊維にはマトリックスからの反力が作用し、界面摩擦が増大されて引抜抵抗力が大きくなるスナビング効果が生じたと考えられる。鋼繊維の場合、繊維の配向角が大きくなっても破断しないため、スナビング効果が顕著に発揮されやすくなる。実験結果では、除荷後の一定引張応力が小さい試験体ほど配向角(主応力角度)がついてスナビング効果が発揮されたため、最大せん断応力が大きくなったと思われる。そのため、引張応力とせん断応力を受ける二軸応力状態では、引張応力のみの一軸応力状態よりも最大主応力が増大したと考えられる。

# 2.4 二軸応力下での SFRCC の破壊曲面

各試験体の最大せん断応力とその時の引張応力の関係を図-8に示す。二軸応力下の要素試験体と鋼繊維補強PCa柱梁接合部における鋼繊維の繊維本数、繊維長、繊維混入率の違いによる影響をなくすため、縦軸のせん断応力および横軸の引張応力を試験体No.1-1とNo.1-2で得られた最大引張応力の平均値で基準化して、SFRCCの破壊曲面の検討を行う。図中には、実験結果を楕円曲線

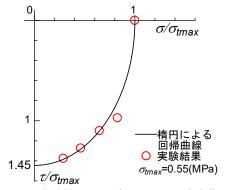


図-8 実験結果および SFRCC の破壊曲面

で回帰した結果も併せて示す。図-8 より、二軸応力下における SFRCC の破壊曲面は楕円で表現できると考えられる。また、楕円曲線の回帰計算により、最大せん断応力は最大引張応力 $\sigma_{Imax}$ の 1.45 倍となる。以上より、せん断応力および引張応力が同時に作用する二軸応力下における SFRCC の破壊曲面を、長軸半径を 1.45  $\sigma_{Imax}$  、短軸半径を  $\sigma_{Imax}$  とした次式による楕円曲線で定式化する。

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_{t\,\text{max}}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{1.45\sigma_{t\,\text{max}}}\right)^2 = 1\tag{4}$$

ただし,  $\sigma \ge 0$ ,  $\tau \ge 0$ 

# 3. 鋼繊維補強 PCa 柱梁接合部の構造性能

#### 3.1 試験体概要

接合部せん断強度の評価対象とした試験体諸元 3)を表 -4 に示す。フルプレキャスト工法による高層 RC 造建物の中層〜上層階を想定し、実部材の約 1/2 スケールでパネルゾーンのみに SFRCC を用いた十字形柱梁接合部の試験体である。試験体寸法は、梁断面 380×420mm,柱断面 500×500mm,梁スパン長さ 2700mm,柱スパン長さ 1560mm である。実験因子は鋼繊維の体積混入率 V<sub>f</sub>であり、繊維長 13mm で他の諸元は表 -1 と同一の鋼繊維を使用した。試験体は、接合部せん断破壊が先行するように設計し、梁および柱の補強筋には高強度鉄筋を用いた。なお、鋼繊維による接合部せん断強度への影響を把握するため、接合部には横補強筋を配筋しておらず、主筋の機械式継手や接合部の主筋貫通孔も用いていない。

# 3.2 実験結果の概要

梁せん断力―層間変形角関係の包絡線および最大荷重

時の破壊状況を図-9 に示す。全試験体ともに接合部せん断ひび割れ、梁せん断ひび割れが順次発生した。その後、接合部せん断ひび割れが拡大し、試験体 S00 は層間変形角 R=1/50rad 時に、試験体 S10 と S20 は R=1/33rad 時に最大荷重に達した。繊維混入量の増大に応じて、最大荷重が上昇し、目視で観測可能なひび割れ本数が少なくなり、鋼繊維の補強効果が確認された。

