

論文 鋼繊維混入超高強度コンクリートを用いた柱梁接合部に関する実験的研究

高津 比呂人*1・木村 秀樹*2

要旨: 鋼繊維を混入した超高強度鉄筋コンクリート (Fc150) 柱梁接合部のせん断実験を実施した。実験の結果、鋼繊維混入量の増加に従って接合部せん断ひび割れ強度および接合部せん断耐力が上昇することが確認された。鋼繊維を混入した場合、接合部の斜め圧縮ストラットの有効断面積、および見かけの有効圧縮強度 (基準強度) が上昇することによって耐力が向上した可能性があることを確認した。また、鋼繊維を体積比 1% 混入した試験体では、変形能力も大きく向上した。

キーワード: 超高強度コンクリート, 鋼繊維, 柱梁接合部, せん断耐力

1. はじめに

これまで、国内で使用された高層鉄筋コンクリート (以下、RC) 造におけるコンクリート設計基準強度 (Fc) の最大値は 150N/mm² (Fc150) であり¹⁾、現在、更に強度の高いコンクリートの研究・開発が進められている。

コンクリートは強度が高くなるにつれ、圧縮時の力学的性状は脆性的になることが知られており、Fc100 を超えるコンクリートを用いた場合に、設計クライテリアを満足するような変形能力を確保するためには、多大な横補強筋量が必要となり、現実的には配筋が不可能な場合も考えられる。

この問題を解決するために筆者らは鋼繊維を混入した超高強度コンクリート部材に関する開発を進めており、柱部材の曲げせん断実験では、鋼繊維混入による強度上昇や靱性の向上、かぶりコンクリートの剥落抑制効果を確認した^{2,3)}。

本稿では、鋼繊維混入超高強度コンクリート (Fc150) を用いた RC 柱梁接合部の接合部せん断耐力を把握することを目的に実施した架構実験について報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体一覧を表-1 に、試験体図を図-1 に示す。試験体は 1/2 スケールの十字型試験体 3 体である。鋼繊維混入による接合部せん断耐力への影響を把握するため、実験変数は鋼繊維混入量のみ (体積比 0%, 0.5%, 1.0%) とし、接合部内のせん断補強筋は省略した。

コンクリートにはシリカフェームセメントを用い、水セメント比は 14% とした。また、鋼繊維は長さ 30mm、直径 0.6mm の両端フック付き (引張強度 1000N/mm² 以上) のものを使用し、練り混ぜは所定の量をアジテーター車に投入することにより行った。鋼繊維を体積比 1% 混入したコンクリートの受入時のスランブフローは 560 × 555mm であった。なお、ほぼ同配合のコンクリートで、繊維の分散性については確認されている⁴⁾。

試験時の各材料強度を表-2, 3 に示す。表-1 には、

表-1 試験体一覧

試験体	目標Fc	柱軸力比	鋼繊維 [%vol.]	接合部せん断余裕度	定着余裕度 (緩和式)
J150-0	150	0.01	0	0.68	1.07
J150-0.5			0.5	0.76	1.18
J150-1			1.0	0.76	1.18

表-2 コンクリート材料特性

	鋼繊維 [%vol.]	σ_B [N/mm ²]	$E_c (\times 10^4)$ [N/mm ²]	σ_t [N/mm ²]
J150-0	0	144.6	4.09	6.16
J150-0.5	0.5	168.0	4.36	-
J150-1.0	1.0	167.0	4.45	-

σ_B : シリンダー圧縮強度, E_c : ヤング係数

σ_t : 割裂引張強度

表-3 鉄筋材料特性

	σ_y [N/mm ²]	$E_s (\times 10^3)$ [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]
D22(USD685)	714.4	1.96	912.5
D6(KSS785)	984.8	1.96	1205.8

σ_y : 引張降伏強度 (D6 は 0.2% オフセット値),

E_s : ヤング係数, σ_u : 引張強度

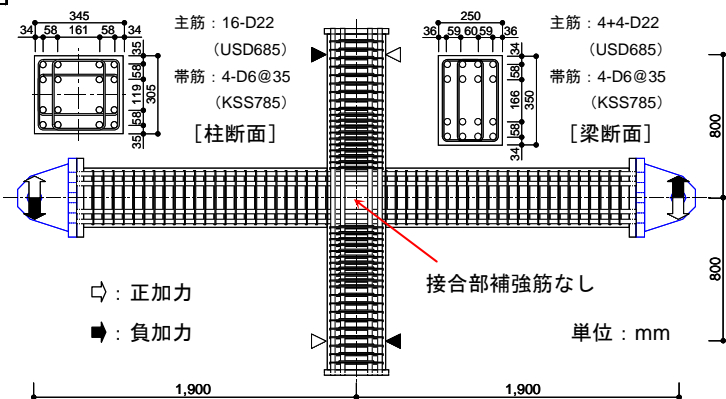


図-1 試験体図 (3 体とも共通)

