

論文 接合部に DFRCC を用いた PCa 柱梁接合部の構造性能

佐野 直哉*1・八十島 章*2・山田 大*3・金久保 利之*4

要旨: プレキャスト工法の特徴を活かし、パネルゾーンのみ DFRCC を用いた十字形柱梁接合部の接合部せん断強度および構造性能を評価するため、DFRCC の繊維混入の有無を変動因子とした接合部せん断破壊先行型の試験体で加力実験を行った。実験結果より、ひび割れに架橋した繊維が有効に働き、パネルゾーンの損傷抑制が可能であることが確認できた。画像計測を用いて接合部のひび割れ性状を検査し、DFRCC の架橋則から算出した繊維の負担する接合部せん断力が、繊維混入の有無により生じたせん断力の差と最大耐力時まで良好に対応していたことから、ひび割れ評価により繊維負担せん断力を算出できることが示された。

キーワード: 柱梁接合部, PCa, 繊維補強セメント複合材料, せん断強度, 繊維負担せん断力, ひび割れ幅

1. はじめに

柱梁接合部のプレキャスト（以下、PCa）化では、施工の合理化が要求されている。既往の研究^{1),2),3)}において梁主筋の継手を梁端に設け、運搬性を向上させた PCa 柱梁接合部の研究が行われ、提案されている PCa 工法が一体打ち工法と同等の構造性能を有していることが確認されている。しかし、実務設計で想定されるパネルせん断余裕度が 1.0 近傍の場合において、梁曲げ降伏後に接合部のせん断破壊が生じ、大変形時にはスリップ挙動が顕著で靱性が乏しくなることが確認されている。一方、コンクリートの靱引張性能を改善する材料として、セメント系材料に 10mm 程度の長さの短繊維を混入させた高靱性繊維補強セメント複合材料（Ductile Fiber-Reinforced Cementitious Composites, 以下、DFRCC）に関する研究が近年盛んに行われている⁴⁾。DFRCC を梁部材に用いた曲げせん断実験では、コンクリートだけの試験体よりもせん断強度が向上することが確認されている⁵⁾。また、筆者らは PCa 工法の打ち分けできる特徴を活かし、パネルゾーンのみ DFRCC を用いた柱梁接合部の構造実験を行い、接合部せん断強度の上昇を確認した⁶⁾。しかしながら、梁曲げ破壊先行型の破壊形式であったため、接合部せん断強度の評価に関しては検討の余地があると考えられる。本研究では、接合部に DFRCC を用いた柱梁接合部のせん断強度の評価を目的とし、接合部せん断破壊が先行する試験体による加力実験を行い、DFRCC のせん断補強効果をひび割れ性状に基づいて検討する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体諸元を表-1 に、試験体の配筋を図-1 に示す。試験体数は 2 体で梁断面 380mm×420mm、柱断面 500mm×500mm の十字形試験体とし実部材の約 1/2 スケールの試験体で実験を行った。接合部せん断強度の評価を行うために、接合部せん断破壊先行型の試験体を作製し、梁および柱の主筋には USD685、横補強筋には SD785 の高強度鉄筋を用いることで、パネルせん断余裕度を 0.6 程度とした。変動因子は接合部に用いる DFRCC に混入させる繊維の有無とし、試験体 No.24 は繊維を混入させない試験体であり、試験体 No.25 は体積混入率で 1.0%の繊維を混入させた試験体である。また、DFRCC 内の繊維のみによるせん断強度への影響を把握するために、パネ

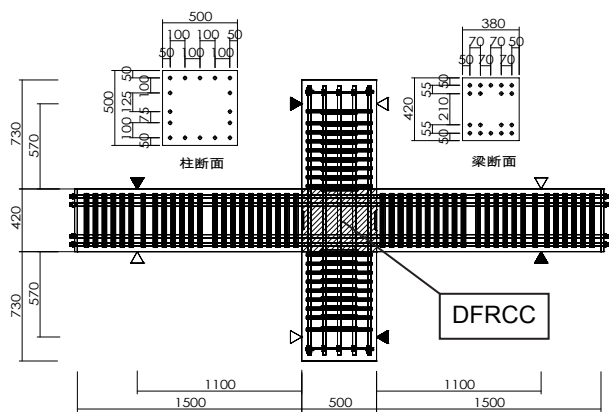


図-1 試験体配筋図

表-1 試験体諸元

試験体名	F_c (MPa)	繊維量 (%)	梁		柱	
			主筋	横補強筋	主筋	横補強筋
No.24	40	0.0	18-D22	6-D10@60	16-D22	4-D10@60
No.25		1.0	(USD685)	(SD785)	(USD685)	(SD785)

