

論文 鋼繊維補強 RC 柱のせん断破壊実験と解析

松尾庄二*1・柳 博文*1・土井至朗*1

要旨: 鉄筋コンクリート構造物において、鋼繊維によるせん断補強効果を定量的に評価するための一段階として、せん断破壊するように設計した柱供試体による水平交番載荷実験を行った。実験結果から鋼繊維補強 RC 供試体がせん断破壊する条件について検討した。さらに、破壊力学に基づく非線形有限要素解析により実験のシミュレーションを行い、引張軟化曲線によるせん断耐力の差違について論じた。

キーワード: 鋼繊維補強コンクリート, 交番載荷実験, せん断破壊, 破壊力学

1. はじめに

鉄筋コンクリート (RC) 構造物において、鋼繊維を混入した鋼繊維補強コンクリートを用いた場合、普通コンクリートと比較するとせん断耐力等が大幅に改善することが報告されている¹⁾。過去、このせん断補強効果に関して定量的な研究をなされた例²⁾はあるが、算定式の確立には至っていない。その一因としては、実際に使用されている鋼繊維が形状・寸法ともに多様であり、補強効果に関して簡潔な定式化がなされていないということがあげられる。

せん断補強効果の主たる要因は、ひび割れ面における鋼繊維の架橋作用による応力伝達である。ひび割れ面における伝達応力とひび割れ開口幅との関係はコンクリートの破壊力学における重要なパラメータである引張軟化曲線として知られるが、これは鋼繊維の種類・混入量などにより大きく異なる。したがって、鋼繊維によるせん断補強効果もまた繊維種別・混入量（言いかえるとひび割れ面に存在する鋼繊維本数）に左右されると考えられる。

本研究においては、実験的にせん断補強効果が確認されている鋼繊維を用いて、試験体がせん断破壊する実験を行うことにより、せん断補強効果の程度を確かめることとした。実験は、片持ち梁形式の柱試験体を用いた水平交番載荷

実験とした。ただし、試験体には軸力が作用しないものとした。

また、引張軟化曲線を組み込んだ非線形有限要素解析によるシミュレーションを行い、実験結果との比較を試みることにより、引張軟化曲線によるせん断耐力の差違についても検討を加えた。

2. 実験の概要

2.1 鋼繊維補強コンクリート

実験に使用した鋼繊維は、実施工に供されなかつ交番載荷実験によりせん断補強効果を有することが報告されているという点から、両端フック付きで繊維長 30 mm、公称径 0.6 mm のものとした。また同様に繊維混入量についても体積百分率で 1% とした。鋼繊維補強コンクリートの配合は表-1 に示すとおりである。これは JIS に定める 24-18-20N の普通コンクリートをベースに、文献³⁾にしたがって配合補正を行ったものである。

鋼繊維補強コンクリートは、試験体打設時に同一パッチから直径 100 mm、高さ 200 mm の円柱供試体および 100×100×400 mm の直方体供試体を作製し、一軸圧縮試験および直接引張試験を行うことにより、解析に用いる圧縮側の応力-ひずみ関係や引張軟化曲線を定めるものとした。

*1 鉄建建設(株)エンジニアリング本部技術研究所構造・解析グループ (正会員)

表-1 鋼繊維補強コンクリート配合表

G _{max} (mm)	スランプ [°] (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位使用量 (kg/m ³)					
					水	セメント	細骨材	粗骨材	鋼繊維	混和剤
20	18	4.5	56	55	183	327	934	797	80	0.870

表-2 試験体一覧

試験体番号	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4
軸方向鉄筋径	D19	D25	D32	D25
軸方向鉄筋材質	SD295A	SD390	SD390	SD390
引張鉄筋比	1.02%	1.81%	2.84%	1.81%
せん断スパン比	3.2	3.2	3.2	4.5
せん断耐力 (kN)	182.7	262.0	315.7	262.0
曲げ耐力 (kN・m/m)	157.2	325.9	493.0	325.9
せん断スパン長 (m)	1.120	1.120	1.120	1.575
せん断余裕率	1.302	0.900	0.717	1.266