*1 (株) 竹中工務店 技術研究所 建設技術研究部 研究員 工修 (正会員)

*2 (株) 竹中工務店 技術企画本部 工博 (正会員)

試験時の材料強度に基づいて計算した靱性保証型指針式⁵⁾による接合部せん断余裕度(形状係数 $\phi=1.0$ とした)および定着余裕度(緩和式による)を併記した。試験体の設計では、鋼繊維無混入のJ150-0において、接合部せん断破壊が先行するが、梁主筋の抜け出しは生じないことを意図し、断面および配筋を決定した。鋼繊維を混入したJ150-0.5、J150-1.0試験体についてもJ150-0と同断面・同配筋とした。表中のJ150-0.5およびJ150-1.0の計算値については、鋼繊維混入による基準強度への影響が不明確なので、鋼繊維が混入されていないものとして算出した。なお、試験体は一体打ちで製作したため、J150-0.5およびJ150-1.0では梁・柱の部分についても鋼繊維コンクリートで構成されている。

2.2 加力・計測

試験体の加力は左右の梁端に設置したジャッキにより変位制御で行った。変位履歴は、層間変形角 $R=\pm 1,2,3,3,5,(2),7,5,10,(5),15,20,30/1000\text{rad}$ 。(括弧内は、大変形経験後の小変形時の部材の性能を確認する為に載荷した層間変形角)で各2サイクルの変位漸増載荷後、正方向への単調載荷を行った。柱には圧縮軸力比($=N/(BD\sigma_B)$, N :圧縮軸力, B :柱幅, D :柱せい) 0.01の一定軸力を導入して実験を行なった。

計測項目は、柱軸変形、梁端の変形・梁曲率、接合部せん断変形、梁・柱主筋とせん断補強筋のひずみとした。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

写真-1に試験体の破壊状況を示す。各試験体とも向かって右半分のみ、ひび割れをマジックでトレース(青:正加力時, 赤:負加力時)した。

鋼繊維を混入していないJ150-0試験体では $R=30/1000\text{rad}$ のピーク時には接合部のかぶりコンクリートが剥落しており、実験終了時には接合部中央のコンクリートがえぐり取られた様子が確認できる。

一方、鋼繊維を混入したJ150-0.5、J150-1.0では、実験終了時まで接合部コンクリートが大きく剥落する現象は見られなかった。しかしながら、実験終了時の打音検査により接合部コンクリートの浮き・剥離が確認されたことから、鋼繊維の存在によって物理的に剥落が防止されたものと推察される。また、鋼繊維混入量の増加に伴って接合部近傍に入るひび割れの本数が多くなる(ひび割れが分散する)傾向が見られた。

表-4に正側ピーク時および除荷時の接合部せん断ひび割れ幅の推移を示す。表には、クラックスケール(分解能0.03mm)により計測したひび割れ幅のうち最大のものについて示した。鋼繊維無混入のJ150-0、0.5%混入のJ150-0.5、1.0%混入したJ150-1.0の順にピーク時および除荷時残留ひび割れ幅が小さくなる傾向が見られた。

3.2 荷重-変形関係

図-2(a)~(c)に層せん断力-層間変形角関係を示す。

表-4 接合部せん断ひび割れ幅の推移

R /1000 [rad.]	接合部せん断ひび割れ					
	J150-0		J150-0.5		J150-1.0	
	ピーク時	除荷時	ピーク時	除荷時	ピーク時	除荷時
1	0.04	-	-	0	-	-
2	0.10	0.03	0.06	-	0.04	0
3.3	0.20	0.03	0.08	-	0.08	-
5	0.25	0.04	0.10	-	0.10	-
7.5	0.40	0.03	0.25	0.04	0.15	-
10	0.35	0.06	0.30	0.08	0.25	0.03
15	0.40	0.25	0.30	0.08	0.25	0.06
20	0.90	0.65	0.30	0.08	0.30	0.05