*1 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)

*2 筑波大学 システム情報系構造エネルギー工学域助教 博士 (工学) (正会員)

*3 筑波大学 理工学群工学システム学類環境開発工学専攻

*4 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)

ルゾーンに横補強筋は配筋しないこととした。なお、試験体の作製を簡略するために主筋継手やシース管などは用いていない。

DFRCC に用いた繊維の諸元を表-2 に、コンクリートおよび DFRCC の材料試験結果を表-3 に、鉄筋の引張試験結果を表-4 にそれぞれ示す。DFRCC の割裂強度は、 $100\phi \times 200\text{mm}$ のテストピースを用いて、繊維が 1.0%混入していることを考慮し、ひび割れが生じ、荷重が低下する点の荷重とした。

2.2 加力・計測方法

試験体の加力は、柱の反曲点位置を油圧ジャッキで支持し、梁の反曲点位置に取り付けたアクチュエータで層間変形を制御して加力を行った。加力サイクルは目標層間変形角で $R=\pm 1/400, \pm 1/200, \pm 1/100, \pm 1/67, \pm 1/50, \pm 1/33, \pm 1/25, \pm 1/20\text{rad}$ を各 2 回ずつ行い、その後 $R=+1/14\text{rad}$ を 1 回行う正負交番漸増繰り返し載荷である。変位計による計測位置を図-2～図-4 に示す。計測項目は梁入力せん断力、柱および梁の各部材変形、各部材の局部変形、主筋の歪である。また、試験体 No.25 では接合部のせん断ひび割れ性状を評価するために、2 台の定点カメラを用いて加力中のひび割れ状況を 10 秒毎に撮影した。

3. 実験結果

3.1 梁せん断力-層間変形角関係および破壊状況

各試験体の梁せん断力-層間変形角関係 ($Q-R$ 関係) および最大耐力に達した層間変形角 $R=1/50\text{rad}$ 時の破壊状況を図-5 に示す。図中にはパネルせん断強度時の梁せん断力の計算値も併せて示す。両試験体ともに接合部せん断ひび割れ、梁曲げひび割れ、梁せん断ひび割れと順次ひび割れが発生した。その後、接合部せん断ひび割れが拡大し、層間変形角 $R=1/50\text{rad}$ 時に最大耐力に達した。

最大耐力以降においては、試験体 No.24 は接合部せん断ひび割れが拡大し、パネルゾーンのせん断破壊が進行することで耐力が低下した。一方、試験体 No.25 は接合部せん断ひび割れの拡大はみられたものの、試験体 No.24 と比較すると軽微であり、梁端部での圧壊や柱の圧縮ストラットの圧壊が支配的となり荷重の低下がみられた。これより接合部に DFRCC を用いることでパネルゾーンの損傷の抑制が可能であることが確認できた。

最大荷重に関しては、接合部に繊維を混入していない試験体 No.24 が 389kN、繊維を混入した試験体 No.25 が 459kN であり、両試験体とも接合部せん断破壊が先行する破壊形式であったため、DFRCC 内の繊維がひび割れを架橋し、有効に働いたことにより荷重が上昇したものと考えられる。

表-2 使用繊維諸元

繊維	繊維長 (mm)	繊維径 (mm)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
PVA	12.0	0.10	1200	28

表-3 コンクリートおよび DFRCC 圧縮試験結果

コンクリート種類	試験体名	使用箇所	圧縮強度 (MPa)	割裂強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
普通	No.24	梁、柱	39.9	3.55	29.6
	No.25		39.1	3.42	28.0
DFRCC	No.24	パネルゾーン	50.3	2.55	17.6
	No.25		52.5	2.57	17.1

表-4 鉄筋引張試験結果

鋼種	呼び名	試験体名	使用箇所	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
USD685	D22	No.24	主筋	717	900	195
SD785	D10	No.25	横補強筋	832	996	218

