

論文 ポリアリレート繊維シートと薄肉鋼板で補強した RC 柱の耐震性能に関する研究

徳永 賢駿*1・渡邊 公美*2・荒木 秀夫*3

要旨: 現在鉄筋コンクリート造既存建築物の柱の補強工法として、鋼板と連続繊維シートを併用して使用する新しい補強工法が提案されている。この工法を使用する際、一般的にはアラミド、炭素及びガラス繊維などの繊維シートが使用される。そこで本研究では新しい繊維として、高強力ポリアリレート繊維を用いて鉄筋コンクリート柱部材の抵抗機構の解明について柱部材実験により検証した。その結果、鋼板と連続繊維シートを併用し、柱全面を補強することにより既存 RC 柱に対して横拘束力が生じ、耐力、靱性能ともに格段に向上することが明らかとなった。

キーワード: 既存鉄筋コンクリート柱, 耐震補強, 耐震性能, 連続繊維シート, 薄肉鋼板

1. はじめに

わが国では、数々の震災経験から、様々な補強方法が提案されてきた。従来の鉄筋コンクリート造既存建築物の柱の補強工法として、鋼板巻き立て及び連続繊維シート巻き立てによる方法があるが、前者は鋼板相互を現場溶接しなければならず、また鋼板の重量が大きいので、重機が必要になり、工事費が高くなる等の欠点が存在する。一方、連続繊維巻き立て工法は、前者に対して施工性は優れているが、接着性能の限界や局所的なひずみの発生により、繊維自身の持つ高い引張強度を十分に発現できないことが指摘されている。

そこで、鋼板と連続繊維シートを併用して使用する新しい補強工法が提案されている¹⁾。鋼板を薄くし、かつ分割することによって軽量化を図り重機を不要とすることができ、連続繊維シートで薄肉鋼板を巻き立てることで、鋼板同士の溶接を不要とすることができる。工事費も軽減され、両者を個々に用いるときに生じる欠点を改善することが可能となる方法である。また、従来型の巻き立て工法は、柱のせん断破壊を防止し、靱性の改善に有効であるが、曲げ耐力の増加には寄与しないとされ

ている。一方、本工法は鋼板および連続繊維シートによって柱端部の断面を拘束し、柱端部にスリットを設けず柱全高を巻き立てることによって曲げ耐力の増大の可能性について検討するものである。

本研究では曲げ破壊先行型の柱試験体を作製し、鋼板及び繊維シート併用工法によって柱全面に亘って補強を行う。そして、それらの補強方法がその最大耐力や靱性能に与える影響を実験的に検証し、抵抗機構について検討する。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体一覧を表-1に、その概要を図-1に示す。共通条件は既存 RC 柱部分で、断面は実構造物部材のスケールを 1/3 に縮小したもので、断面 300mm×300mm、柱内法高さ 1260mm (せん断スパン比 2.10) である。コンクリートの設計基準強度 $f_c=21\text{N/mm}^2$ である。主筋及びせん断補強筋にはそれぞれ、8-D13(SD295A)及び D10@200(SD295A)の鉄筋を使用し(主筋比 $p_f=1.13\%$ 、帯筋比 $p_w=0.24\%$)、曲げ破壊先行型とした。

表-1 試験体一覧

試験体名称	柱断面		コンクリート 設計基準強度 (N/mm^2)	鋼板 厚さ (mm)	繊維シート		グラウト 厚さ (mm)	備考
	補強前 (mm)	補強後 (mm)			呼び強度 (tonf/m)	巻き数		
N-0-0	—	—	21	—	—	—	—	—
SF-1.6-2	300 ×	340		1.6	90	2	20	—
SF-1.6-1		×			180	1		—
SF-2.3-2	300	340		2.3	90	2		—
SF-2.3W-2		340			90	2		端部全面溶接

*1 広島大学大学院工学研究科 大学院生 (正会員)

*2 広島大学工学部第四類 学部生

*3 広島大学大学院工学研究科 准教授・工博 (正会員)