表-3 鉄筋の引張試験結果

呼び径	規格	降伏強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	適用試験体
D19	SD295A	378	0.00175	555	222	No. 1
D25	SD390	448	0.00225	642	202	No. 2, No. 4
D32	SD390	415	0.00204	592	223	No. 3

2.2 試験体の諸元

試験体は表-2に示す4体を用意した。本実験はせん断破壊が目的であるため、各試験体のせん断スパン内には軸方向鉄筋のみを配置した。No.1からNo.3の3試験体は断面寸法・鉄筋位置は同じであるが、鉄筋の材質・寸法を変えることによりせん断余裕率を変化させたものである。これに対してNo.4試験体は、No.2試験体と同一配筋でせん断スパン比のみを大きくした。鉄筋の引張試験結果は表-3に示すとおりである。また、試験体柱部は図-1に示すように400×400mmの矩形断面とした。

せん断余裕率は、せん断耐力にせん断スパン長を乗じて曲げ耐力で除したもので表される。ただし、各耐力は以下の方法で求めた。曲げ耐力の算出に関しては、ひび割れ断面において鋼繊維補強による引張応力を考慮した応力-ひずみの関係を用いた。ただし、鋼繊維補強コンクリートの引張軟化関係としては文献⁴⁾のパラメータを用いた。また、せん断耐力については、鋼繊維補強コンクリートの圧縮側および軸方向

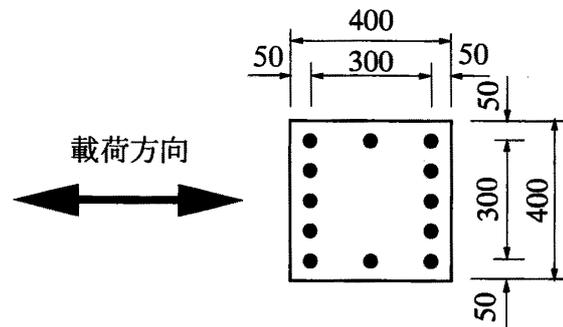


図-1 試験体柱部断面

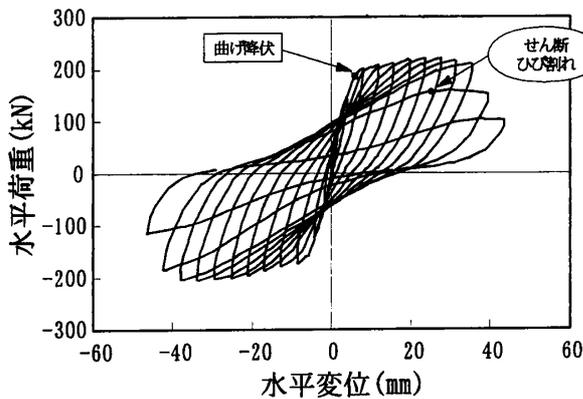
鉄筋の応力-ひずみ関係をいずれも完全弾性と仮定した非線形有限要素解析により求めた。なお、ここで用いた有限要素解析法については4章で後述する。

2.3 荷重方法

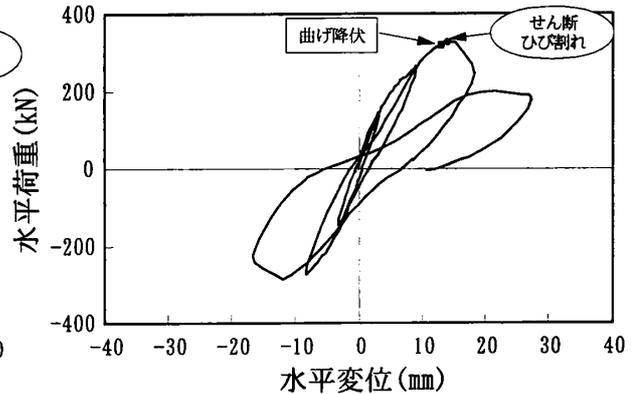
本研究では軸力が作用しない条件下での水平交番荷重実験を行った。正負側ともに、主鉄筋ひずみが降伏ひずみの1/2に達するまでの荷重を行った後、降伏変位(主鉄筋ひずみが降伏ひずみに達した時の変位)の整数倍の変位を順次段階的に試験体に加えていった。