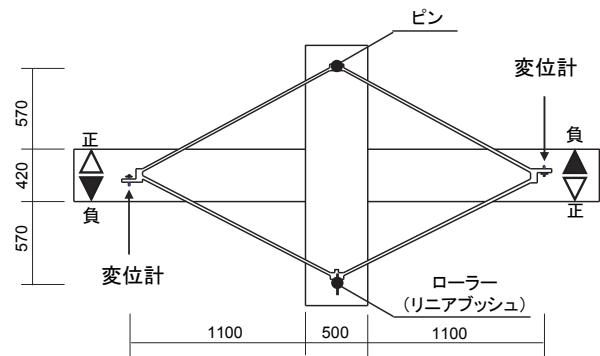


図-2 全体変形の計測

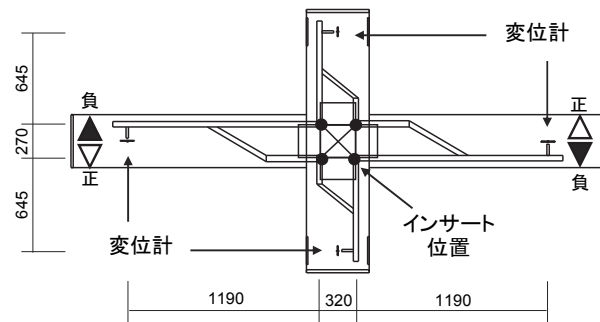


図-3 部材変形の計測

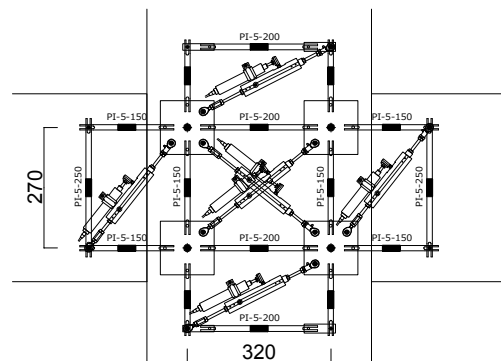


図-4 接合部付近の計測

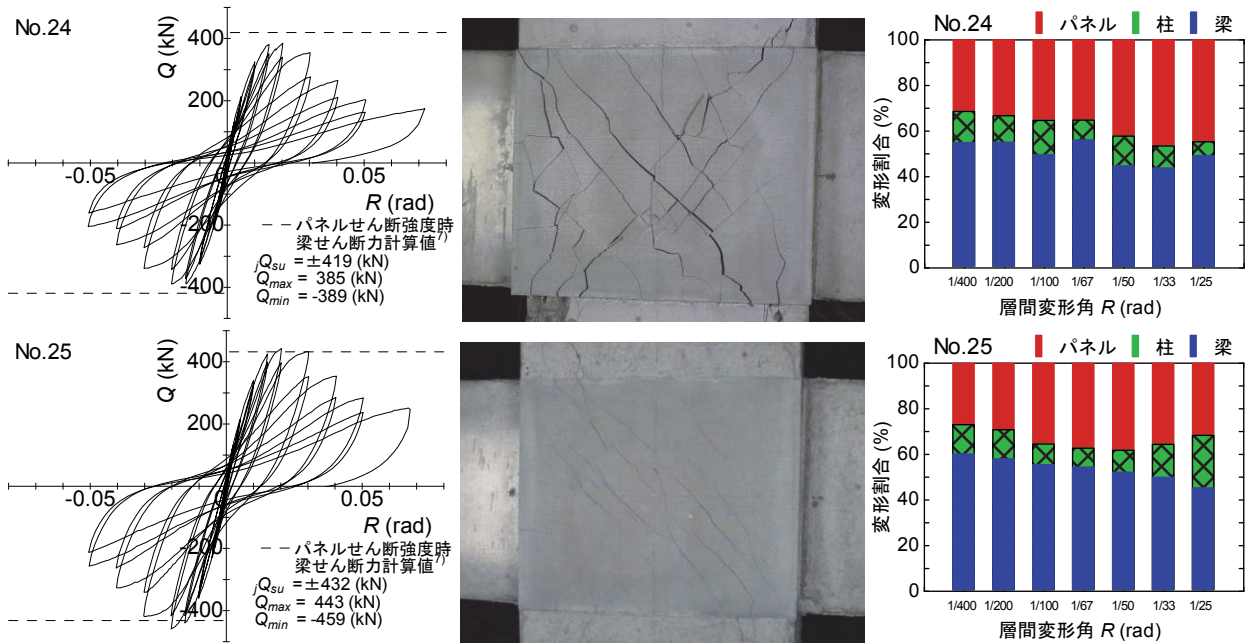


図-5 Q-R 関係および破壊状況 (R=1/50rad 時), 各部材変形割合

3.2 各部材変形量

各試験体の全体変形に対する梁、柱およびパネルゾーンの変形割合を図-5 に示す。両試験体ともに最大耐力に達する層間変形角 $R=1/50$ rad までは、変形が進むに伴いパネルゾーンの変形割合が増加する同様の傾向を示す結果となった。最大耐力以降は、試験体 No.24 は変形に伴いパネルゾーンの変形割合が増加したが、試験体 No.25 はパネルゾーンの変形割合は減少し、柱の変形割合が増加する結果となった。また、接合部に繊維を混入した試験体 No.25 は、繊維を混入していない試験体 No.24 と比較し、接合部せん断ひび割れの拡大が抑制されていたため、パネルゾーンの変形割合が全体的に小さくなる結果となった。

4. 接合部せん断ひび割れ

4.1 パネルゾーン写真撮影方法