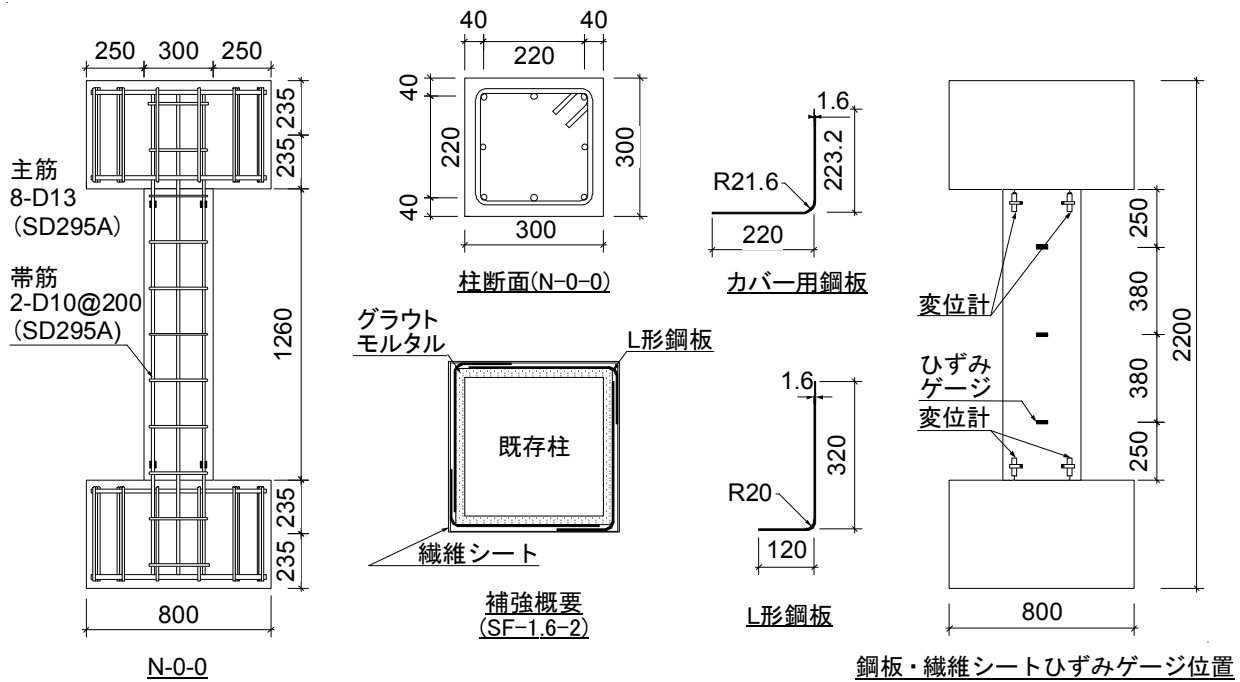


図-1 試験体概要、ひずみゲージ測定位置例

表-2 コンクリートの調合計画

呼び強度	水セメント比[%]	細骨材率[%]	スランブ [mm]	空気量 [%]	単位量 [kg/m ³]				
					セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤
Fc21	67	48	18	3.5	288	194	852	933	2.88

なお、すべての試験体において、補強による影響を比較することが目的であるため、5 試験体の配筋に差異はない。表-1 に示すように N-0-0 を無補強とし、残り 4 体の試験体については、鋼板を既存柱表面から 20mm 離して設置し、エポキシ樹脂系接着剤を用いて幅 100mm の繊維シートを巻き付けた。一般的に鋼板と繊維シートを併用して補強する際、アラミド、炭素及びガラス繊維シートが用いられるが、本研究ではアラミド系繊維と同等の引張強度および弾性率を有する高強力ポリアリレート繊維を用いて補強した。本繊維は低吸湿性と耐磨耗性を有するものである。柱と補強材の間には、グラウトモルタルを充填（圧入）した。なお、鋼板には 4 分割の L 形鋼板を使用し、柱頭部にはカバー用の鋼板を使用し、柱頭・柱脚にクリアランスを設けず柱全面に亘って補強を施した。SF-1.6-2、SF-1.6-1 は鋼板厚さ 1.6mm とし、繊維シートの巻き数をそれぞれ 1 枚、2 枚とした。ただしシートの強度の合計を等しくするため、シートの呼び強度をそれぞれ 90tonf/m、180tonf/m とした。SF-2.3-2、SF-2.3W-2 は鋼板厚さ 2.3mm とし、繊維シートの巻き数は SF-1.6-2 と同じとした。SF-2.3W-2 は SF-2.3-2 と同じ補強量であるが鋼板を全面溶接とした。

