

# 論文 低強度コンクリート SRC 柱に対する炭素繊維シート補強による補強効果

安岡 威<sup>\*1</sup>・水野 生<sup>\*1</sup>・増田 安彦<sup>\*2</sup>・田才 晃<sup>\*3</sup>

**要旨:**低強度コンクリートを用いた SRC 柱に対する炭素繊維補強の有効性を検証するため、炭素繊維補強量をパラメータとする静的加力実験を行った。試験体は無補強の基準試験体、炭素繊維シートをゼブラ状に巻いた補強試験体、柱全体にシートを2層巻いた補強試験体の計3体とした。実験の結果から、コンクリート強度が低強度の領域においても、炭素繊維シート補強によりせん断耐力の向上を図ることが可能であった。

**キーワード:**低強度コンクリート, SRC 柱, 炭素繊維シート, 耐震補強

## 1. はじめに

既存建築物の耐震改修・補強の手法として、部材に炭素繊維シートを巻きつける方法がある(以下, CFRP 補強とする)。この補強方法は SRC 建物への適用例も多い。しかし, SRC 柱の実験例が少なく, さらに 1970 年以前に建設された低強度コンクリートによる部材への適用が有効であるか検証されていないのが現状である。

そこで本実験では, 1970 年以前の柱をモデルにした低強度コンクリート SRC 柱試験体を作製し, 炭素繊維の補強量をパラメータとした静的加力実験を行った。実験結果から低強度コンクリート SRC 柱に対する CFRP 補強の有効性の検討を行う。

試験体は, 低強度コンクリートを使用した SRC 柱とし, 炭素繊維による補強量をパラメータとする計 3 体を作製した。内訳は, 無補強基準試験体の No.1, 炭素繊維により補強を行った No.2 および No.3 である。全試験体共に, 1970 年以前に建設された実 SRC 建物の柱を想定した。コンクリートは低強度の軽量コンクリートとし, コンクリート強度の目標値を  $F_c=9\text{N/mm}^2$  とした。

柱試験体諸元を表 - 1 に, 試験体配筋図を図 - 1 に, コンクリート配合表を表 - 2 に, 材料特性を表 - 3 に示す。

スケールは実大の 50%程度とし, 試験区間の断面は  $400\times 400\text{mm}$ , 内法スパン  $1250\text{mm}$  である。主鉄骨は  $4\text{FB-}75\times 12$  (SS400), タイプレートは  $4.5\times 65\text{mm @}300$  (SS400) とした。また, 既存柱を忠実に再現するため, バンドプレートを 3.2

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

表 - 1 試験体諸元

試験体	コンクリート 設計基準 強度 $F_c(\text{N/mm}^2)$	$b\times D$ (mm)	$h_0$ (mm)	主鉄骨 (SS400)	タイプレート (SS400)	バンドプレート (SS400)	主筋 (SD295)	フープ (SR235相当)	$h_0/D$	シート 補強筋比 $r_{pw2}(\%)$	せん断余裕度	軸力比 $\eta$
No.1	9	$400\times 400$	1250	$4\text{-FB}75\times 12$ $sP_t:0.61(\%)$	$4.5\times 65@300$ $sP_w:0.17(\%)$	$3.2\times 65@300$	12-D13 $rP_t:0.51(\%)$	2-6 @125 $rP_{w1}:0.11(\%)$	3.13	0	0.64	0.34
No.2										0.028	0.72	
No.3										0.110	0.87	

$b$ :柱幅  $D$ :柱全せい  $h_0$ :柱内法長さ  $\eta$ :せん断余裕度=せん断終局強度計算値/曲げ終局強度計算値  $\eta=N/bDF_c$

$$r_{pw2} = \left( \frac{2r_w \cdot n}{b} \right) \cdot \left( \frac{h_0 - \sum g}{h_0} \right) \quad t_w: \text{シート設計厚さ} \quad n: \text{シート層数} \quad \Sigma g: \text{シート隙間幅}$$

\*1 横浜国立大学 大学院 工学府 社会空間システム学専攻 (正会員)

\*2 (株)大林組 技術研究所 (正会員)

\*3 横浜国立大学 大学院 工学研究員 教授 (正会員)

表 - 2 コンクリート配合表

スランブ (cm)	粗骨材最大寸法 (mm)	混和剤 (%)	混和材 (%)	空気量 (%)	水セメント比 (%)
22.0	15	0.30	5.6	4.5	160