単位: mm, - : ひび割れ幅 0.03mm 以下



(a) J150-0 R=30/1000rad. ピーク時



(b) J150-0.5 R=30/1000rad. ピーク時



(c) J150-1.0 R=30/1000rad. ピーク時



(d) J150-0 実験終了時



(e) J150-0.5 実験終了時



(f) J150-1.0 実験終了時

写真-1 破壊状況

図には、梁曲げ終局強度計算値⁶⁾ ($=0.9A_t\sigma_yd$, A_t : 引張側梁主筋全断面積, d : 梁有効せい) 時の層せん断力を一点鎖線で示した。

図-3(a)~(c)には、接合部入力せん断力-せん断変形角関係を示す。せん断変形角は、接合部の四隅に埋め込んだボルト間の対角の相対変位により算出した。図には靱性保証型指針⁵⁾による接合部せん断強度を一点鎖線 ($\phi=1.0$ として算出)で、梁曲げ終局強度時接合部入力せん断力(設計用せん断力)を点線で示した。なお、接合部入力せん断力 V_j は以下の式により算出した。

$$V_j = (Q_b + Q_b') \cdot \{(L/j_b) - (L_b/h)\} / 2 \quad (1)$$

Q_b, Q_b' : 左右の梁せん断力実験値, L : 内法ス

パン長 ($=L_b - D_c$), L_b : スパン長, D_c : 柱せい, j_b : 梁の応力中心間距離 ($=7d/8$), h : 階高

鋼繊維無混入の J150-0 では、梁主筋 (1 段筋) の降伏とほぼ同時に $R=30/1000\text{rad}$. で最大耐力に到達した。最大耐力に到達する直前に、接合部せん断変形角 (γ) が急増する様子も確認された。 $R=30/1000\text{rad}$. の 2 サイクル目で大きく耐力が低下し、 $R=40/1000\text{rad}$. のピーク時には最大耐力の 85% 以下まで耐力低下すると共に接合部せん断変形角も大きく増加したため、加力を終了した。

鋼繊維 0.5% 混入の J150-0.5 も、 $R=30/1000\text{rad}$. で最大耐力に到達した。最大耐力は J150-0 の 1.28 倍であった。最大耐力時の接合部せん断変形角については、J150-0 の約