2.2 材料特性

コンクリートの調合計画を表-2 に示す。使用するコンクリートは目標圧縮強度を 21N/mm² とし、水セメント比は 67% とした。

表-3 材料試験結果

材料名	養生条件	圧縮強度 [N/mm ²]	割裂強度 [N/mm ²]	弾性係数 [kN/mm ²]
コンクリート	現場封緘	23.5	2.2	25.3
グラウトモルタル	現場封緘	54.9	4.4	20.5
種類	径・厚さ	降伏強度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	弾性係数 [kN/mm ²]
主筋 [SD295A]	D13	370	518	186
帯筋 [SD295A]	D10	368	520	193
鋼板 [SS400]	1.6	283	355	202
	2.3	307	384	208
繊維シート	0.428	—	2020	119

なお、打設時の材料分離を抑制するために、混和剤として高性能 AE 減水剤を使用している。コンクリート、グラウトモルタル、鉄筋、鋼板及び繊維シートの材料試験の結果を表-3 に示す。なお、繊維シートの値は JIS K7073 に準拠して引張試験を行った結果である。

2.3 荷重方法・測定項目

荷重方法は一定軸力(0.2σ_B)を加えながら、建研式逆対称モーメント加力による正負交番繰り返し荷重である。加力プログラムを図-2 に示す。また、N-0-0 は R=-1/25rad で軸力保持能力を喪失したために実験を中止したが、他の試験体については、部材角 R=1/8.4rad まで荷重した。

荷重装置を図-3 に示す。測定項目は鉛直荷重、水平

荷重、主筋ひずみ、鋼板ひずみ、繊維シートひずみ、局所変形及び層間変位とした。変位は、上下スタブ部分に設置した変位計の相対変位を内法高さ(H=1260mm)で除した値を変位角(R)とした。

3. 実験結果

3.1 ひび割れ性状

写真-1 に代表的な破壊性状を例示する。無補強試験体である N-0-0 において、変形角 $R=1/400\text{rad.}$ までに柱部分とスタブ境界面に曲げひび割れが発生した。その後、柱頭、柱脚に曲げひび割れが発生し、 $R=1/200\text{rad.}$ でせん断ひび割れへと進展した。また、 $R=1/100\text{rad.}$ までに柱頭、柱脚のコンクリートに圧壊が発生した。 $R=1/66\text{rad.}$ で柱頭、柱脚のコンクリートの圧壊が進行し最大荷重となり、その後変形角が大きくなるにつれ柱頭、柱脚のかぶりコンクリートの剥落が進行し $R=1/33\text{rad.}$ には鉄筋が露出し、最終的に主筋が軸力によって座屈した。

補強試験体である SF-1.6-2, SF-1.6-1, SF-2.3-2 及び SF-2.3W-2 は鉄板、連続シートおよびグラウトで補強してあるため、柱部分のひび割れは観察できないが、柱部

分とスタブの界面に集中してひび割れが発生し、このひび割れ幅が拡大するのみである。ただし、大変形になると柱上下端部においてコンクリートの圧壊または主筋の座屈に起因すると思われるエポキシ樹脂の割れやそれに続く膨らみが発生した。しかし、終局に到るまで連続シートの破断は見られなかった。

