

論文 炭素繊維シート巻き付け工法によるSRC造柱の補強効果

塚越 英夫*1・池谷 純一*2

要旨：RC造柱の炭素繊維シート補強に用いた独自の耐力と変形性能の評価方法に対して、最新のSRC耐震診断基準を融合させた設計式を提案し、実験を行ってその適合性について検証した。実験のパラメータは炭素繊維シート補強層数、内蔵鉄骨形状、軸力、鉄骨曲げ強度比、面外袖壁の有無とし、5体の静的加力実験を行った。この実験の結果および既往の実験結果から、炭素繊維シートを用いた補強工法の新たな設計式は、SRC造の柱にも十分に有効であることが確認でき、耐力と変形性能の評価方法の提案が安全側となっていることを示した。

キーワード：SRC造柱、炭素繊維シート、耐震補強、模型実験、補強効果の評価

1. はじめに

筆者らはこれまでにRC造柱の炭素繊維シート補強について、独自の設計方法を示してきた¹⁾。しかし、この設計方法ではSRC造柱の耐力と変形性能の評価は、鉄骨を鉄筋置換して行うものであった。その後、筆者らは炭素繊維シート端部の定着材料としてCFアンカーを開発し、CFアンカーの性能を向上させるためにメーカーと共にCFRP材料の開発を行い、土木研究センターの審査証明を取得した²⁾。一方、2009年にはSRC造の耐震診断基準³⁾(以降、SRC耐震診断基準と略す)が大改訂され、RC造の耐震診断基準に準拠した評価方法となった。このことを契機に最新のCFRP材料を用いて、新たにSRC造柱の炭素繊維シート補強実験を行った。本報は、RC造柱に用いた独自の耐力と変形性能の評価方法をSRC耐震診断基準に融合提案し、実験結果の適合性について検証したことについて記すものである。併せて既発表の実験結果^{4), 5)}についてもその適合性を示す。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は1/2.5スケールモデル相当とし、独立柱を4体、T形の面外袖壁付き柱を1体とした。試験体の一覧を表-1に、配筋状況を図-1に示す。柱断面寸法は300×300mmとし、CTA-6-1試験体の袖壁はT字形に面外方向両側に付け、長さ200mm、幅75mmとした。内蔵鉄骨は4.5×50mmの平鋼を4-40×40×3mmの山形鋼で挟み込んですみ肉溶接してウェブとフランジとしたものと、充腹形のH形鋼(H-198×99×4.7×7mm)とした。また、格子形ウェブのピッチは240mmとした。表-1に示すように実験のパラメータは炭素繊維

表-1 試験体一覧

試験体名	補強層数	鉄骨タイプ	軸力	鉄骨曲げ強度比	備考
CCA-3-0	0	格子形	0.3bDσ _B	0.38	無補強
CCA-3-1	1	格子形	0.3bDσ _B	0.38	標準試験体
CCA-6-1	1	格子形	0.6bDσ _B	0.38	高軸力
CCD-6-1	1	H形鋼	0.6bDσ _B	0.51	充腹形
CTA-6-1	1	格子形	0.6bDσ _B	0.38	直交壁付