混和剤：AE減衰剤標準形(種)  
混和材：フライアッシュ 種

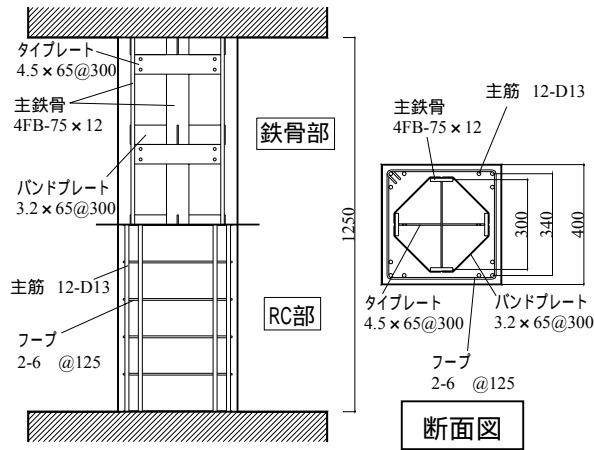


図 - 1 試験体配筋図 (単位：mm)

×65mm @300(SS400) で配置した。主筋は異形棒鋼 12-D13 (SD295) とし、せん断補強筋には丸鋼を用い、2-6 φ @125 (SR235 相当)とした。

想定年代の建物には、主鉄骨には L 型鋼が用いられ、タイププレート・バンドプレートとの接合にはリベット接合が用いられることが多かった。本実験ではこれに近いものを再現するため、タイププレート・バンドプレート端部にリベット穴と同等の断面欠損を設けた。

## 2.2 補強方法

No.2 試験体および No.3 試験体には、柱に炭素繊維巻き付けによる補強 (CFRP 補強) を施した。表 - 4 に炭素繊維シート諸元を示す。また、CFRP 補強概念図および相関図を図 - 2 に、試験体補強詳細図を図 - 3 に示す。

炭素繊維を巻く柱は、隅角部を R=30 程度で面取りする必要がある。本実験では試験体製作段階で、試験体 No.2・No.3 に R 面木を埋め込み、面取りを実施した。また、柱表面に残った気泡跡はコンクリート用ボンドで埋め、平滑にした。

No.2 試験体は、まず下地調整としてディスクサンダーで柱表面を研磨した後、柱表面にプライマーを塗付し、その上より炭素繊維をゼブラ状に巻きつけて付着させ、炭素繊維シートにエ

表 - 3 材料特性

	No.1	No.2	No.3
実験日コンクリート 圧縮強度 $\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	14.2	13.7	12.7
ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )	13700	14200	14400

	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏歪 (%)	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
主鉄骨	212000	293	0.138	432
タイププレート	237000	350	0.150	500
バンドプレート	230000	370	0.167	438
D13	184000	345	0.223	493
6	223000	280	0.323	446

表 - 4 炭素繊維シート諸元

呼び名	目付量 (g/m <sup>3</sup> )	設計厚さ (mm)	規格引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	規格ヤング係数 (GPa)
3400MPa級	200	0.111	3400	230