3.2 せん断力-部材角関係

図-4 に各試験体のせん断力-部材角関係を示す。無補強試験体である N-0-0 では、 $R=1/100\text{rad.}$ に入り主筋が

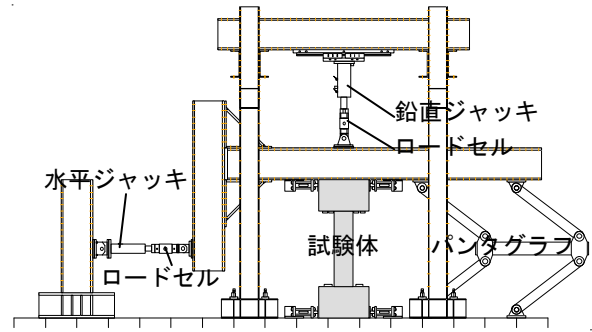


図-3 荷重装置

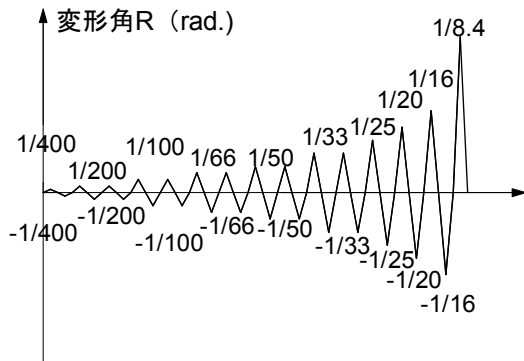


図-2 加力プログラム



N-0-0 (R=1/33rad.) SF-1.6-2(R=1/8.4rad.)