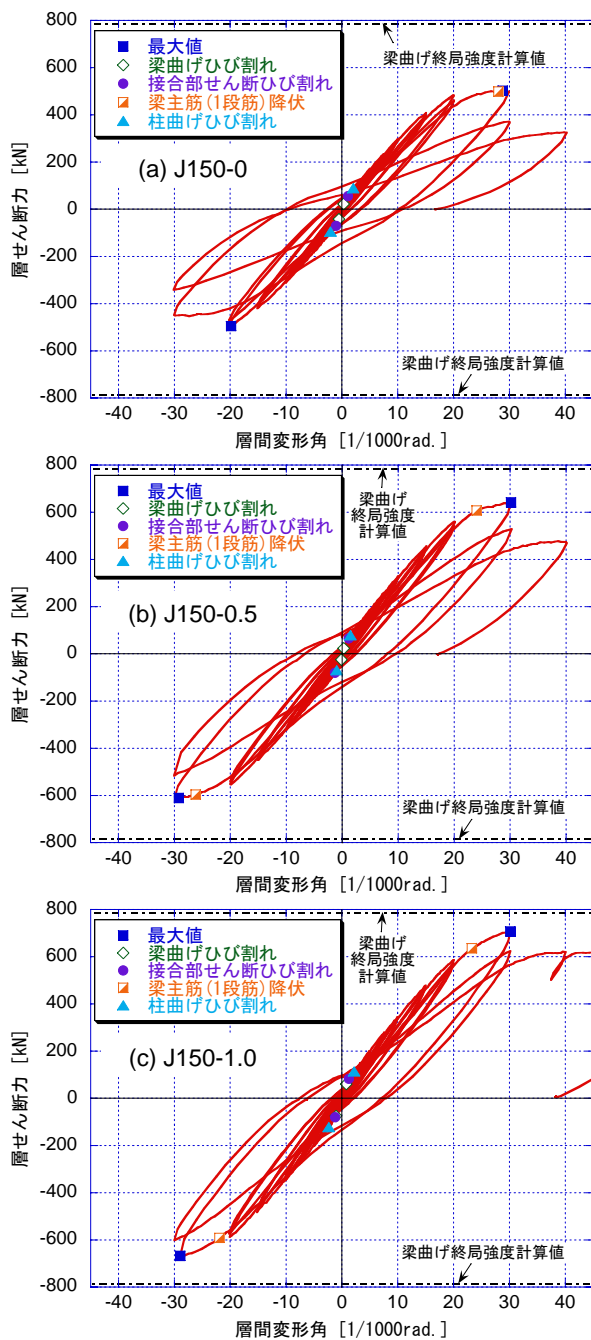


図-2 層せん断力-層間変形角関係

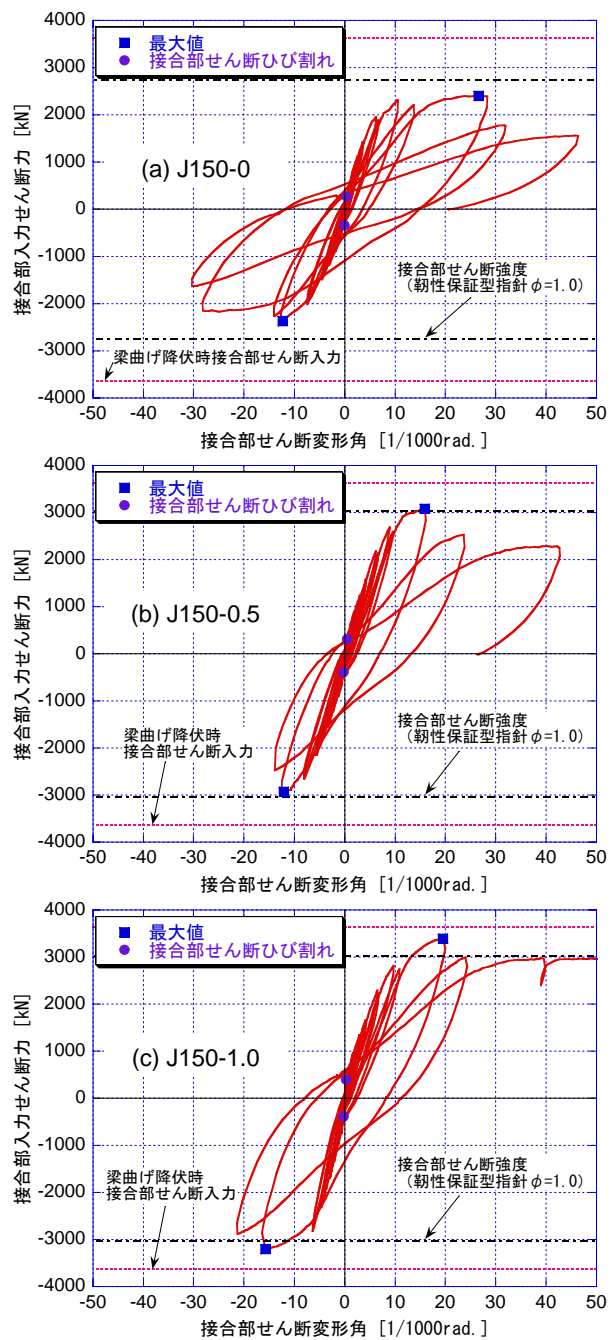


図-3 接合部せん断入力-せん断変形角関係

半分であった。J150-0と同様にR=30/1000rad.の2サイクル目で耐力が大きく低下し、接合部せん断変形角が急増する様子が確認された。R=40/1000rad.のピーク時には最大耐力の85%以下まで耐力低下すると共に、接合部せん断変形角が大きく増加したため加力を終了した。

鋼繊維1.0%混入のJ150-1.0も、最大耐力時の層間変形角はR=30/1000rad.であった。最大耐力はJ150-0の1.41倍であった。最大耐力発揮時に接合部せん断変形角が増加する傾向が確認されたが、大きな耐力低下は生じず、最大耐力の85%まで耐力低下した時点の層間変形角はR=65/1000rad.であった。このことから、鋼繊維を混入することによって、靱性が大きく改善されたことがわかる。

全ての試験体で損傷が接合部に集中していること、および梁主筋(1段筋)の降伏は観測されたものの、梁曲げ終局強度計算値には達しなかったこと、最終破壊時に接合部せん断変形角が急増したことから、全試験体の破壊モードは接合部せん断破壊型であったといえる。