表-4 交番載荷実験結果一覧

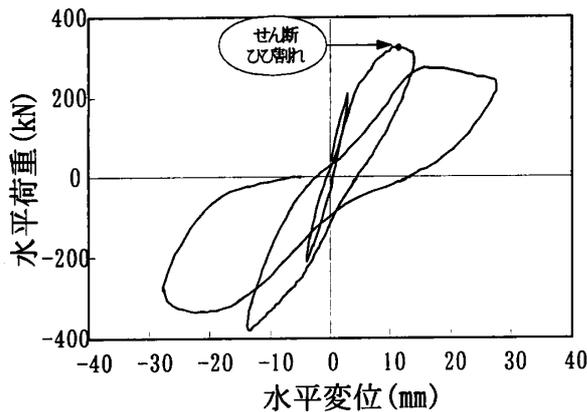
試験体	コンクリート強度 (N/mm^2)	降伏荷重 (kN)	降伏時 変位 (mm)	最大荷重 (kN)	最大荷重時 変位 (mm)	最大荷重時 鉄筋ひずみ	破壊形態
No. 1	30.6	187.6	6.0	220.0	23.3	0.0204	曲げせん断
No. 2	30.3	322.9	13.0	329.5	14.0	0.0026	せん断
No. 3	28.6	—	—	325.9	11.4	0.0016	せん断
No. 4	29.5	214.1	15.2	265.6	33.5	0.0171	付着割裂



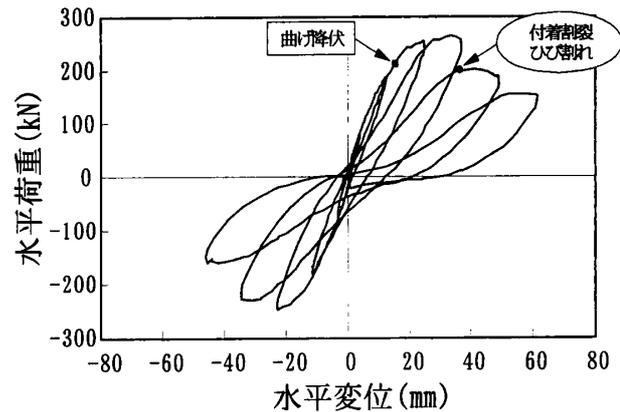
(a) 試験体 No. 1



(b) 試験体 No. 2



(c) 試験体 No. 3



(d) 試験体 No. 4

図-2 交番載荷実験結果：荷重-変位曲線

3. 実験結果

3.1 交番載荷実験

表-4に交番載荷実験結果の一覧を示す。また、図-2に各試験体の荷重-変位曲線を示す。ただし、縦軸は水平方向の載荷重、横軸は載荷点高さでの水平変位とした。

No.1 試験体は、設定せん断余裕率 1.3 で曲げ降伏先行型である。実験では、変位 6.0 mm (荷重 187.6 kN) で全ての引張側主鉄筋ひずみが降伏ひずみを上回った。曲げ降伏以降も 10 サイクル目までは荷重を保持しつつ変形が進行し、

部材回転角 (水平変位をせん断スパンで除した値) は 0.0317 を示した。しかし、11 サイクルの途中で斜めひび割れが発生し、最終的な破壊形態は曲げ降伏後のせん断破壊となった。

筆者らが行った、せん断補強筋を有しない鋼繊維補強 RC 柱の交番載荷実験¹⁾においては、部材回転角 0.0583 と大きな変形に至ってもせん断破壊は生じなかった。その試験体のせん断スパン比や引張鉄筋比等は本研究の No.1 試験体とほぼ同程度であるが、側方鉄筋を有していることが相違点である。また、使用した鋼繊維