写真-1 破壊性状

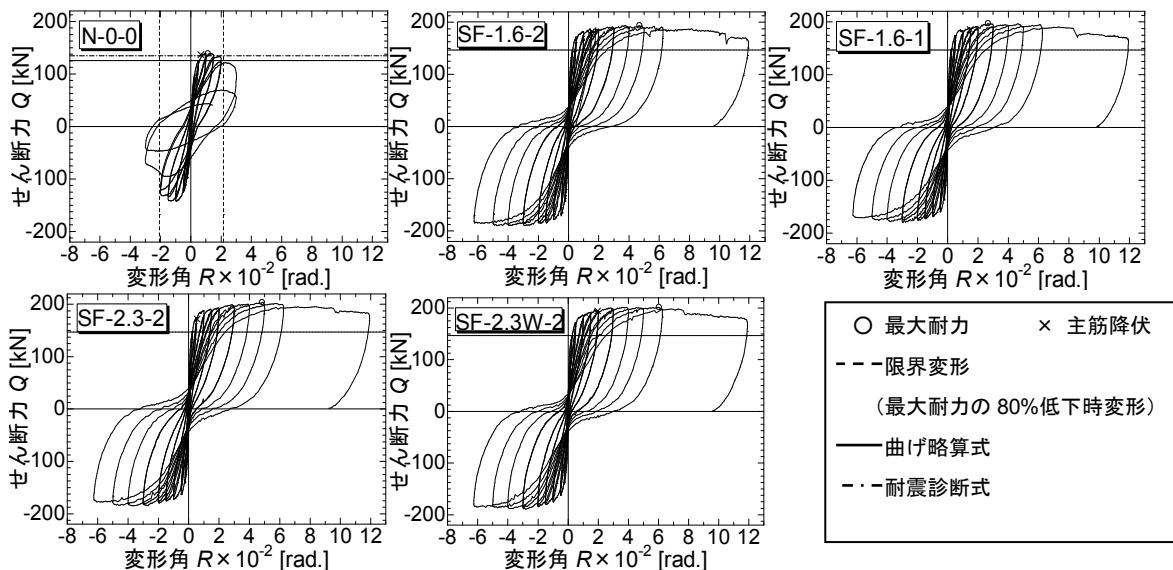


図-4 せん断力-部材角関係

降伏した。正側では $R=1/66\text{rad}$ のサイクルの途中で最大荷重に達し、その後耐力は徐々に低下し、変形角 $R=1/48\text{rad}$ で限界変形となり、 $R=1/25\text{rad}$ のサイクルで柱頭に大規模な剥落が発生し、軸力を保持できなくなった。繊維シートおよび鋼板と繊維シートにより補強された試験体は、いずれも最大荷重後も大きな耐力低下は見られず、最後まで限界変形角に達しなかった。SF-1.6-2 は、 $R=1/66\text{rad}$ において主筋が降伏した。その後、変形角 $R=1/20\text{rad}$ のサイクルの途中で最大荷重に達し、変形角が大きくなるにつれて、耐力がわずかに低下していった。SF-1.6-1、SF-2.3-2 および SF-2.3W-2 は、SF-1.6-2 と同様な履歴曲線を描き、大きな耐力の低下を起すことなく最後のサイクルである $R=1/8.4\text{rad}$ まで至った。補強した試験体の復元力特性はややスリップ形となるものの最終状況に到るまで安定したループ形状を示した。

図-5 に全体変形に対する抜け出しと曲げを合計した変形の割合を示す。なお、抜け出し変形量は図-1 に示す試験体端部に設置した変位計により測定し、柱頭および柱脚の抜け出し変形量の平均とした。曲げ変形量は材料試験により得られたコンクリートの弾性係数を用いて求めた計算値とした。せん断変形量は、全体変形量から抜け出し変形量および曲げ変形量を減じたものとした。図中の変形割合が100%を超えている範囲があるが、抜け出し変形量の測定範囲が微小であったために、荷重装置の影響が原因であると考えられる。

無補強の N-0-0 は、変形量が大きくなるにつれ、せん断変形の割合は増加し、せん断変形の割合は40%程度に達する。一方、補強された SF-1.6-2、SF-2.3-2 および SF-2.3W-2 では変形角が $R=1/200\text{rad}$ まで抜け出し曲げ変形の割合は増加するが、その後はやや低下し、 $R=1.5/100\text{rad}$ からはほぼ一定の割合を保っている。また、いずれの補強試験体も無補強体と比べるとせん断変形の割合が小さいことが分かる。柱全体を補強することにより柱部分にひび割れが発生することなく、柱部分およびスタブ部分からの抜け出しおよび曲げ変形が全体変

形の大部分となることがわかる。現実の部材においては梁柱接合部における柱主筋の抜け出しあるいは接合部自体の損傷が懸念されるが、今後の検討課題としたい。

3.3 ひずみ分布

図-6(a)に繊維シートの加力と直交方向のひずみ分布、図-6(b)に加力方向のひずみ分布を例示する。いずれのひずみ分布も同変形で繰り返し加力した場合は1回目の値を示している。いずれの試験体も変形角 $R=1/50\text{rad}$ まではひずみは殆ど発生していない。鋼板に溶接を施さなかった試験体では直交方向及び加力方向において変形角 $R=1/25\text{rad}$ で 1000μ 程度のひずみが発生している。一方、鋼板を溶接した試験体 SF-2.3W-2 では最後までひずみは発生していない。図-7 には、鋼板のひずみ性状を例示する。繊維シートと同様、加力方向のひずみ分布で