4. 実験結果の検討

4.1 計算値との比較

表-5 にひび割れ発生時および最大耐力時の接合部せん断応力の実験値と計算値の比較を示す。計算には表-2 に示すコンクリート圧縮強度を用いた。なお、計算に用いた鋼繊維無混入コンクリートの引張強度は、 $f_t=0.47 \times \sigma_B^{1/2}=5.65\text{N/mm}^2$ であり、表-2 に示す割裂引張強度 $\sigma_t=6.16\text{N/mm}^2$ とほぼ同等の値を示していることから、ここで用いた引張強度の算定式は妥当であるといえる。実験値1は接合部有効断面積を文献5)を参考に(接合部有効幅 b_j) × (柱せい D_c) として、実験値2は文献7)を参考に有効断面積を(接合部有効幅 b_j) × (柱応力中心間距離 j_c) として求めた。

せん断ひび割れ荷重について、本実験ではいずれも計算値を下回る結果となった。これには、文献7)にあるように自己収縮応力の影響があるものと考えられるが、実験値1に比べ実験値2の方がやや適合性が高い傾向が見られた。このことから、せん断ひび割れ強度の算定にあたっては接合部パネルを j_b, j_c で囲まれた部分と定義し、パネル厚を b_j として算定した方が良いと考えられる。また、鋼繊維混入量の増加にしたがって実験値と計算値の対応が良くなる傾向が見られた。

図-4 にコンクリート圧縮強度と接合部最大せん断応力 τ_j の関係を、既往の研究^{8~11)}で接合部せん断破壊した試験体(いずれも鋼繊維は混入されておらず、接合部せん断補強筋は配置されている)の結果と併せて示す。文献8)~11)の τ_j についても、式(1)で算出した接合部入力せん断力 V_j を(接合部有効幅 b_j) × (柱せい D_c) で除して求めた。

既往の研究およびJ150-0では $\phi=1.0$ として算定した靱性保証型指針⁵⁾の計算値を下回っているが、J150-0.5, J150-1.0 は計算値を上回る結果となった。既往の研究および鋼繊維無混入のJ150-0で計算値を下回った原因として、コンクリートの高強度化に伴い骨材のかみ合わせ効果が消失したこと、破壊が局所化したこと等⁷⁾によって、想定している斜め圧縮ストラットの有効断面積が小さくなり、計算耐力を発揮できなかったと考えることができる(図-5(a))。一方、鋼繊維を混入したJ150-0.5, J150-1.0 ではひび割れの分散性が見られたこと、最大耐力時の接合部せん断変形角が鋼繊維無混入のJ150-0に比

表-5 計算値との比較

		J150-0	J150-0.5	J150-1.0
接合部せん断ひび割れ発生時せん断応力 τ_{cr}	実験値1[N/mm ²]	2.8	3.3	4.0
	実験値2[N/mm ²]	3.9	4.7	5.6
	計算値*1[N/mm ²]	6.3	6.9	6.9
	実験値1/計算値*1	0.44	0.48	0.59
	実験値2/計算値*1	0.62	0.68	0.82
接合部せん断強度 τ_j	実験値1[N/mm ²]	25.1	32.2	35.4
	R/1000rad.]	28.8	30.2	30.2
	計算値*2[N/mm ²]	26.0	28.9	28.8
	実験値1/計算値*2	0.97	1.11	1.23

*1: 文献5)式 $\tau_{cr}=(\sigma_0 \cdot f_t + f_t^2)^{1/2}$, $\sigma_0=N/(BD)$, $f_t=0.47 \sigma_B^{1/2}$