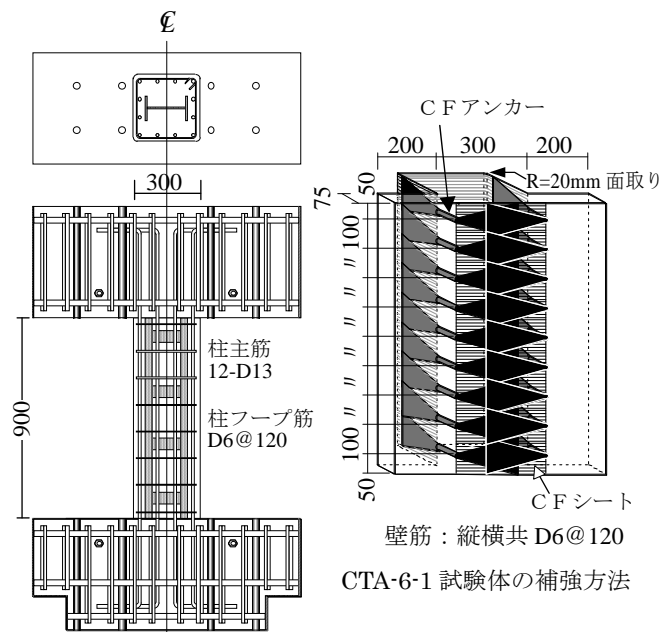


図-1 試験体の配筋状況と補強方法

シートの補強層数、内蔵鉄骨形状、軸力、鉄骨曲げ強度比、面外袖壁の有無とした。CTA-6-1試験体の炭素繊維シート補強は、図-1に示すように袖壁にφ8の孔を100mmピッチに開け、それぞれの袖壁にCFアンカーを用いて柱部分を閉鎖型に補強した。このCFアンカーの炭素繊維量は炭素繊維シートの1.25倍とした。コンクリートの材料試験結果を表-2に示すが、呼

*1 清水建設(株)技術研究所 生産技術センター 上席研究員 工博(正会員)

*2 清水建設(株)技術研究所 研究開発支援センター 主査 工博(正会員)

び強度 18N/mm²、スランプ 18cm、粗骨材の最大粒径 13mm とした。鉄筋は柱主筋として D13 (SD345) を用い、フープ筋と袖壁縦横筋は D6 (SD295A) を用いた。これらの鉄筋の引張試験結果を表-3に示す。また、炭素繊維シートは高強度タイプの目付量 300g/m² を用いたが、そのカタログ値を表-4に示す。加力は図-2に示すように反曲点が試験体の材軸方向中央部に作用するような逆対称とし、正負交番の漸増载荷とした。

表-2 コンクリートの試験結果(実験前後の平均値)

重量 (g)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	ポアソン比	ヤング係数 (kN/mm ²)
3592	22.5	2.28	0.218	26.0

表-3 鋼材の引張試験結果 (3本の平均値)

	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	破断伸び (%)	ヤング係数 (kN/mm ²)
D13	377	534	24.5	187
D6	306 ¹⁾	490	29.2	193
FB-4.5x50 ²⁾	365	499	38.0	—
L-40x40x3 ²⁾	345	457	36.0	—
H フランジ	357	488	30.9	199
H ウェブ	304	466	23.6	205

1); 0.2% オフセット値, 2); ミルシート値

表-4 炭素繊維シートの物理的性質(カタログ値)

品番	目付量 (g/m ²)	設計厚さ (mm)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
FTS-C1-30	300	0.167	3400	230

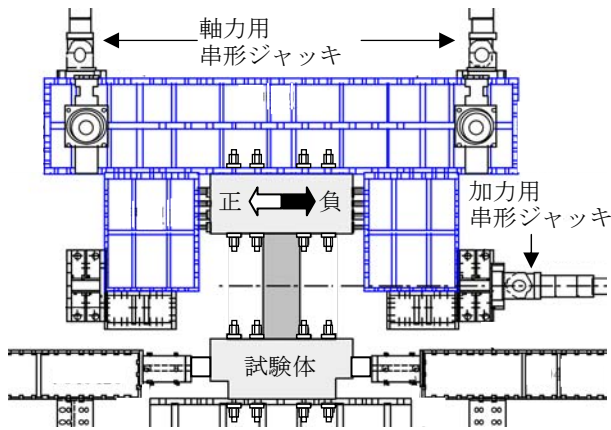


図-2 加力方法

2.2 実験結果

実験から得られたせん断力-部材角関係を図-3に、最終破壊状況を写真-1に、鋼材の降伏サイクルと炭素繊維シートのひずみを表-5に示す。

無補強の CCA-3-0 試験体は初曲げひび割れが+1 サイクル (部材角 1/400) 時に柱左上に入った。+2 サイクル (部材角 1/200) 時にはせん断ひび割れが柱上部中央に入り、柱上部の主筋が圧縮降伏した。+4 サイ

クル (部材角 1/100) ではせん断ひび割れが多数発生し、柱上部の鉄骨フランジが圧縮降伏した。また、フープ筋も降伏し、最大耐力 259kN を記録した。+6 サイクル (部材角 1/67) になると、鉄骨フランジに添ったせん断付着系のひび割れ幅が大きくなり、付着破壊が顕著になったが、部材角 1/22.5 のピークでも 0.3 b D σ_B の軸力を保持していた。