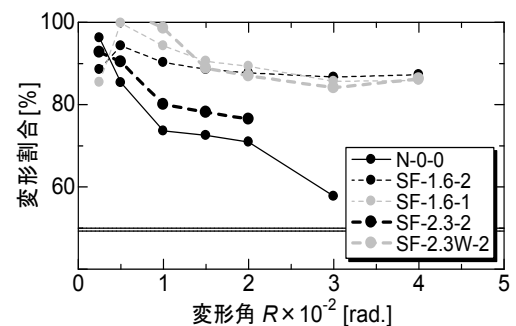


図-5 曲げおよび抜け出し変形割合

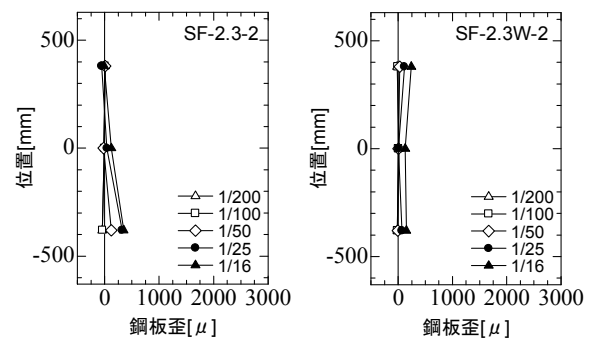


図-7 鋼板のひずみ分布

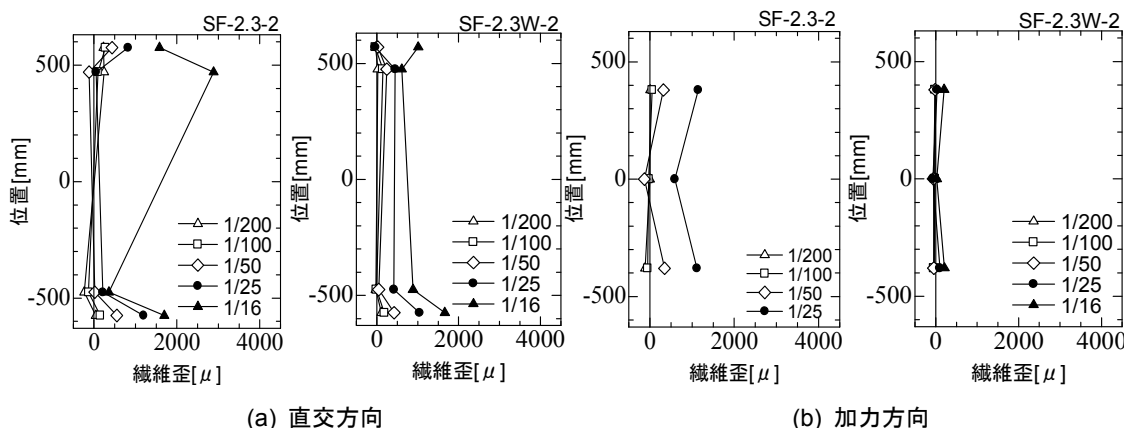


図-6 繊維のひずみ分布

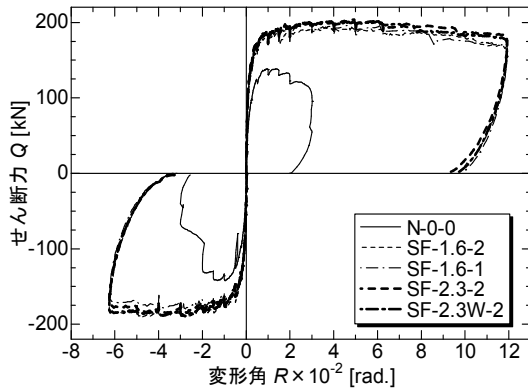
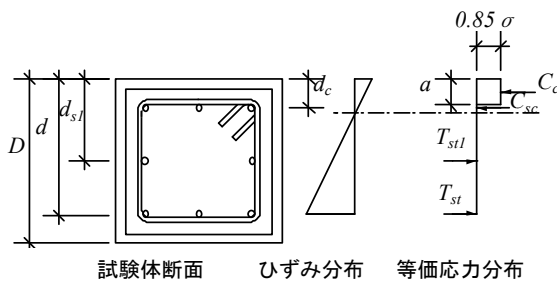


図-8 せん断力-変形角関係の包絡線



試験体断面 ひずみ分布 等価応力分布

$$M_u - 0.5N \cdot D = T_{st} \cdot d + T_{st1} \cdot d_{s1} - C_{sc} \cdot d_c - C_c \cdot \frac{a}{2} \quad (1)$$

$$a = \beta_1 \cdot \chi_n \quad (\beta_1 = 0.85)$$

χ_n : 中立軸位置

M_u : 曲げ終局強度

N : 軸力

図-9 曲げ終局強度式の概略

$$V_A = b \cdot j_t \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi + (1 - \beta) v \sigma_B \cdot \frac{bD}{2} \cdot \tan \theta \quad (2)$$

$$\beta = \frac{(1 + \cot^2 \phi) \cdot p_w \cdot \sigma_{wy}}{v \cdot \sigma_B}$$

v : コンクリート圧縮強度の有効係数

($v=1$ とする。)