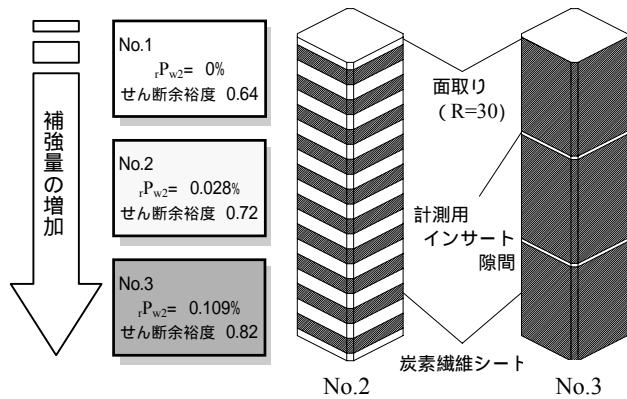


図 - 2 補強概念図および相関図

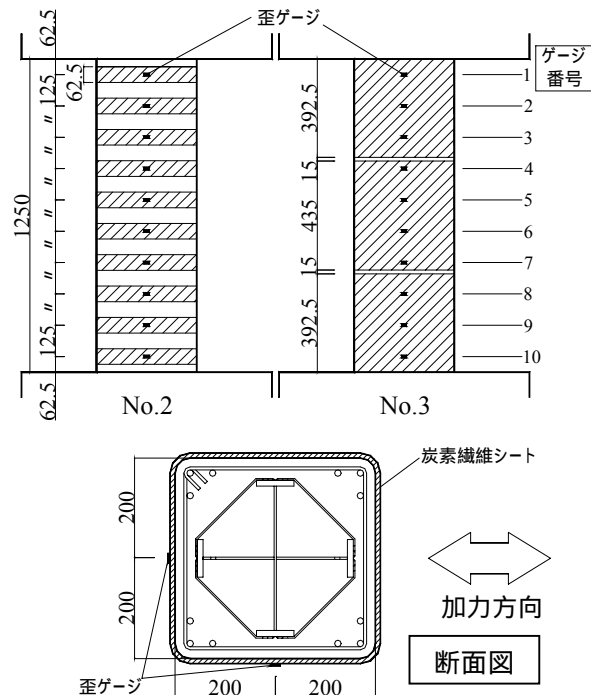


図 - 3 試験体補強詳細図 (単位：mm)

ポキシ樹脂を塗布・含侵させた。その後さらに柱表面にエポキシ樹脂を塗付した。

No.3 試験体は、No.2 と同様の手順で、柱表面にプライマー塗付後、(柱全域に)炭素繊維を1層巻き、1層目炭素繊維の表面にエポキシ樹脂を塗付、2層目炭素繊維を巻きつけ、その上からエポキシ樹脂を塗付した。

### 2.3 加力方法

加力は図-4で示す加力装置を用いて行った。

試験体の上下には十分に剛な加力用のスタブを設け、そのスタブを反力床に固定したベッドおよび加力ビームにPC鋼棒で圧着し、鉛直および水平方向力に追従できるようにした。水平力については、2本の油圧ジャッキを使用し、加力ビームを介し試験体に正負繰り返し逆対称曲げせん断力を作用させた。軸力については2本の油圧ジャッキを用い、上下スタブに回転を生じさせず、かつ試験体に定軸力(495kN:軸力比 $\eta=0.34$ )を作用させた。この大きさは本研究のモデルとなっている建物の標準的柱の軸応力度( $3.10\text{N/mm}^2$ )に基づいた。

加力履歴は各柱試験体とも、変位制御として層間変形角  $R=\pm 1/1000, \pm 1/500, \pm 1/250, \pm 1/125, \pm 1/83, \pm 1/63, \pm 1/50, \pm 1/36, \pm 1/25, \pm 1/15$  (rad) を目標とし、正負繰り返しにより载荷を行った。なお、 $\pm 1/500$  (rad) 以降は2サイクルずつ载荷を行った。全試験体共に、最大耐力の80%以下となったサイクルの正負1回目のサイクルで水平加力を終了した。

計測項目は、水平荷重、水平変形、鉛直変位、全体および部分の曲げとせん断変形、鉄筋、鉄骨および炭素繊維シートの歪とした。

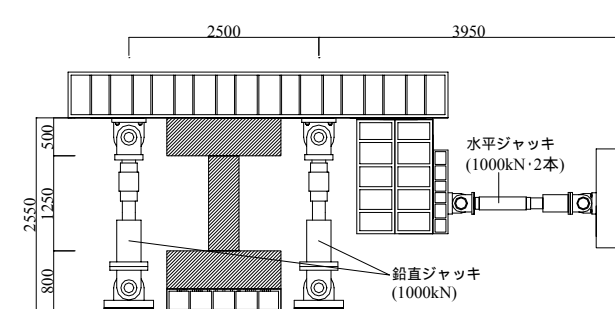


図-4 加力装置図 (単位: mm)

## 3. 実験結果

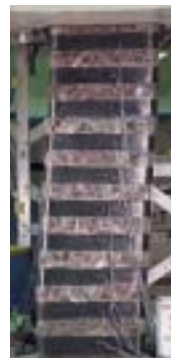
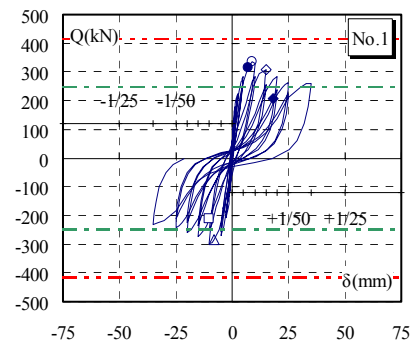
### 3.1 破壊性状