CCA-3-1 試験体は+4 サイクル (部材角 1/100) で柱上部の主筋が引張り降伏し、鉄骨フランジも圧縮降伏した。-4 サイクルでは主筋の一部が圧縮降伏し、柱上部で炭素繊維シートがコンクリートから剥離して浮き始めた。+6 サイクル (部材角 1/67) ではフープ筋が降伏し、最大耐力 293kN を記録した。その後の部材角の進展で炭素繊維シートの浮きの範囲が広がり、部材角 1/22.5 では炭素繊維シートが上下方向に割れ始め、その近傍のひずみは 7000 μ を超えていた。しかし、最後まで最大耐力の 80%以上を保持しており、限界部材角に達していなかった。

CCA-6-1 試験体は+2 サイクル (部材角 1/200) で柱上下の主筋と柱下部の鉄骨フランジが圧縮降伏した。+4 サイクル (部材角 1/100) では柱上部で炭素繊維シートのひずみが約 2000 μ となり、コンクリートから剥離して浮き始め、フープ筋も降伏した。このときに最大耐力 314kN を記録した。その後、最終サイクルのピークに向かう途中の部材角 1/26 で柱上部の炭素繊維シートが破断し、急激な耐力低下を生じ、主筋の顕著な座屈が観察された。

CCD-6-1 試験体は+2 サイクル (部材角 1/200) で柱上部の鉄骨フランジが圧縮降伏し、-2 サイクルで炭素繊維シートがコンクリートから剥離して浮き始め、柱上部の主筋が圧縮降伏した。+4 サイクル (部材角 1/100) では主筋の圧縮降伏と鉄骨フランジの圧縮降伏が進展し、フープ筋も降伏した。+6 サイクル (部材角 1/67) では最大耐力 373kN を記録した。-7 サイクル (部材角 1/67) では鉄骨ウェブが引張り降伏した。その後の部材角の進展で炭素繊維シートのひずみも進展し、最終サイクル (部材角 1/22.5) でのひずみは 7000 μ を超えていた。しかし、最後まで 0.6 b D σ_B の軸力を保持し、復元力特性はスリップ性状のない紡錘形状を示していた。また、最大耐力の 80%以上を保持しており、限界部材角に達していなかった。

CTA-6-1 試験体は+2 サイクル (部材角 1/200) で面外袖壁上部縦筋が圧縮降伏し、-2 サイクルで柱上部の主筋が圧縮降伏し、柱際の壁にひび割れが生じた。+4 サイクル (部材角 1/100) では柱主筋の圧縮降伏が進展し、柱上部の炭素繊維シートがコンクリートから剥離して浮き始めた。このときに最大耐力 330kN を記