ある。鋼板のひずみ分布はいずれの試験体も大変形に到るまで大きなひずみは発生していない。繊維シートおよび鋼板のひずみ分布はいずれも小さいが、これはグラウトを含む補強材によって曲げ降伏後も柱本体にせん断ひび割れが発生しないよう拘束しているためと考えられる。

4. 考察

4.1 せん断力-変形角関係の包絡線

各試験体のせん断力-変形角関係の包絡線を図-8に示す。無補強のN-0-0に対して、鋼板及び繊維シートにより補強したいずれの試験体も1.4倍近く的大幅な増大率を示しており十分な補強効果があると考えられる。ま

た、最大荷重以降においても、SF-1.6-2は耐力低下があまり見られないのに対し、N-0-0は最大荷重後、変形角 $R=1/50$ radあたりから急激に耐力が低下した。本実験で想定した変数、すなわち繊維の巻き数、鋼板の厚さ2.3mm端部全面溶接等の影響はあまり大きくないことがわかる。以上のように補強試験体において靱性が著しく向上する理由は主筋の曲げ降伏後に柱端部で発生するせん断破壊やせん断圧縮破壊をグラウト、鋼板、繊維シートで拘束していることに起因すると考えられる。

4.2 耐力評価

各試験体の最大耐力および各耐力評価式の計算値を表-4に示す。曲げ耐力は、曲げ略算式²⁾のほか図-9に示されるように平面保持の仮定から軸力を考慮し、曲げ終局強度を同図中の式(1)により算定した。この算定において、補強試験体の中段筋は引張により降伏していると仮定し、計算を行った。なお、補強試験体の曲げ耐力を算出する際の材料強度は、中立軸位置が圧縮側に大きく寄ることが予想され、グラウトおよびコンクリートの支配面積がほぼ等しい値と仮定し、本研究においてコンクリート圧縮強度はグラウトとコンクリートの材料試験結果の平均値とした。

無補強試験体N-0-0では、実験値と曲げ略算式による計算値の比が1.04となっており、曲げ略算式の計算値は比較的よい対応をみせている。一方、補強試験体の実験値は曲げ略算式を大幅に上回り1.23~1.30倍に達している。平面保持の仮定による曲げ終局強度においては、中段筋を考慮しているため曲げ略算式より高い値となったが、実験値は曲げ終局強度の1.13~1.19倍に達した。

また、せん断余裕度を検討するためにせん断耐力を終局強度設計指針³⁾(以下、終局A法という)に示される式(2)を用いて算出した。ただし、補強試験体に関しては実験終了後においてもせん断ひび割れがほとんど無ことから、補強試験体のコンクリート圧縮強度の有効係数は1としている。

無補強N-0-0のせん断余裕度は1.23であり、せん断破壊に対して余裕があるものの最終状態は曲げ降伏後の曲げ圧壊となり、靱性に乏しい性状を示した。一方、無補強試験体のせん断余裕度は1.55であり、曲げ耐力に対し十分余裕のある補強となっていることが分かる。また、実験値と比較しても余裕のある耐力となっている。鋼板と繊維シートで端部コンクリートを補強することにより大変形領域に至るまでコンクリートの圧壊を防止し、高い水平荷重を維持しつつ、軸力も保持したと考えられる。

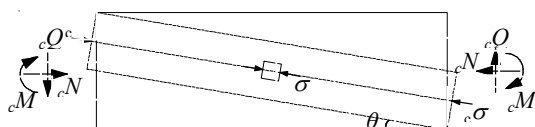
写真-2に示すように実験終了後の既存RC柱部分にせん断ひび割れがほとんど発生していないことから、トラス機構は成立せず、補強による拘束力によりコンクリ