試験体 No.25 の接合部せん断ひび割れの評価を行うにあたり、パネルゾーンに $10\text{mm} \times 10\text{mm}$ のメッシュを描き、2 台の定点カメラを用いて写真を撮影した。撮影箇所を図-6 に示すパネルゾーンの中央および柱と梁の主筋に囲まれた領域の隅とした。なお、図中には後述する繊維負担接合部せん断力を算出する際に用いたひび割れ 1~4 も併せて示している。変形に伴うひび割れ幅拡大の推移を把握するために、撮影範囲は 1pixel が 0.02mm 相当となる $120\text{mm} \times 80\text{mm}$ とした。撮影間隔は、計測間隔および载荷速度(約 $3\text{mm}/\text{分}$)を考慮して 10 秒ごととした。

4.2 ひび割れ評価方法

ひび割れ幅算出方法を図-7 に示す。パネルゾーンに生じたせん断ひび割れ面には、引張応力とせん断応力が

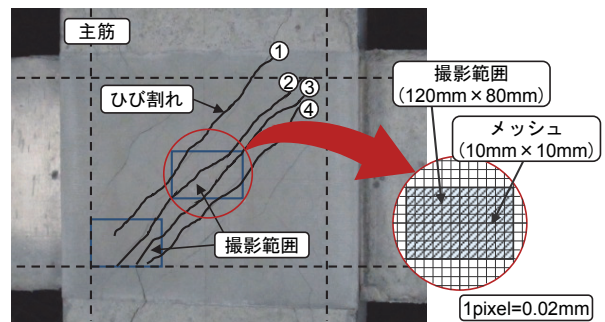


図-6 写真撮影箇所

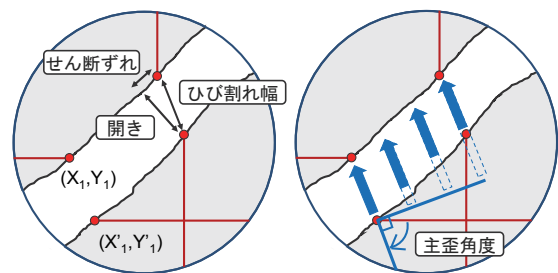


図-7 ひび割れ幅および主歪角度算出方法

同時に作用する二軸応力状態であると考えられる。引張応力が作用したことによる変位を開き、せん断応力が作用したことによる変位をせん断ずれとし、開きとせん断ずれを考慮した主応力方向の変位をひび割れ幅とした。前節の方法で撮影した画像におけるメッシュの座標を用いることで、各点ごとの開き、せん断ずれ、ひび割れ幅をそれぞれ算出した。主歪角度の算出についても、ひび割れ幅と同様に、撮影した画像のメッシュ座標より、モールの歪円 (ϵ_x : 水平方向の平均歪, ϵ_y : 鉛直方向の歪, ϵ_θ : 主応力方向の歪,) に基づいて主歪角度を求めた。