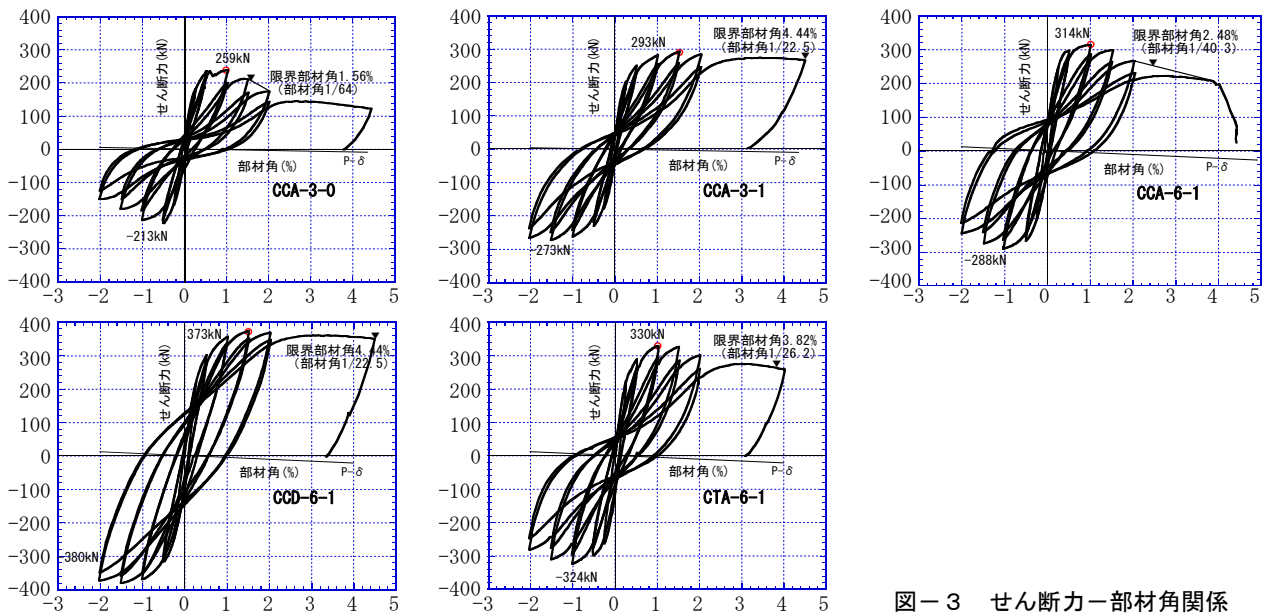


図-3 せん断力-部材角関係



CCA-3-0 (無補強試験体)



CCA-3-1 (シートを剥がした状態)



CCA-6-1 (シートが破断した)



CCD-6-1



CTA-6-1 (シートを剥がした状態)

写真-1 最終破壊状況

録した。+6 サイクル (部材角 1/67) では面外袖壁上部のコンクリートが圧縮破壊し始め、フープ筋も降伏した。+8 サイクル (部材角 1/50) になると柱上部が膨らみ始めたが、最後まで $0.6bD\sigma_B$ の軸力を保持していた。写真-1には実験終了後に炭素繊維シートを剥がした柱のコンクリートの状態を示す。柱コンクリートは上端部で一部圧縮破壊していたがせん断破壊系の顕著なひび割れは観察されなかった。

3. 設計式の提案

3.1 既発表の実験結果

文献1)に示すSRC造柱の設計式は、表-6に示す

既発表の実験結果^{4), 5)}を用いて適合性を検討していた。このときは鉄骨を鉄筋置換していたが、本報ではSRC造としての評価を行う。

3.2 最大耐力

各試験体の正加力の最大耐力を実験値と称し、計算値との比較を表-7に示す。曲げ耐力の計算値は、SRC耐震診断基準に示されている一般化累化強度式を用いて算定した。表-7の今回の提案式と比較する曲げ耐力はこの式の値を用い、せん断耐力、せん断付着耐力は提案式とし、3つの耐力の最小値を計算値とする。また、SRC耐震診断基準の式を用いたせん断耐力は参考として示した。

表-5 鋼材の降伏サイクルと炭素繊維シートのひずみ

試験体名	柱主筋		フープ	フランジ		ウェブ		炭素繊維シート(μ)	
	上	下		上	下	せん断	軸方向	初期歪	最大歪
CCA-3-0	+2▽	×	+4	+4▽	×	+8	×	-	-
CCA-3-1	+4	+6▽	+6	+4▽	+6▽	+10	+8	89	7684
CCA-6-1	+2▽	+2▽	+4	-4▽	+2▽	-8	+8	100	6897
CCD-6-1	-2▽	-4▽	+4	+2▽	+4▽	-7	-6	93	7089
CTA-6-1	-2▽	+4▽	+6	-4▽	+10▽	×	×	110	7001

▽は圧縮降伏, ×は未降伏 (2000 μ 未満)

サイクルと部材角の関係は, 1(1/400), 2,3(1/200), 4,5(1/100), 6,7(1/67), 8,9(1/50), 10(1/25)