各試験体の最終破壊状況写真を写真-1に示す。以下各試験体の損傷の進展について述べる。なお、ひび割れの確認は目視によって行った。

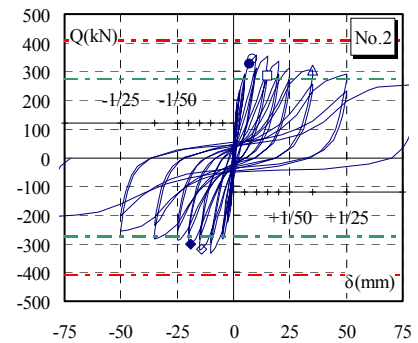
No.1では、 $R=+1/1000$  (rad) サイクルで柱基部に曲げひび割れが発生した。 $R=+1/500$  (rad) サイクルでせん断ひび割れが発生、その後も進展していった。正負共に  $R=1/125$  (rad) でそれぞれ最大耐力に達した。また、このサイクルにおい



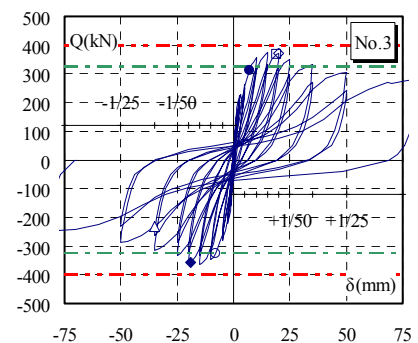
No.1



No.2



No.3



- -  $Q_{mu}$  主鉄骨引張降伏 主鉄骨圧縮降伏 タイプレート降伏  
 - -  $Q_{su}$  主筋引張降伏 主筋圧縮降伏 フープ降伏

写真-1

最終破壊状況

図-5

復元力特性

て主鉄骨に沿った縦方向のひび割れが見られた。その後、このひび割れとせん断ひび割れが共に大きく開いていき、 $R=1/36(\text{rad})$ サイクルで正負共に最大耐力の80%以下となった。

No.2 では、 $R=+1/500(\text{rad})$ サイクルで柱基部に曲げひび割れ、 $R=-1/500(\text{rad})$ で正面側に斜め方向のひび割れが発生した。 $R=+1/250(\text{rad})$ サイクル以降、せん断ひび割れが進展していった。正負共に  $R=1/125(\text{rad})$ サイクルにおいて最大耐力に達した。その後もひび割れの数は増えたが、幅の拡大は顕著には見られなかった。その後、正側では  $R=+1/15(\text{rad})$ で、負側では  $R=-1/25(\text{rad})$ でそれぞれ最大耐力の80%を下回った。

No.3 では、 $R=\pm 1/250(\text{rad})$ 2 サイクル目までは特に変化は見られず、 $R=+1/125(\text{rad})$ サイクルで柱左面シートの隙間に横方向のひび割れが発生し、柱右面基部圧縮側でシートの浮きが見られた。 $R=1/83(\text{rad})$ サイクルで正負共に最大耐力に達した。またこのサイクル以降、柱側面基部付近のシートの浮きが進展していった。その後、 $R=-1/50(\text{rad})$ サイクルで柱正面にもシートの浮きが発生・進展していき、正側では  $R=+1/15(\text{rad})$ で、負側では  $R=-1/25(\text{rad})$ でそれぞれ最大耐力の80%を下回った。

無補強試験体 No.1 において、曲げひび割れ・せん断ひび割れの発生がそれぞれ部材角  $R=1/1000(\text{rad})$ ・ $R=1/500(\text{rad})$ であったのに対し、炭素繊維シートをゼブラ状に巻いた No.2 試験体ではそれぞれ  $R=1/500(\text{rad})$ ・ $R=1/250(\text{rad})$ であった。このことから CFRP 補強でひび割れ発生を遅らせることが可能であった。

### 3.2 荷重 変形関係

せん断力( $Q$ )—変形( $\delta$ )関係を図 - 5 に示す。なお、No.2, No.3 では大変形のため、 $P-\delta$ 効果の検証を行った。結果、最大耐力の差はほとんど見られなかったもので、実験結果をそのまま記載している。

#### (1)無補強基準試験体 No.1

$R=+1/125(\text{rad})$ で正側最大耐力に達した。このサイクルにおいて主筋が引張・圧縮降伏し、 $R=$

$-1/125(\text{rad})$ でフープも降伏した。この  $R=-1/125(\text{rad})$ で負側最大耐力に達した。その後  $R=+1/83(\text{rad})$ で主鉄骨が引張降伏、 $R=+1/63(\text{rad})$ 2 サイクル目で圧縮降伏し、 $R=+1/36(\text{rad})$ で最大耐力の80%を下回った。タイプレートは  $R=-1/83(\text{rad})$ で、バンドプレートは  $R=+1/36(\text{rad})$ で高さ中央付近のゲージが破断したが、そこ以外で降伏は見られなかった。