# 4. 累加強度に基づく接合部せん断強度評価

### 4.1 鋼繊維架橋則と破壊曲面の算定

接合部せん断強度を評価するために、既往の研究で提案された鋼繊維の架橋則<sup>2)</sup>を用いて、接合部の繊維配向性を考慮した引張応力一ひび割れ幅関係を算出する。さらに、その最大引張応力と定式化した SFRCC 破壊曲面を用いて、鋼繊維補強 PCa 接合部における SFRCC の最大せん断応力を算定する。繊維架橋則は、繊維とマトリックスの付着特性およびスナビング効果に基づいた単繊維の引抜挙動の総和として次式で表現される。ひび割れ面を架橋する繊維の配向角分布を楕円関数による確率密度関数(楕円分布)で表し、繊維配向の強さおよびその角度を配向強度 k および主配向角 & によって定量化している。なお、二軸応力下の繊維配向角と繊維長の影響と同様であると仮定する。下の繊維配向角と繊維長の影響と同様であると仮定する。

$$\sigma(\delta) = \frac{V_f}{A_f} \sum_{h} \sum_{i} \sum_{j} \left\{ P_{ij}(\delta, \psi) p_{xy}(\theta_i) p_{zx}(\phi_j) \right.$$

$$\left. p_x(y_h, z_h) \cdot \Delta \theta \cdot \Delta \phi \cdot \Delta y \cdot \Delta z \right\}$$
(5)

ここで、 $\sigma$ : 引張応力、 $V_f$ : 繊維体積混入率、 $A_f$ : 繊維

表一4 柱梁接合部の試験体諸元	٥,	)
-----------------	----	---

試験 接合部		梁			柱							
体名 (No.)	使用 材料	V <sub>f</sub> (%)	σ <sub>B</sub> (MPa)	使用 材料	断面	主筋	横補 強筋	使用 材料	断面	主筋	横補 強筋	軸力比
S00 (No.24)	モル タル	0.0	50.3	並 活	200			普通	500			
S10 (No.28)	SFRCC	1.0	56.8	普通 コンク リート	380mm × 420mm	18-D22 (USD685)	6-D10@60 (SD785)	コンクリート	500mm × 500mm	16-D22 (USD685)	4-D10@60 (SD785)	0.05
S20 (No.29)	SIRCC	2.0	59.5	9 - F	72011111			) - F	Joonnin			

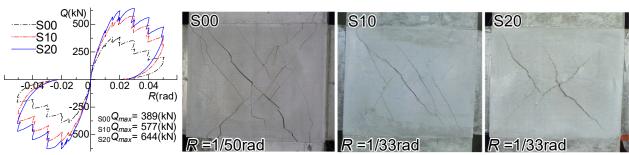


図-9 梁せん断力-層間変形角関係の包絡線および最大荷重時の破壊状況

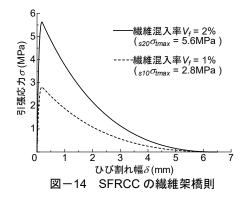
断面積、 $\psi$ : ひび割れ面に対する繊維配向角、 $\theta$ ,  $\phi$ : 軸方向に平行な面に対して $\psi$ を投影した配向角、 $P_{ij}$ : 単繊維の引抜力、 $p_{xy}$ 、 $p_{zx}$ : 繊維配向角分布を表す確率密度関数、 $p_x$ : ひび割れ面法線方向の繊維分布を表す確率密度関数

接合部の繊維配向性を考慮するために、パネルゾーンの繊維配向性可視化実験の結果を用いる 5。可視化実験では、図-10に示す透明なアクリル板による型枠およびアクリルパイプによる模擬主筋が用いられ、黒色ナイロン繊維を混入させた透明な粘性流体の水ガラス(珪酸ナトリウム)を型枠に流し込み、打設後の繊維の配向状況を撮影した画像(図-11)により配向強度および主配向角を把握している。可視化実験の打設位置は、柱梁接合部の試験体と同じで、型枠の高さは対称性を考慮した。

格子状に分割した打設面(xy 平面)の配向強度および 主配向角を図-12に示す。格子内の線の長さが配向強度 を示し、線の傾きが主配向角を示している。型枠付近で は繊維が型枠面に沿う傾向が見られ、接合部中央では打 設位置に向かう方向に繊維が強く配向している。