表-6 文献4)と文献5)のデータ一覧

	No.1 ⁴⁾	No.2 ⁴⁾	C21-OF0 ⁵⁾	C22-OF2 ⁵⁾	C23-OF4 ⁵⁾	C24-HF4 ⁵⁾
柱幅(mm)	350	350	350	350	350	350
柱せい(mm)	350	350	350	350	350	350
部材長さ(mm)	1400	1400	900	900	900	900
コンクリート強度(N/mm ²)	22.6	23.9	19.8	19.8	19.8	19.8
主筋	4- ϕ 12+4- ϕ 9	4- ϕ 12+4- ϕ 9	12-D16	12-D16	12-D16	12-D16
主筋強度(N/mm ²)	366	366	453	453	453	453
フープ筋	2- ϕ 4@110	2- ϕ 4@110	2-D6@100	2-D6@100	2-D6@100	2-D6@100
フープ筋強度(N/mm ²)	461	461	329	329	329	329
炭素繊維シート厚さ(mm)	なし	0.167	なし	0.111	0.111	0.111
層数	なし	2	なし	2	4	4
鉄骨 (1体を除き, 格子形)	十字形	十字形	一方向	一方向	一方向	充腹形
フランジ全断面積(mm ²)	1920	1920	1920	1920	1920	1920
引張フランジ全断面積(mm ²)	480	480	960	960	960	960
フランジ強度(N/mm ²)	326	326	361	361	361	361
帯板断面積(mm ²)	150	150	225	225	225	4.5mm
帯板ピッチ(mm)	250	250	80	80	80	連続
帯板強度(N/mm ²)	348	348	314	314	314	314
軸力(kN)	1098	1098	1000	1000	1000	1068

表-7 実験結果と計算値の比較

試験体番号	試験体名	実験値 (推定破壊モード)	今回の提案式		SRC 耐震診断基準	
			せん断耐力	付着耐力	曲げ耐力	せん断耐力
1	CCA-3-0	259(付着)	(203)	(192)	295	179
2	CCA-3-1	293(付着)	350	257	295	233
3	CCA-6-1	314(曲げ)	350	257	244/306*	243
4	CCD-6-1	373(曲げ)	481	378	317/381*	378
5	CTA-6-1	330(曲げ)	350	257	245/306*	243
6	No.1	301(せん断)	(201)	(277)	242	210
7	No.2	324(曲げ)	535	522	251	324
8	C21-OF0	325(付着)	(282)	(276)	694	288
9	C22-OF2	399(付着)	489	396	694	363
10	C23-OF4	430(付着)	577	408	694	386
11	C24-HF4	618(付着)	773	605	723	589

* ; つりあい軸力時の曲げ耐力, () は無補強のため参考値
実験値は正加力の最大値, 付着耐力はせん断付着耐力

3.3 せん断耐力

せん断耐力の計算値は日本建築学会の「SRC 規準」⁶⁾に示された独立柱の簡略化終局せん断耐力式に準拠した式(1)とする。この式は文献7)に示されたトラス機構とアーチ機構の和によってRC部分の耐力を算定し(図-4参照), これに鉄骨部分の耐力を単純累化するものである。式(1)のRC部分第1項のトラスのコンクリートの圧縮束の角度は45度で固定とし, 炭素繊維シートの補強効果を加味する。第2項のアーチの持分は柱断面において, 鉄骨の側面の分割されたコンクリート断面で評価する(図-4のハッチ部分)。鉄骨部分の

耐力は曲げ耐力とウェブの負担せん断力の小さい値とし, 文献3)に示された鉄骨の接合形式による低減係数 k_s を乗じた。今回の11体の試験体のうち, No.1試験体が計算上せん断で耐力が決まった。

【せん断耐力】

$$Q_{su} = r Q_{u1} + k_s \cdot s Q_{u1} \quad (\text{N}) \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$r Q_{u1} = b \cdot j_t \cdot \sum (p_w \sigma_w) + \tan \theta \cdot (1 - \beta' b') \cdot \mu \cdot D \cdot \sigma_B / 2$$

$$s Q_{u1} = \min(Q_{su1}, Q_{su2})$$

$$Q_{su1} = 2 \cdot s M_0 / H_0$$

$$\left. \begin{aligned} Q_{su2} &= s A_w \cdot s \sigma_y / \sqrt{3} \quad (\text{充腹形の場合}) \\ &= A_d \cdot s \sigma_y \cdot \sin \varphi \quad (\text{ラチス形の場合}) \\ &= s a_w \cdot s \sigma_y \cdot b_w / s_w / 2 \quad (\text{格子形の場合}) \end{aligned} \right\}$$

3.4 せん断付着耐力

せん断付着耐力の算定は文献6)に示された独立柱のせん断付着耐力式に準拠した式(2)を用いる。図-5に示すように付着割裂面は引張側のフランジ端に発生し, 式(2)の $r Q_{u2}$ はこの部分を横切るフープ筋+炭素繊維シートの強度と分割されたコンクリート断面の強度の和で抵抗すると考える。フープ筋と炭素繊維シートによる等価せん断補強筋比はひび割れ幅を考慮して