4.3 ひび割れ幅

図-6 中のひび割れ 4 について、ひび割れ幅、開きおよびせん断ずれの平均値を目標層間変形角に達するまでの推移として図-8～図-10 に示す。ひび割れ幅は変形が進むに伴い拡大し、最大耐力に達した層間変形角 $R=1/50\text{rad}$ 時において、0.8mm 程度であった。また、サイクルが進むに連れ、残留ひび割れ幅が拡大し、ひび割れ幅の推移の傾きが緩やかになり、最大耐力時以降のサイクルではほとんど増大しておらず、ひび割れ幅は 0.9mm 程度に収束することが確認できた。開きおよびせん断ずれに関しては、ひび割れ幅と同様に層間変形が増加するに伴い拡大する傾向であった。最大耐力時には、開きが 0.7mm 程度、せん断ずれが 0.3mm 程度であり、最大耐力に達するまでの接合部せん断ひび割れ幅の拡大は、ひび割れ面に作用するせん断応力ではなく、引張応力に起因することがうかがえる。最大耐力以降において、開きの拡大はあまりみられず、0.8mm 程度に収束しているが、せん断ずれは最大耐力以降も拡大し、層間変形角 $R=1/25\text{rad}$ 時には 0.4mm 程度になった。これより、最大耐力以降のひび割れ幅の拡大は、繊維の架橋効果が薄れ、ひび割れ面に作用するせん断応力が支配的になったためと考えられる。なお、層間変形角 $R=1/25\text{rad}$ の 2 サイクル目において、ひび割れ幅、開き、せん断ずれともに減少する結果となったが、これは柱梁接合部全体の変形に対して、柱や梁の変形割合が増大したためである。

4.4 主歪角度

4.2 節の方法で算出した主歪角度と層間変形角の関係を図-11 に示す。目標層間変形角 $R=1/100\text{rad}$ のサイクルでは、主歪角度はおよそ 60 度を中心として大きくばらついているが、目標層間変形角 $R=1/67\text{rad}$ 以降のサイクルではばらつきが小さくなり、各サイクルである一定の角度に収束していることがわかる。また、サイクルが進むに連れて収束する角度が徐々に小さくなり、最大耐力に達した目標層間変形角 $R=1/50\text{rad}$ のサイクルでは、主歪角度はおよそ 30 度であった。目標層間変形角 $R=1/50\text{rad}$ の 2 サイクル目に 20 度程度になり、その後は変形が進んでも主歪角度は変化しない傾向であった。

5. DFRCC による接合部せん断補強効果

5.1 繊維負担接合部せん断力の導出

繊維負担せん断力の導出過程を図-12 に示す。前章の方法で算出したひび割れ幅および主歪角度を用いて、ひび割れに架橋した繊維が負担する接合部せん断力を導出する。ひび割れとメッシュの交点ごとに求めたひび割れ幅および主歪角度を、1 本のひび割れに対して隣接する 2 点で平均し、その値をその 2 点間の領域のひび割れ幅および主歪角度として引張応力と引張力を算出した。