接合部の斜めひび割れ面に対する配向強度を定めるために、打設面では図-12の太枠内を検討対象とし、柱断面に対しては全域を検討対象としたときの配向角分布を図-13に示す。図中には、回帰分析で得られた楕円分布および配向強度と主配向角も示す。 打設面の xy 平面では、配向強度  $k_{xy}=1.8$ 、主配向角 $\theta_{xxy}=-2^\circ$ であり、接合部の斜めひび割れが-45 度方向に生じるときの、ひび割れ面に対する主配向角は  $43^\circ$ となる。また、柱断面の 2x 平面では、配向強度  $k_{xx}=2.5$ 、主配向角 $\theta_{tx}=85^\circ$ である。

SFRCC 接合部の斜め 45 度方向のひび割れ面に対する繊維架橋則として,各平面の配向強度および主配向角を $k_{xy}$ = 1.8,  $k_{yz}$ = 2.5,  $\theta_{r,zx}$ = 43°,  $\theta_{r,zx}$ = 85° と設定して算出した引張応力一ひび割れ幅関係を図ー14 に示す。SFRCCの $V_f$ = 1%における最大引張応力 $S_{10}$ 0 $S_{10}$ 0 $S_{10}$ 1 $S_{10}$ 



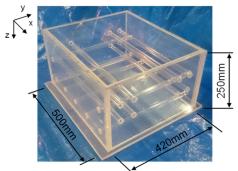


図-10 繊維配向性可視化実験の型枠

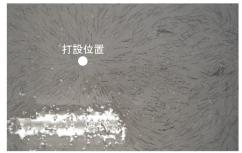


図-11 打設面中央部の撮影画像

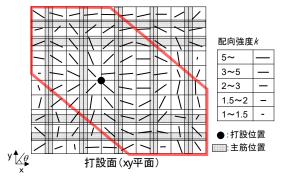


図-12 打設面の繊維配向性

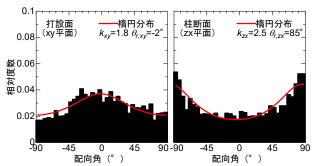


図-13 打設面および柱断面の配向角分布

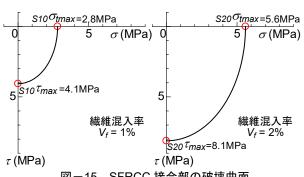


図-15 SFRCC 接合部の破壊曲面

## 4.2 SFRCC 接合部せん断強度算定式の提案

SFRCC 接合部のせん断抵抗機構に基づいた性能評価を行うため、接合部のストラット機構と鋼繊維の架橋効果が同時に作用する応力状態を想定し、二軸応力下の繊維架橋特性を考慮した接合部せん断強度を検討する。

柱梁接合部の試験体 S00 では,層間変形角 R=1/67rad  $\sim 1/33$ rad においてピーク荷重がほぼ一定で,ひび割れ損傷の進行から,層間変形角 R=1/50rad 程度から接合部のストラット機構が卓越して圧縮ストラットが有効圧縮強度に達していたと考えられる。また,試験体 S10 および S20 でも,層間変形角 R=1/33rad 時の損傷状況からストラットの圧壊が生じていたことがうかがえる。

SFRCC 接合部は、斜めひび割れの開く方向に対する鋼 繊維の架橋効果により層間変形角 R=1/50rad まではスト ラット機構が保持されていたが、層間変形角 R=1/33rad 時には斜めひび割れがせん断ずれ方向に変形し始め, 二 軸応力下の鋼繊維の抜け出しが顕著になり最大荷重に達 したと考えられる。そこで、接合部のストラット機構の 圧壊が, 鋼繊維の架橋効果の消失と同時に生じると仮定 し、SFRCC 接合部せん断強度評価式を式(6)として提 案する。式(6)は、ストラット機構とトラス機構の共存 に基づき簡略化して構築された李・小谷らの式 (7)%に, 鋼繊維が負担するせん断強度の式(8)を累加した評価式 である。鋼繊維負担せん断強度は、図-16の応力伝達機 構を仮定し、二軸応力下の斜めひび割れ面に作用する最 大せん断応力を、架橋則に基づく SFRCC 破壊曲面によ り算定し、せん断応力の作用する断面積(接合部の有効 幅×ひび割れ長さ)を乗じることで算出した。ひび割れ の角度は、実験結果の破壊性状に基づいて45度とし、ひ び割れ長さは梁の応力中心間距離に囲まれた領域とした。