0.6%以下とする。これにせん断耐力に用いたものと同じ鉄骨の負担耐力を単純累化して算定する。

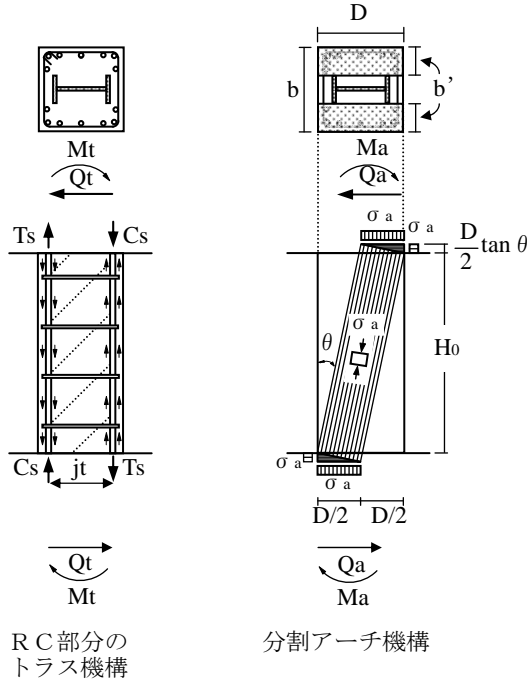


図-4 RC部分のせん断抵抗モデル

【付着耐力】

$$Q_{sub} = r Q_{u2} + k_s \cdot Q_{u1} \quad (N) \quad \dots \dots \dots (2)$$

$$r Q_{u2} = b \cdot j \cdot (p'_w \cdot \sigma_{wy(s)} + F_s \cdot b'/b)$$

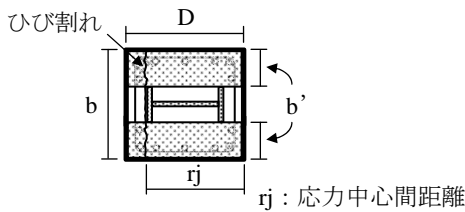


図-5 せん断付着耐力のモデル化

3.5 靱性指標

部材の変形性能を評価する靱性指標（F値）は原則としてSRC耐震診断基準に準拠している。この一例として、曲げ柱の場合を式(3)に示す。今回の実験や文献4), 5)において、せん断付着の計算値で耐力が決まった補強試験体は、急激な耐力低下をしていないことより、F値の算定には曲げ耐力とせん断耐力を用いることにした。なお、今回の実験では軸力が $0.6 b D \sigma_B$ でも耐力低下が少なかったことより、柱の有効な軸耐力 N_{cu} (N)は炭素繊維シートに囲まれているため全断面で評価し、柱の軸力比 n_s によるF値が下限の一定となる境界値を式(4)とした。

【靱性指標】

$R_{mu} \geq R_{150}$ の場合

$$F = \frac{\sqrt{2 \cdot R_{mu} / R_{150} - 1}}{0.75 \cdot (1 + 0.05 R_{mu} / R_{150})} \quad \text{かつ} \quad F \leq 3.5 \dots (3)$$

$$\left. \begin{aligned} N_{cu} &= b \cdot D \cdot \sigma_B + s a_g \cdot s \sigma_y \\ n_s &= N_s / N_{cu} = 0.6 \end{aligned} \right\} \dots (4)$$