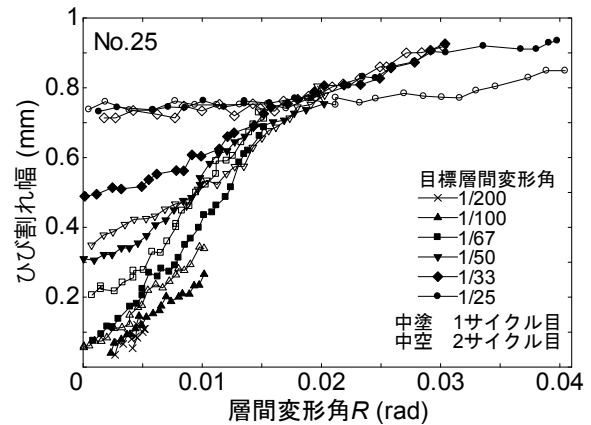


図-8 ひび割れ幅-層間変形角関係

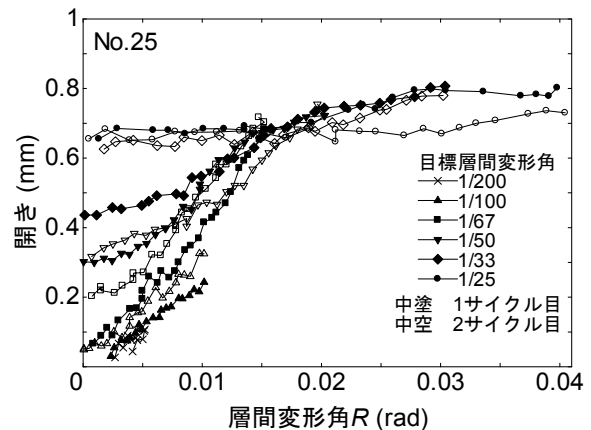


図-9 開き-層間変形角関係

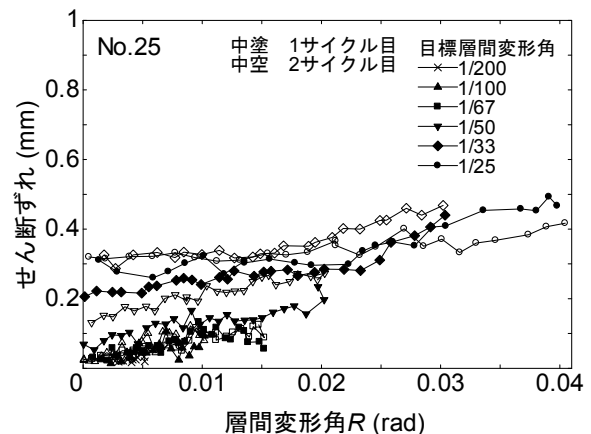


図-10 せん断ずれ-層間変形角関係

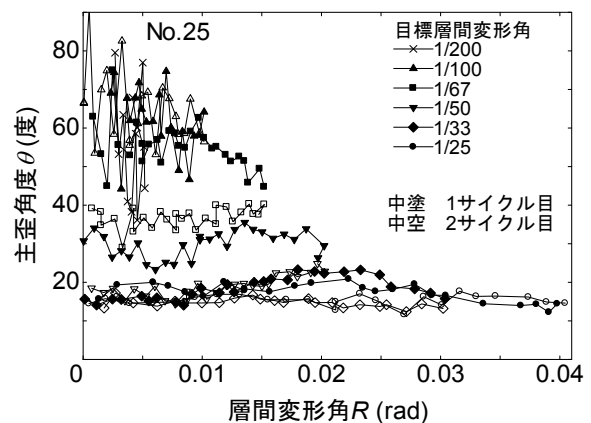


図-11 主歪角度-層間変形角関係

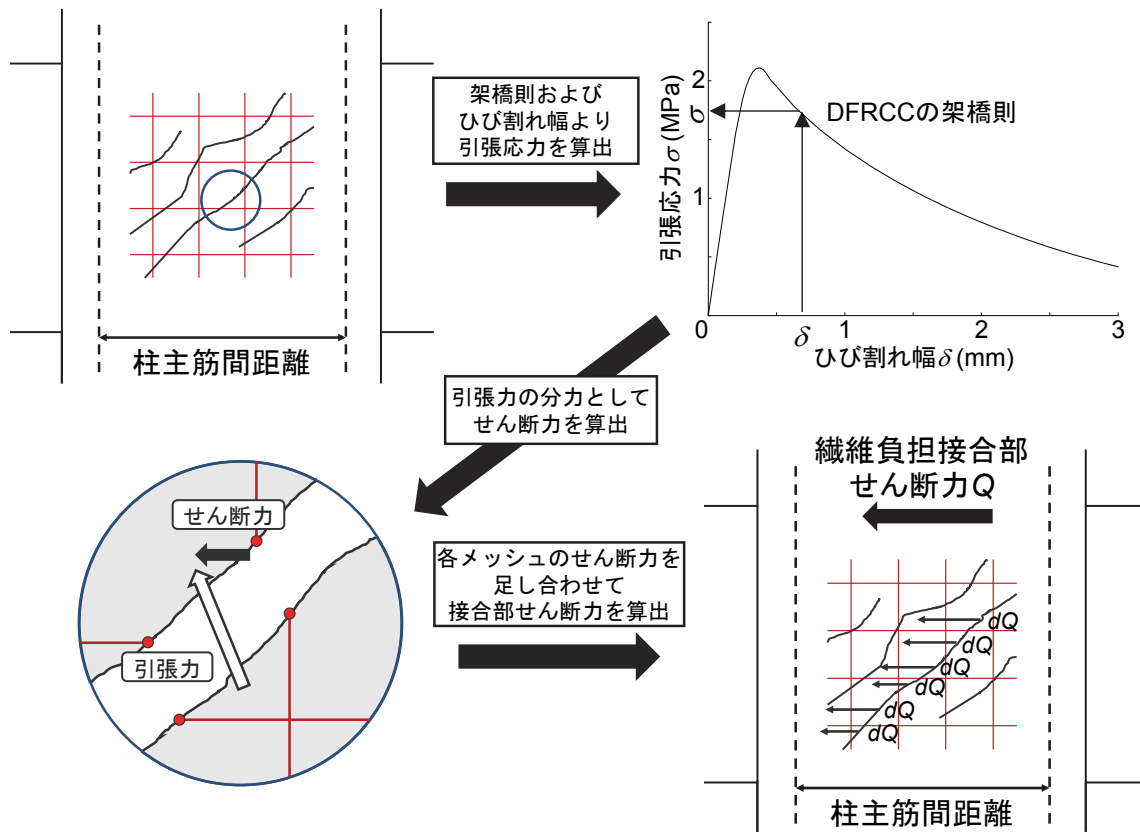


図-12 繊維負担接合部せん断力の導出過程

DFRCC のひび割れ幅から繊維がひび割れ後に負担する引張応力を算出するに当たり、繊維の配向性をランダム（配向強度 $k=1.0$ ）⁸⁾と仮定し、体積繊維混入率を 1.0%として、単繊維引抜モデルおよび繊維配向角の確率分布に基づいた繊維の引張応力-ひび割れ幅関係の架橋則⁹⁾（図-12 の右上図）を用いて、メッシュごとにその領域に作用する引張応力を算出した。

次に、主歪角度を用いて、ひび割れ面に作用している引張応力を引張力へと換算する。算出した主歪角度とメッシュを横切るひび割れの長さから、引張応力の作用する長さを求め、柱幅を乗じて引張応力の作用する断面積とし、引張応力に乘じることでひび割れ面に作用する繊維の負担する引張力を算出した。