表-5 土木学会式との比較

試験体	最大荷重 P_{max} (kN)	コンクリートの分担する せん断耐力： V_{cd} (kN)	P_{max}/V_{cd}	V_{cd} を用いた せん断余裕率
No. 1	(220.0)	105.8	(2.08)	0.75
No. 2	329.5	128.0	2.57	0.44
No. 3	325.9	148.6	2.19	0.34
No. 4	(265.6)	128.0	(2.08)	0.62

および鋼繊維補強コンクリートは材料試験により今回のものとほぼ同等の性能を有することが確認されていた。したがって両者の比較からは、載荷方向に平行する軸方向鉄筋間隔が大きいため、斜めひび割れに対する抵抗がより小さくなってしまい曲げ降伏後にせん断破壊が生じたとも考えられる。

No. 2 試験体はせん断余裕率 0.9 で、曲げ降伏とせん断破壊とがほぼ同時に発生するように設定した。実験でも、3 サイクル目の水平変位 13.0 mm (荷重 322.9 kN) で軸方向鉄筋ひずみが降伏ひずみを上回ったが、直後に斜めひび割れが発生し急激に荷重が低下した。4 サイクル目の載荷では、荷重は最大時の 6 割程度しか保持できなかった。

No. 3 試験体はせん断破壊先行型として設計した。実験においても、軸方向鉄筋の引張ひずみが最大で 0.16% (<降伏ひずみ=0.20%) とかなり低い段階でせん断破壊に至った。この時の最大荷重は 325.9 kN で、No. 2 試験体の最大荷重 329.5 kN とほぼ同じであった。

No. 4 試験体は、実構造物においても見かけられる 4.5 のせん断スパン比を有する試験体である。柱部の断面寸法・配筋は No. 2 試験体と同一であるが、せん断スパン比が約 1.4 倍であるため、その効果によりせん断破壊が生じないものと想定された。実際に、水平変位 15.2 mm (荷重 214.1 kN) での引張主鉄筋降伏時においてもせん断破壊は生じなかった。しかし、4 サイクル目までは順調に変形が進行したが、5 サイクル目の変位 36.6 mm (荷重 203.2 kN) 時に軸方向鉄筋に沿ったひび割れが進展・開口し、付着割裂破壊となった。

3. 2 設計せん断耐力

表-5 に実験結果における最大荷重と、土木学会コンクリート標準示方書設計編 [平成 8 年制定] によるコンクリートの分担するせん断耐力 V_{cd} (以下、土木学会式と称する) との比較を示す。ただし、土木学会式の計算に際しては部材係数 $\gamma_b=1.0$ とした。また、No. 1 および No. 4 試験体については破壊形態が単純なせん断破壊ではなかったため、括弧で囲んだ。

せん断破壊により終了した No. 2, No. 3 試験体の場合、最大荷重 (せん断破壊荷重) P_{max} は土木学会式を大きく上回っており、その比率は 2 を超えている。また、曲げ降伏後にせん断破壊した No. 1 についても、表-2 中の曲げ耐力とせん断耐力の比率から逆算したせん断力と土木学会式との比は 2.42 となり、No. 2, No. 3 の場合と類似した値を示している。すなわち、鋼繊維補強コンクリートの分担するせん断耐力は土木学会式の 2 倍程度に相当すると考えてよい。

ところで、既往の研究例を見ると鋼繊維によるせん断補強効果に関しては、鋼材による補強と類似した拘束作用に着目し、定式化を試みられている。確かに拘束作用は鋼繊維の主要な補強効果の一つであるが、また鋼繊維の混入によりかぶりコンクリートやコアコンクリートの性質そのものが改善される点も無視できない。したがって、ここではコンクリートの分担分のみに着目して、鋼繊維補強コンクリートの分担せん断力を普通コンクリートの 2 倍と仮定したうえで、部材の破壊モード判定の検討を試みた。

表-6 に計算結果の一覧を示す。ただし、No. 1 ~ No. 3 が今回の実験結果であり、Case-1 ~ Case-3 の 3 体は筆者らの報告中の実験結果で