*2: 文献5)式 $\tau_j=0.8 \cdot \sigma_B^{0.7}$

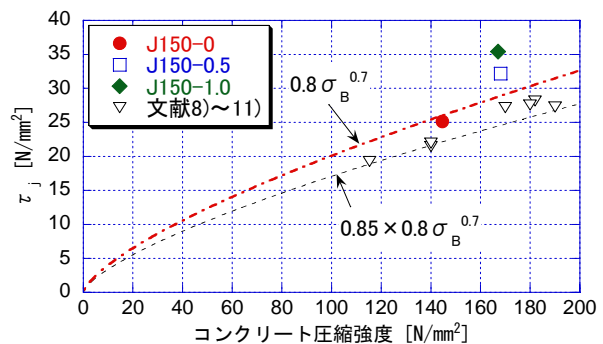


図-4 接合部せん断強度

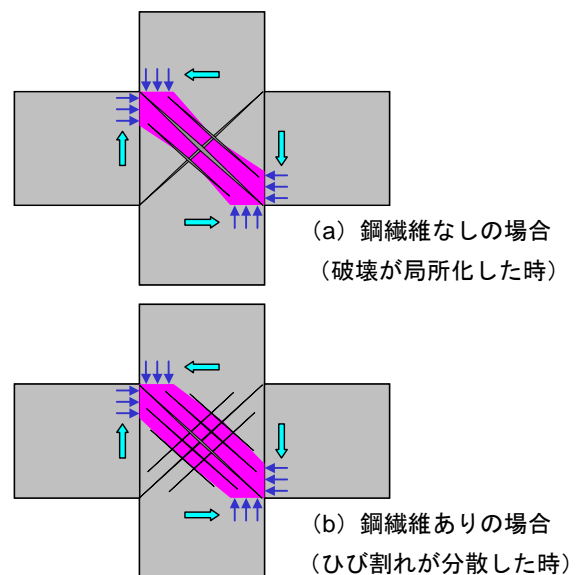


図-5 斜め圧縮ストラットの大きさの違い

べ小さかったことから、破壊の局所化が防止されたと考えられる。このことによって、斜め圧縮ストラットの有効断面積が拡がり、計算耐力を發揮したものと推察される(図-5(b))。また、鋼繊維混入量の増加に従って、実験値と計算値の比も増加する事が確認された。これは、鋼繊維混入量が多いほど、ひび割れ間の架橋効果によって、斜めストラットの有効断面積、および見かけの有効圧縮強度(基準強度)が上昇したためと考えることができる。

4.2 包絡線の比較

図-6に全試験体の接合部せん断応力と接合部せん断変形角関係の包絡線を示す。ここでは、縦軸の接合部せん断応力を $0.8\sigma_B^{0.7}$ で割って基準化した。

いずれも最大値付近まで直線的に増加する傾向が見られ、その傾きにはコンクリート強度の違いや鋼繊維の有無による違いはほとんど見られなかった。最大耐力は鋼繊維無混入のJ150-0、0.5%混入したJ150-0.5、1.0%混入のJ150-1.0の順に増加し、変形性能はJ150-0とJ150-0.5はほとんど同等であったが、J150-1.0では $\gamma=70/1000\text{rad}$ もの大きな変形まで $0.8\sigma_B^{0.7}$ を保持しつづけた。

ここで、図-7に各試験体の正側の層間変形角1回目ピーク時の変形割合の推移を示す。梁曲げ変形は変位計により計測した梁の曲率より算出し、接合部の変形はせ

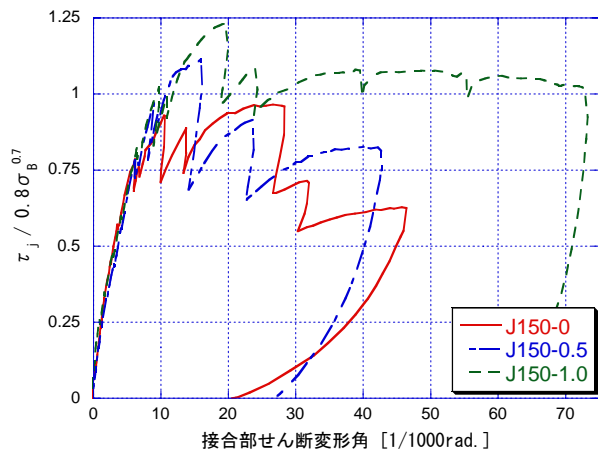


図-6 包絡線の比較 ($\tau_j-\gamma$ 関係)