実験値および接合部せん断強度計算値を梁入力せん断力に換算した値を表-5に示す。実験値と計算値を比較すると、累加強度に基づいて算出した接合部せん断強度の計算値は実験値と良く対応しており、鋼繊維の架橋則と破壊曲面を用いた応力伝達機構を考慮することでSFRCC接合部せん断強度を評価できることを示した。

$$V_{js} = V_{ju} + V_{jf} \tag{6}$$

$$V_{iu} = 0.738 \cdot \sigma_B^{2/3} \cdot b_i \cdot D_i \tag{7}$$

$$V_{if} = \tau_{max} \cdot b_i \cdot j_b \cdot \tan \theta \tag{8}$$

ここで、 $V_{ju}$ : SFRCC の接合部せん断強度、 $V_{jc}$ : 李・小谷式による接合部せん断強度、 $V_{if}$ : 繊維負担せん断強度、 $\tau_{max}$ : SFRCC 破壊曲面の最大せん断応力( $s_{I0}\tau_{max}$ = 4.1MPa、 $s_{20}\tau_{max}$ = 8.1MPa)、 $\sigma_{B}$ : SFRCC の圧縮強度, $b_{j}$ : 接合部の有効幅, $D_{j}$ : 柱せい, $j_{b}$ : 梁の応力中心間距離, $\theta$ : 接合部ひび割れの角度(=45°)

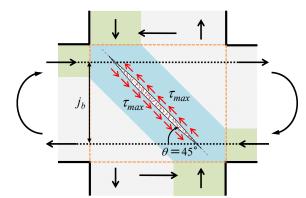


図-16 SFRCC 接合部の応力伝達機構

表-5 実験値と計算値の比較

試験	実験値		$V_{exp}$		
体名	V <sub>exp</sub> (kN)	式(7) V <sub>ju</sub> (kN)	式(8) V <sub>jf</sub> (kN)	式(6) V <sub>js</sub> (kN)	$/V_{js}$
S00	389	398	0	398	0.98
S10	577	432	97	529	1.09
S20	644	446	194	640	1.01

# 5. まとめ

柱梁接合部におけるひび割れ面の応力状態を模擬した 一面せん断実験を実施し、二軸応力下の繊維せん断架橋 性能を楕円曲線による破壊曲面によって評価した。さら に、それに基づいた SFRCC 接合部せん断強度評価式を 提案し、計算値は実験値と概ね一致することを示した。

# 謝辞

本研究は、科学研究費助成事業 基盤研究 (B) (課題番号 26289188) によって実施しました。

# 参考文献

- 1) 石川裕次ほか:鋼繊維補強コンクリートを用いた省 人化型接合部工法の実用化,コンクリート工学, vol.54, No.7, pp.694-701, 2016.7
- 2) 橋本裕子ほか: スチールワイヤの抜出し挙動と架橋 則の構築, コンクリート工学年次論文集, vol.38, No.1, pp.249-254, 2016.7
- 3) 山田大ほか: DFRCC を用いた PCa 柱梁接合部のせん断性能における繊維種類の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.1327-1332, 2016.7
- 4) 清水克将ほか: PVA-ECC のひび割れ面でのせん断伝 達機構と部材のせん断耐力評価, 日本建築学会構造 系論文集, 第 619 号, pp.133-139, 2007.9
- 5) 佐野直哉ほか:繊維架橋則に基づく DFRCC 柱梁接 合部のせん断強度に関する研究,日本建築学会大会 学術講演梗概集,構造IV,pp.413-414,2016.8
- 6) 李祥浩・小谷俊介:鉄筋コンクリート内柱梁接合部のせん断強度、コンクリート工学年次論文報告集、vol.17, No.2, pp.303-308, 1995.7