繊維が負担する接合部せん断力はひび割れ面に作用する繊維負担引張力の分力として導出した。1本のひび割れに対してメッシュごとに接合部せん断力を算出し、それらを足し合わせることで接合部全体の繊維負担のせん断力とした。なお、写真撮影範囲外のひび割れについては、パネルゾーンの上隅では左下隅と同様のひび割れが発生していると仮定し、それ以外では撮影画像のひび割れ幅を外挿させ、中央と左下隅の写真および全体写真における各々のひび割れの長さを考慮し、1本のひび割れに対する繊維の負担する接合部せん断力を算出した。

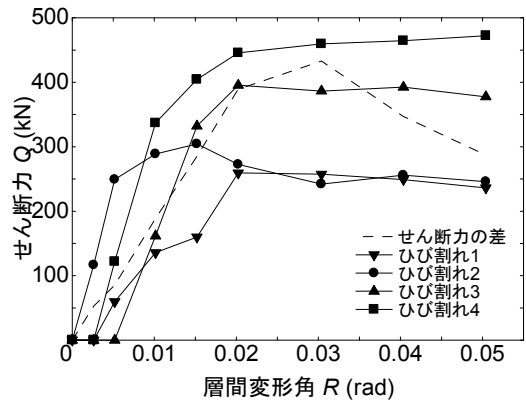


図-13 各ひび割れにおける繊維負担接合部せん断力-層間変形角関係

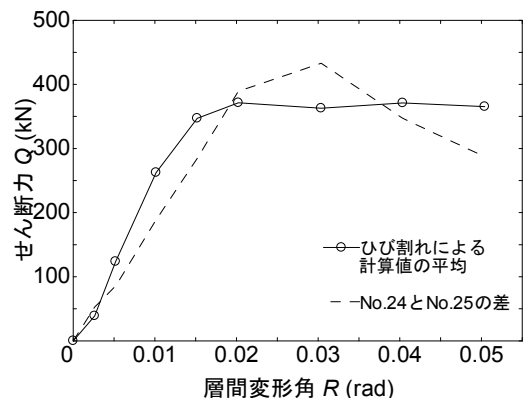


図-14 繊維負担接合部せん断力の平均値-層間変形角関係

5.2 繊維負担接合部せん断力

前節の方法で算出した DFRCC の繊維が負担する接合部せん断力と層間変形角の関係を図-13 および図-14 に示す。図-13 はせん断ひび割れ 1 本ごとの計算結果を示し、図-14 はそれらを平均した値を示す。図中には接合部に繊維を混入した試験体 No.25 と繊維を混入していない試験体 No.24 のせん断力の差を併せて示す。また、計算に用いたひび割れは図-6 中の 1~4 のひび割れである。