表-6 破壊モードの判定

試験体	$V_{mu}/b_w d$ (N/mm ²)	$V_{yd}/b_w d$ (N/mm ²)	V_{yd}/V_{mu}	部材回転角	破壊モード
No. 1	0.915	1.094	1.196	0.0317	曲げせん断
No. 2	2.338	1.319	0.564	0.0125	せん断
No. 3	3.319	1.503	0.453	0.0102	せん断
Case-1	1.265	1.699	1.343	0.0453	曲げ
Case-2	0.880	1.273	1.447	0.0700	曲げ
Case-3	1.075	1.398	1.301	0.0446	曲げ

ある。なお、No. 4 試験体については破壊モードが特殊なため除外した。用語の定義は以下のとおりである。

V_{mu} : 部材が曲げ耐力 M_u に達する時の部材各断面のせん断力

V_{yd} : 各断面の設計せん断耐力 (部材係数 $\gamma_b=1.3$ を用いた)

b_w : 部材幅

d : 有効断面高さ

ただし、 V_{mu} の計算においては鋼材の実降伏強度を用い、また降伏後の接線弾性係数はひずみ硬化を考慮して初期弾性係数の1/100とした。

計算結果が1.1を上回るものは、部材回転角が0.03を上回っており単純なせん断破壊モードとはならなかった。すなわち、破壊モードの判定において、上述の鋼繊維補強コンクリートが分担するせん断力に関する仮定は妥当であると判断できる。ただし、この妥当性は本研究と同等の条件 (鋼繊維種類、鋼繊維混入率等) の場合に限定されることはいままでのない。

4. 有限要素法による解析

4.1 解析概要

前章における鋼繊維補強コンクリートの分担せん断力に関する提案は限定された条件下のものであり、より一般的な方向に拡張するため渡辺らが提案した⁵⁾有限要素解析によるシミュレーションを行った。この解析手法はコンクリートの破壊力学に基づくもので、ひび割れ面での引張応力の軟化とひび割れの局所化およびひび割れ面で伝達されるせん断力を考慮した解析モデルを用いることにより、RC部材の斜めひ

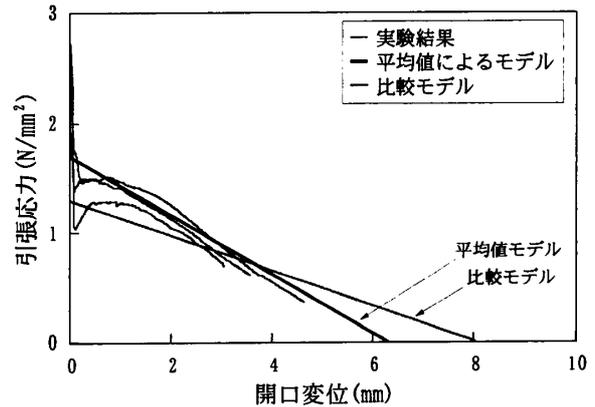


図-3 引張軟化曲線

び割れ発生・進展過程を追跡可能としたものである。この渡辺らのモデルに鋼繊維補強コンクリートおよび鉄筋に関して実験的に求めた材料特性を組み込んで解析を行った。

4.2 引張軟化曲線

材料特性の中で重要なものとして鋼繊維補強コンクリートの引張軟化曲線があげられる。引張軟化曲線は鋼繊維の種類・混入率等により明確に異なるもので、せん断補強効果に関してもその相違が効果的であると考えられる。

本研究においては100mm角柱供試体を用いた直接引張試験結果から得られた引張軟化曲線を用いて解析を行った。引張軟化曲線としては試験結果の平均値から2直線モデルを決定した。また、引張軟化曲線の相違が解析結果に与える影響を調べるために、平均値に基づく2直線モデルと破壊エネルギーが等しく軟化勾配が異なる別の2直線モデルによる解析も行った。図-3に直接引張試験結果および引張軟化曲線を示す。