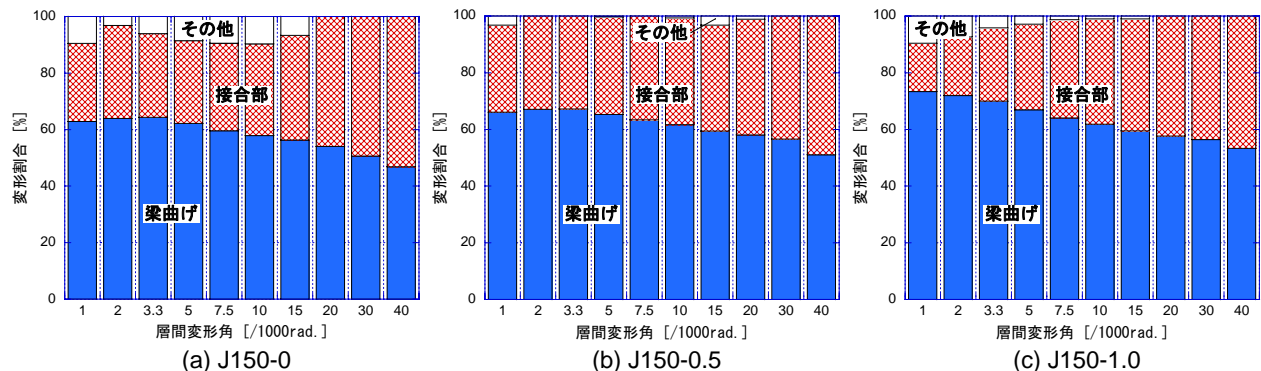


図-7 変形割合の推移

ん断変形角より求めた。その他の変形成分は全体変形から梁曲げ変形と接合部の変形を差し引いたものである。

鋼繊維無混入のJ150-0および0.5%混入のJ150-0.5においては、 $R=0\sim 7.5/1000\text{rad}$ 程度まで接合部の変形割合がほぼ30%で一定のまま推移したのに対し、1.0%混入したJ150-1.0の接合部変形割合は、载荷初期は20%弱であったが、層間変形角が大きくなるに従って増加する傾向が見られた。J150-0、J150-0.5では $R=20/1000\text{rad}$ 付近から接合部変形割合が増加しはじめ、 $R=40/1000\text{rad}$ で接合部の変形割合が約50%を占める結果となった。J150-1.0でも $R=40/1000\text{rad}$ では、接合部の変形割合が約45%となった。

層間変形角の大きい領域では、全体変形に占める接合部変形割合にほとんど差がないのにもかかわらず、J150-1.0では大きな靱性を示したことから、体積比1%の鋼繊維を混入することによって、接合部にせん断補強筋を配置しなくても接合部のせん断変形能力が大きく改善されることが確認されたといえる。

4.3 履歴性状の比較

各試験体の履歴特性を比較するため、2サイクル目の層せん断力-層間変形角関係より算出した等価粘性減衰定数(h_{eq})と層間変形角の関係を図-8に示す。

図より、変形が小さい領域では、鋼繊維を1%混入したJ150-1.0、0.5%混入したJ150-0.5、無混入のJ150-0の順に h_{eq} が小さくなる傾向が見られた。 $R=15/1000\text{rad}$ で各試験体の h_{eq} の値はほぼ等しくなり、それを超えると逆に h_{eq} の値は、 $J150-1.0 < J150-0.5 < J150-0$ となった。

ここで、図-9に $R=\pm 3.3/1000\text{rad}$ 、2サイクル目の定常ループを示す。図の縦軸は、それぞれ $R=+3.3/1000\text{rad}$ ピーク時の層せん断力で基準化している。

図より、負側の残留変形がJ150-0、J150-0.5、J150-1.0の順に僅かではあるが大きくなっている事が確認できる。この影響により、 h_{eq} の値に差が生じたと考えられる。残留変形の違いが異なる原因として、高強度コンクリートでは、ひび割れ面が平滑な状態となるため、層間変形角の小さな領域では、鋼繊維を混入していないJ150-0

では除荷時にひび割れがほぼ閉じてしまうのに対して、鋼繊維を混入したものはひび割れ間に鋼繊維が存在することにより、ひび割れが閉じにくくなり、除荷時に変形が残ったものと考えられる。層間変形角が大きくなるに従って、それぞれ破壊が進行し、それに伴って損傷の最も激しい鋼繊維無混入の J150-0 の h_{eq} の値が大きくなったと推察される。