表-4 実験結果一覧

試験体名	実験値 [kN]	曲げ				せん断		拘束力を考慮したアーチ式	
		曲げ略算式		平面の保持仮定による曲げ終局強度		終局 A 法			
		計算値 [kN]	実/計	計算値 [kN]	実/計	計算値 [kN]	せん断余裕度	計算値 [kN]	実/計
N-0-0	138.8	134.1	1.04	133.5	1.04	164.6	1.23	—	—
SF-1.6-2	193.4	157.1	1.23	171.5	1.13	265.9	1.55	222.4	0.87
SF-1.6-1	197.1		1.26		1.15	265.9	1.55	221.3	0.89
SF-2.3-2	203.7		1.30		1.19	265.9	1.55	222.4	0.92
SF-2.3W-2	201.5		1.28		1.18	265.9	1.55	254.2	0.79



写真-2 載荷後のひび割れ性状(SF-1.6-2)



$$\sigma_B' = K \sigma_B \quad (3)$$

$$K = 1 + \Sigma p_w \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$$

$$\Sigma p_w \cdot \sigma_{wy} = p_{ws} \cdot \sigma_{wys} + p_s \cdot \sigma_{sd} + p_f \cdot \sigma_{fd}$$

$p_{ws} \cdot \sigma_{wys}$: 帯筋の横補強筋量

$p_s \cdot \sigma_{sd}$: 鋼板の横補強筋量

$p_f \cdot \sigma_{fd}$: 繊維シートの横補強筋量⁴⁾

図-10 アーチ機構の概略

ートの柱内部に強固な圧縮ストラットが形成されたと考えられる。そこで、補強試験体の抵抗機構は図-10に示すように柱が斜め圧縮力を受ける束材として挙動するアーチ機構と推察した。本論文では前出の終局 A 法においてコンクリートアーチ機構のみで力を負担するものとし、式(2)に示される第2項の式で最大耐力を求めた。また、第2項においてもトラス機構が成立せずコンクリートが負担する応力の低減がないため β の値は 0 としている。前述のとおり既存 RC 柱が断面周囲の補強材により拘束されることから、既存 RC 柱のコンクリート圧縮強度が横拘束効果によって上昇すると考えた。そのため、補強後のコンクリート圧縮強度を修正 Kent&Park 式により同図中の式(3)を用いて算出し、これを用いてアーチ式を適用した。式(3)を用いる際 SF-1.6-2, SF-1.6-1 および SF-2.3-2 は鋼板を溶接していないため、 $\Sigma p_w \cdot \sigma_{wy}$ の値は帯筋および繊維シートの横補強筋量とし、鋼板を全面溶接

とした SF-2.3W-2 の $\Sigma p_w \cdot \sigma_{wy}$ の値は帯筋、鋼板および繊維シートの横補強筋量とした。また、終局 A 法による算出と同様に、実験終了後の試験体にひび割れがほとんど無いことから補強試験体のコンクリート圧縮強度の有効係数は 1 とした。

表-4においてアーチ機構に基づいた式による実験値/計算値は補強試験体で 0.79~0.92 となった。本計算値は実験値に対し高めの評価となっている。本補強のように、断面周囲を強固に補強した RC 柱部材耐力の評価に際し、拘束されたコンクリート強度の設定については今後検討する必要がある。

5. まとめ

本研究では鋼板及び連続繊維シートにより補強された鉄筋コンクリート柱の曲げ性能を柱部材実験により検証し、本実験の範囲において以下のことが分かった。

(1) 鋼板及び連続繊維シートを用い柱全面に亘って補強した場合、耐力及び靱性能が大きく向上することが確認された。また、鋼板の溶接および繊維シートの巻き数による差異は見られなかった。

(2) 鋼板及び連続繊維シートを併用して補強することにより、既存 RC 柱に横拘束力が作用する。そのため、コンクリート柱の耐力を評価するには補強材の拘束力とアーチ機構を考慮することが重要である。

参考文献

- 1) 伊藤嘉則, 榎谷榮次, 沢崎詠二: 種々の方法で耐震補強された低強度コンクリート RC 柱の補強効果に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 613 号, pp.97-104, 2007.3
- 2) 日本建築防災協会: 2001 年改定版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, 2001.1
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990
- 4) 日本建築防災協会: 連続繊維補強材を用いた既存鉄筋コンクリート造及び鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計・施工指針, 1999.9