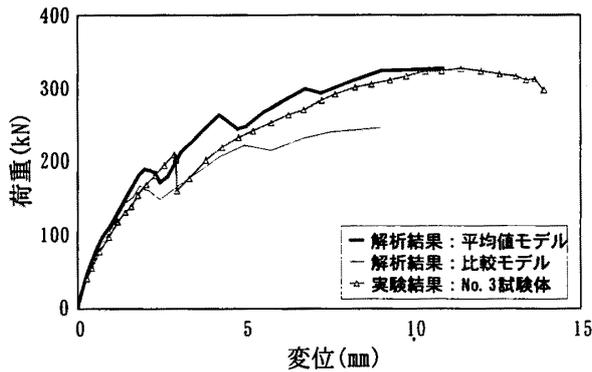


図-4 引張軟化曲線による解析結果の相違

4. 3 解析結果

解析結果を図-4および図-5に示す。図-4は No. 3 試験体について行った、異なる引張軟化曲線を用いた解析結果である。ただし、図中の実験結果は正側の荷重包絡線で示した。解析結果の比較では、直接引張試験の平均値を用いたモデルの方が実験結果をよりよく再現している。比較モデルの方は破壊エネルギー自体は等しいにもかかわらず、最大荷重が低い結果となった。このことは、2直線モデルの勾配変化点の大小が最大荷重に影響することを意味する。すなわち、鋼繊維による伝達応力が小さいとせん断耐力は小さくなる、したがってこのような繊維を用いた場合せん断補強効果が低いと予想される。

図-5は付着割裂破壊した No. 4 試験体について平均値モデルを用いた解析結果である。解析結果では、水平変位が実験結果より少し小さくでているものの最大荷重は比較的一致している。また、解析は一方向荷重のみで行ったためひび割れは片方にしか入っていないが、軸方向鉄筋に沿ったひび割れをよく再現している。

5. まとめ

本研究においては、せん断余裕率を変化させた試験体を用いることにより、鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱の交番荷重実験を行った。各試験体は、曲げせん断、せん断、付着割裂と異なる破壊形態を示し、このことから今回の試験条件、すなわち両端フック付き繊維を体積百分

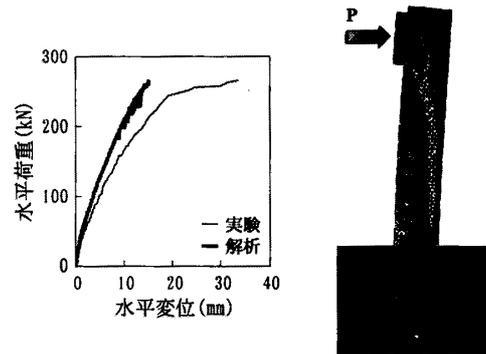


図-5 解析結果：No.4 試験体

率で1%補強した場合の鋼繊維補強コンクリートのせん断分担が普通コンクリートの場合のおよそ2倍に相当することを示した。

さらに、ひび割れの進展を考慮した非線形有限要素解析により、実験結果をよく再現できること、また、引張軟化曲線によりせん断耐力が異なることを示した。このことから、種々の鋼繊維種類・混入率について、解析によるせん断補強効果の定量的な解明の進展が期待できる。

参考文献

- 1) 益田彰久・松岡 茂・松尾庄二・武田康司：鋼繊維補強コンクリート柱の交番荷重試験、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 19, No. 2, pp. 1521-1526, 1997. 6
- 2) 永坂具也・岩倉知行・松原澄行・柳沢 学：S F R C 部材のせん断挙動に関する研究（その20. 柱のせん断耐力の推算式）、建築学会大会学術講演梗概集（北海道）、pp. 541-542, 1986. 8
- 3) 土木学会編：鋼繊維補強コンクリート設計施工指針（案）、1983. 3
- 4) 松岡 茂・松尾庄二・益田彰久・柳 博文：鋼繊維補強コンクリートの引張特性試験法に関する研究、土木学会論文集 No. 564/V-35, pp. 145-153, 1997. 5
- 5) 渡辺忠朋・松岡 茂・武田康司：破壊力学に基づくRC部材のせん断耐力の研究、土木学会論文集 No. 592/V-39, pp. 25-36, 1998. 5