<p>Q_{su} : せん断耐力 (N) , $r Q_{u1}$: RC部分の耐力 (N)</p> <p>k_s : 鉄骨の接合形式による低減係数</p> <p>$s Q_{u1}$: 鉄骨の負担せん断力 (N)</p> <p>Q_{su2} : 鉄骨ウェブの負担せん断力 (N)</p> <p>$s M_0$: 軸力零のときの鉄骨の曲げ強度 (N・mm)</p> <p>H_0 : 柱の内法高さ (mm)</p> <p>b : 柱の幅 (mm) , j : 外側主筋間距離 (mm)</p> <p>$\Sigma(p_w \sigma_w)$: フープ筋と炭素繊維シートのせん断補強応力度 (N/mm²)</p> <p>θ : アーチ機構の角度, $\beta' : 2 \Sigma(p_w \sigma_w) \cdot (b/b') / \sigma_B \leq 1.0$</p> <p>$b'$: 鉄骨フランジ位置でのコンクリートの有効幅 (mm)</p> <p>$\mu : = (0.5 + b'/b) \leq 1.0$, D : 柱の全せい (mm)</p> <p>$\sigma_B$: コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)</p> <p>$s A_w$: せん断力が作用する方向の充腹形鉄骨ウェブの断面積 (mm²) , $s \sigma_y$: 鉄骨の降伏点強度 (N/mm²)</p> <p>A_d : 鉄骨ラチス材の断面積 (mm²)</p> <p>φ : 鉄骨ラチス材の材軸となす角度 (°)</p> <p>$s a_w$: せん断力が作用する方向の格子形ウェブの断面積 (mm²)</p> <p>b_w : 帯板の幅 (mm) , s_w : 格子形ウェブのピッチ (mm)</p> <p>Q_{sub} : せん断付着耐力 (N) , $r Q_{u2}$: RC部分の耐力 (N)</p> <p>$r j$: RC柱部分の応力中心間距離で $7 \cdot d/8$,</p> <p>d : RC柱部分の有効せい (mm)</p> <p>p'_w : 等価せん断補強筋比 $\leq 0.6\%$</p> <p>$r \sigma_{wy(s)}$: せん断補強筋の引張強度 (N/mm²)</p> <p>$F_s : = \min(0.15 \cdot \sigma_B, 2.25 + 4.5 \cdot \sigma_B / 100)$ コンクリートのせん断強度 (N/mm²)</p> <p>R_{mu} : 曲げ終局時層間変形角</p> <p>R_{150} : 標準降伏時層間変形角 1/150</p> <p>$s a_g$: 鉄骨の全断面積, 非充腹のウェブは除く (mm²)</p> <p>N_s : 柱の地震時軸力 (N)</p>

4. 提案式の適合性

表-7に示す計算値において曲げ耐力は、補強効果を見逃した文献3)の式を、せん断耐力とせん断付着耐力は、3.3節、3.4節に示した式を用いている。これに対して実験での最大値と推定破壊モードを用いて分類し、せん断で耐力が決まったと考えられる試験体と曲げで耐力が決まったと考えられる試験体について適合性を調べたものが図-6である。この図によると、せん断で耐力が決まった試験体は1体だけであるが、曲げで耐力が決まった試験体も含めて安全側の評価となっていた。同様にせん断付着で耐力が決まったと考え

られる試験体について適合性を調べたものが図-7である。6体の試験体が該当し、C22-OF2試験体の実験値が僅かに計算値を上回っていたが、ほぼ妥当な評価となっていた。靱性指標については、実験値と計算値を表-8に、その適合性を図-8に示す。ここでは、軸力が釣合軸力より大きい場合は、曲げ耐力算定に釣合軸力を用い、その値でF値を求めている。全ての試験体の実験値は計算値を上回り、安全な評価となっていた。