5. まとめ

鋼繊維を混入した超高強度 RC 柱梁接合部のせん断耐力を把握することを目的とした実験を行い、以下の知見を得た。

- (1) 鋼繊維を混入することにより、接合部コンクリートのひび割れが分散する傾向が見られた。また、コンクリートの剥落も抑えられることが確認された。
- (2) 鋼繊維混入量の増加に従って、接合部せん断強度は上昇する。鋼繊維無混入の場合、靱性保証型指針の設計式では危険側の評価になる可能性があるのに対して、鋼繊維を混入した場合は上記設計式で評価することが可能である。
- (3) 接合部せん断ひび割れ強度も鋼繊維を混入することで上昇する。いずれも計算値を下回る結果となったが、この原因としては自己収縮応力の影響があるものと考えられる。
- (4) 鋼繊維を混入した場合、鋼繊維を混入しない場合よ

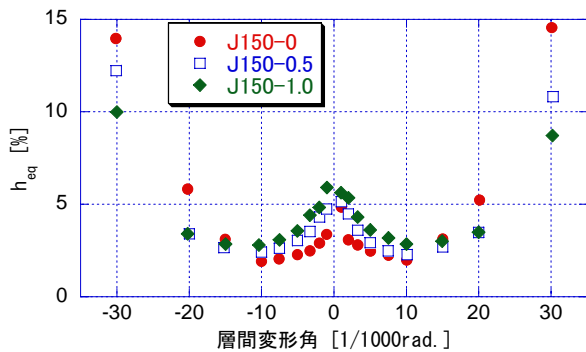


図-8 等価粘性減衰定数

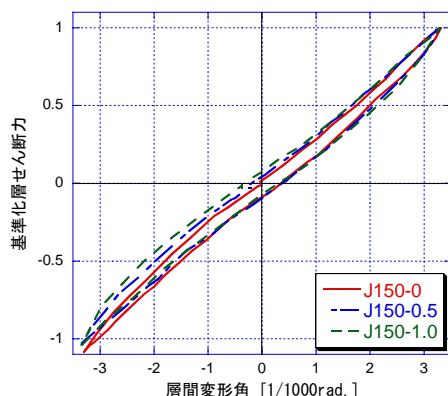


図-9 R=±3.3/1000rad.ループ形状 (2 サイクル目)

りも圧縮ストラットの有効断面積、および見かけの有効圧縮強度 (基準強度) が上昇したためせん断耐力が向上した可能性がある。

- (5) 鋼繊維を体積比 1% 混入することによって、接合部のせん断変形能力が大きく向上する。鋼繊維をせん断補強筋の代わりに用いることができる。

今後、鋼繊維混入コンクリートの耐力上昇メカニズムを解明するためには、更なるデータ分析や解析的検討、新しい力学モデル¹²⁾での検討等を進める必要がある。

参考文献

- 1) 上田忠男ほか：最高階数 59 階の超高層集合住宅の設計と施工，コンクリート工学，Vol.45，No.3，pp.39-44，2007.3
- 2) 高津比呂人ほか：鋼繊維を混入した超高強度鉄筋コンクリート柱部材に関する実験的研究，竹中技術研究報告，No.58，2002
- 3) 木村秀樹ほか：超高強度鋼繊維コンクリートを用いた RC 柱の高軸力下における力学性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.27，No.2，pp.685-690，2005.6
- 4) 鴉越元紀ほか：Fc150N/mm² 超高強度コンクリートの超高層集合住宅への適用(その 1) Fc150N/mm² 超高強度コンクリートの調査検討，日本建築学会学術講演梗概集，材料施工，pp.41-42，2007.8
- 5) 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
- 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，1990.10
- 7) 日本コンクリート工学協会：高強度コンクリート構造物の構造性能研究委員会報告書 4 章，2006.7
- 8) 増田安彦ほか：超高強度コンクリート(120N/mm² 級)を使用した RC 架構の耐震性能に関する研究，日本建築学会学術講演梗概集，構造IV，pp.839-842，2004.8
- 9) 岩岡信一ほか：超高強度鉄筋コンクリート構造の柱梁接合部実験，日本建築学会学術講演梗概集，構造IV，pp.489-490，2003.9
- 10) 丸田誠ほか：170N/mm² を超える高強度コンクリートを用いた内柱梁接合部の挙動，コンクリート工学年次論文集，vol.26，No.2，pp.469-474，2004.7
- 11) 岩岡信一ほか：超高強度鉄筋コンクリート構造の柱梁接合部実験 その 3 Fc=150N/mm² 級柱梁接合部のせん断耐力，日本建築学会学術講演梗概集，構造IV，pp.489-490，2005.9
- 12) 塩原等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：見逃された破壊機構，日本建築学会構造系論文集，vol.73，No.631，pp.1641-1648，2008.9