ひび割れごとの接合部せん断力の推移においては、層間変形角 $R=1/100\text{rad}$ まで同様の傾向を示し、層間変形角 $R=1/100\text{rad}$ 以降、異なる挙動を示すことがわかる。変形が小さい間はすべてのひび割れが同程度のせん断力を負担していたことに対し、変形が大きくなることで局所的に変形が進み、ひび割れの拡大が進んだため、ひび割れ 3 およびひび割れ 4 ではせん断力の負担が大きくなったと考えられる。また、すべてのひび割れで一樣にせん断力を負担するわけではなく、ひとつのひび割れがせん断力を負担できなくなると、違うひび割れがせん断力を負担することで、せん断耐力を上昇させるものと考えられる。繊維の負担する接合部せん断力の平均値と試験体 No.24 と試験体 No.25 のせん断力の差を比較すると、柱梁接合部が最大耐力に達した層間変形角 $R=1/50\text{rad}$ までのひび割れによる計算値の平均と試験体 No.24 と試験体 No.25 のせん断力の差は、ほぼ同じ傾向であり、層間変形角 $R=1/50\text{rad}$ 時には 400kN 程度で同程度の結果であった。なお、最大耐力に達した層間変形角 $R=1/50\text{rad}$ 以降ではせん断力の推移に違いがみられるが、試験体 No.25 は試験体 No.24 よりも層間変形角 $R=1/50\text{rad}$ 以降において、全体変形に対する接合部の変形割合が小さくなり、支配的な破壊性状が接合部せん断破壊から梁端や柱端の圧壊に移ったために、試験体 No.24 と試験体 No.25 のせん断力の差が計算値よりも大きくなったと考えられる。

6. まとめ

本研究では、PCa 工法の打ち分けできる特徴を活かし、パネルゾーンのみに靱性能向上効果のある DFRCC を用いた柱梁接合部の構造実験を行い、接合部せん断強度に対する評価を行った。接合部に繊維を混入させた試験体 No.25 は繊維を混入させていない試験体 No.24 と比較し、接合部せん断ひび割れに繊維が架橋し、せん断力に対して有効に働いたことで、接合部せん断強度が上昇することが確認できた。繊維の負担するせん断力を、パネルゾーンに生じたせん断ひび割れのひび割れ幅、主歪角度および架橋則に基づいて算出し、両試験体のせん断力の差と比較すると、最大耐力

に達した層間変形角 $R=1/50\text{rad}$ まで同様な傾向になり、ひび割れ性状に基づいて繊維負担せん断力を求められることが示唆された。

謝辞

本研究の試験体を作製するにあたり、東京鐵鋼および株式会社クラレより材料提供のご支援を受け賜りました。関係各位に心より感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 細矢 博, 松本 匡史, 金久保 利之, 八十島 章: プレキャスト柱梁接合部の構造性能に関する実験的研究, 日本建築学会技術報告集, Vol.18, No.39, pp.529-534, 2012.6
- 2) 細矢 博, 松本 匡史, 金久保 利之, 八十島 章: プレキャスト柱梁接合部の加力実験による構造性能の検討, 日本建築学会技術報告集, Vol.18, No.40, pp.907-912, 2012.10
- 3) 細矢 博, 木村 太一, 金久保 利之, 八十島 章: 加力実験によるプレキャスト柱梁接合部の構造性能に関する実験的研究, 日本建築学会技術報告集, Vol.19, No.43, pp.917-922, 2013.10
- 4) 日本コンクリート工学会: 繊維補強セメント系複合材料の新しい利用方法に関するシンポジウム, 2012.9
- 5) 清水 克将, 金久保 利之, 閑田徹志, 永井寛: 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
- 6) 佐野 直哉, 木村 太一, 金久保 利之, 八十島 章, 細矢 博: パネルゾーンに DFRCC を用いた PCa 柱梁接合部の構造性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.419-420, 2014.9
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999.8
- 8) 浅野 浩平, 金久保 利之: HPRCC における繊維の配向性が引張性状に及ぼす影響 繊維配向角分布の評価と曲げ性状における寸法効果, 日本建築学会構造系論文集, Vol.78, No.692, pp.1673-1678, 2013.10
- 9) 浅野 浩平, 金久保 利之: 高性能繊維補強セメント複合材料における繊維配向性を考慮した架橋則に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.185-186, 2014.9