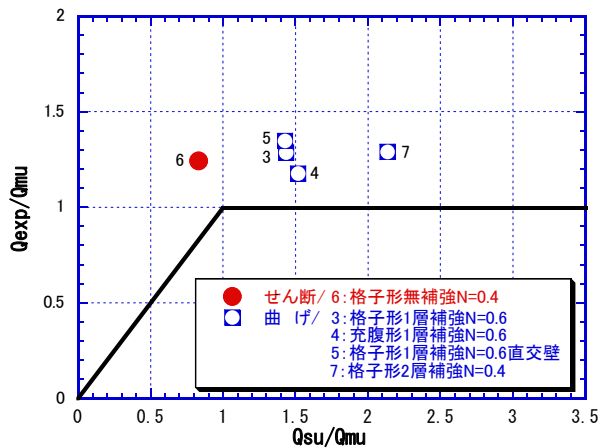


図-6 せん断耐力と曲げ耐力の実験値と計算値の比較

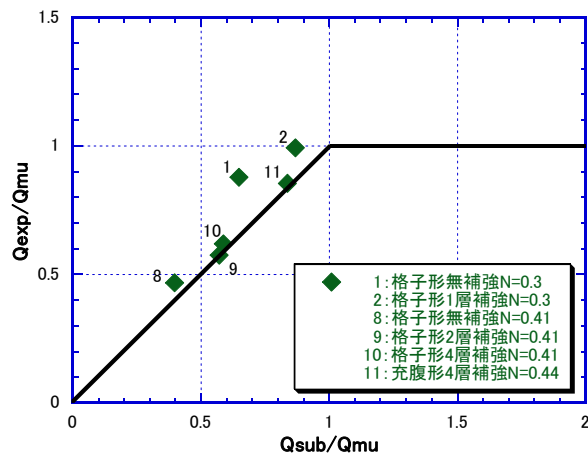


図-7 せん断付着耐力の実験値と計算値の比較

表-8 靱性指標の実験値と計算値

試験体番号	試験体名	実験値		計算値 (F 値)	
		限界部材角	F 値	今回の提案式	SRC 耐震診断基準
1	CCA-3-0	1.56%	2.29	(1.27)	1.27
2	CCA-3-1	4.44%	>3.50	2.70	1.27
3	CCA-6-1	2.48%	2.85	1.66	1.27
4	CCD-6-1	4.44%	>3.50	2.99	1.27
5	CTA-6-1	3.82%	3.35	1.66	1.27
6	No.1	1.69%	2.39	(1.27)	1.27
7	No.2	3.92%	3.38	3.29	2.66
8	C21-OF0	1.50%	2.24	(1.27)	1.27
9	C22-OF2	3.00%	3.08	1.27	1.27
10	C23-OF4	4.00%	3.40	1.27	1.27
11	C24-HF4	5.00%	>3.50	1.90	1.27

() は無補強のため参考値

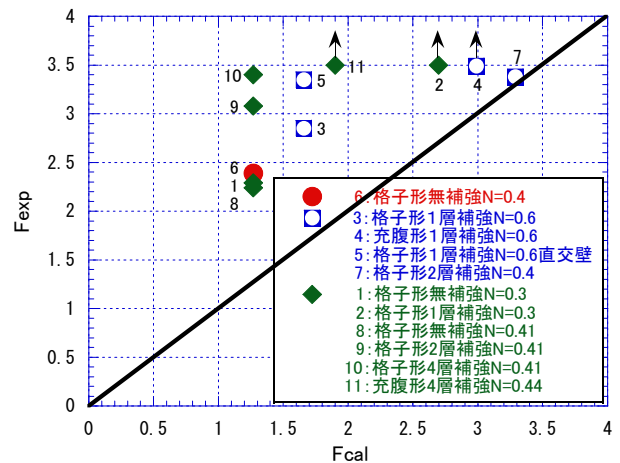


図-8 靱性指標の実験値と計算値の比較

5. まとめ

SRC造独立柱4体、面外袖壁付き柱1体について炭素繊維シートによる補強実験を行った結果、以下の知見を得た。

- 1) 炭素繊維シート補強した独立柱は $0.6bD\sigma_B$ の高軸力でもSRC耐震診断基準に定められた値以上の変形性能と軸力保持能力を有している。
- 2) 面外に袖壁が付いた柱は独立柱より耐力と変形性能が向上していた。
- 3) 充腹形H形鋼を内蔵した袖壁付き柱は、構造性能が良かった。
- 4) 提案した耐力式と靱性指標式は今回の実験および既往のデータも含めて安全側に評価することができた。

参考文献

- 1) SR-CF 工法による鉄筋コンクリート柱の設計施工指針 (大臣認定資料), 1998.7
- 2) 炭素繊維シート端部の定着材料「CFアンカー」, 建設技術審査証明報告書, (財)土木研究センター, 2006.11
- 3) (財)日本建築防災協会: 2009年改訂版既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, 2010.11
- 4) 中澤春生, 称原良一: 格子形SRC柱の耐震補強に関する実験報告書 (耐震性能評価方法と補強効果の検討), 清水建設技術研究所資料, 1998.10
- 5) 宮内靖昌, 東端泰夫, 毛井崇博, 椿英顕: 鋼板およびCFRPを用いて補強されたSRC柱の耐力と変形性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, 1997.6
- 6) (社)日本建築学会: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2003.5
- 7) (社)日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 2006.4