#### (2)補強試験体 No.2

No.2 は、No.1 と同様に  $R=\pm 1/125(\text{rad})$ で正負共に最大耐力に達し、正側では No.1 正側最大耐力の約 107%、負側では No.1 負側最大耐力の約 112%となった。またこのサイクルにおいて主筋が引張・圧縮降伏している。その後正負共に緩やかに耐力が低下し、正側では  $R=+1/15(\text{rad})$ で、負側では  $R=-1/25(\text{rad})$ で最大耐力の80%以下となった。主鉄骨は  $R=-1/83(\text{rad})$ で引張降伏、 $R=-1/63(\text{rad})$ で圧縮降伏し、フープは  $R=+1/36(\text{rad})$ で降伏した。タイプレートは  $R=+1/63(\text{rad})$ で、バンドプレートは  $R=+1/25(\text{rad})$ でそれぞれ歪ゲージが破断したがそれまでに降伏はしていなかった。

#### (3)補強試験体 No.3

No.3 は  $R=+1/250(\text{rad})$ サイクル载荷中に、試験体の回転制御にトラブルが生じ、上下加力スタブの平行が瞬時損なわれてしまい、このとき柱左側上部基部の主筋が降伏歪を超えてしまった。図中の主筋降伏位置はこのトラブルの影響を受けていなかった主筋において判断した。

主筋は  $R=-1/125(\text{rad})$ で引張降伏し、 $R=-1/125(\text{rad})$ で圧縮降伏した。その後、 $R=\pm 1/83(\text{rad})$ で正負共に最大耐力に達し、正側では No.1 正側最大耐力の約 112%、No.2 正側最大耐力の約 104%となった。また負側では No.1 負側最大耐力の約 122%、No.2 負側最大耐力の約 110%となった。最大耐力に達した後、正負共に緩やかに耐力は低下し、 $R=+1/63(\text{rad})$ で主鉄骨が引張降伏、 $R=-1/63(\text{rad})$ で圧縮降伏し、正側では  $R=+1/15(\text{rad})$ 、負側では  $R=-1/25(\text{rad})$ でそれぞれ最大耐力の80%以下となった。タイプレートは  $R=$

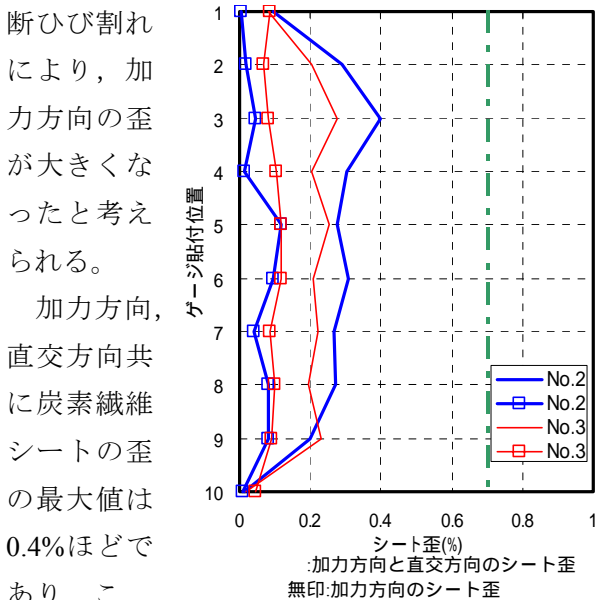
+1/63(rad)で、フープは  $R=-1/25(\text{rad})$  で、バンドプレートは  $R=-1/15(\text{rad})$  でそれぞれゲージが破断しているが、それまでに降伏は見られなかった。

全試験体共に、最大耐力時まで主鉄骨の降伏が見られなかったことから破壊モードはせん断破壊と考えられる。

### 3.3 炭素繊維シートの歪度

図 - 6 に最大耐力時における補強試験体の炭素繊維シートの材軸直交方向の歪の分布を示す。図 - 6 の縦軸は図 - 3 中のゲージ番号を示す。

No.2・No.3 試験体共に、加力方向と直交方向のシートゲージ歪よりも、加力方向のシートゲージ歪のほうが大きい。試験体正面に入ったせん断ひび割れ

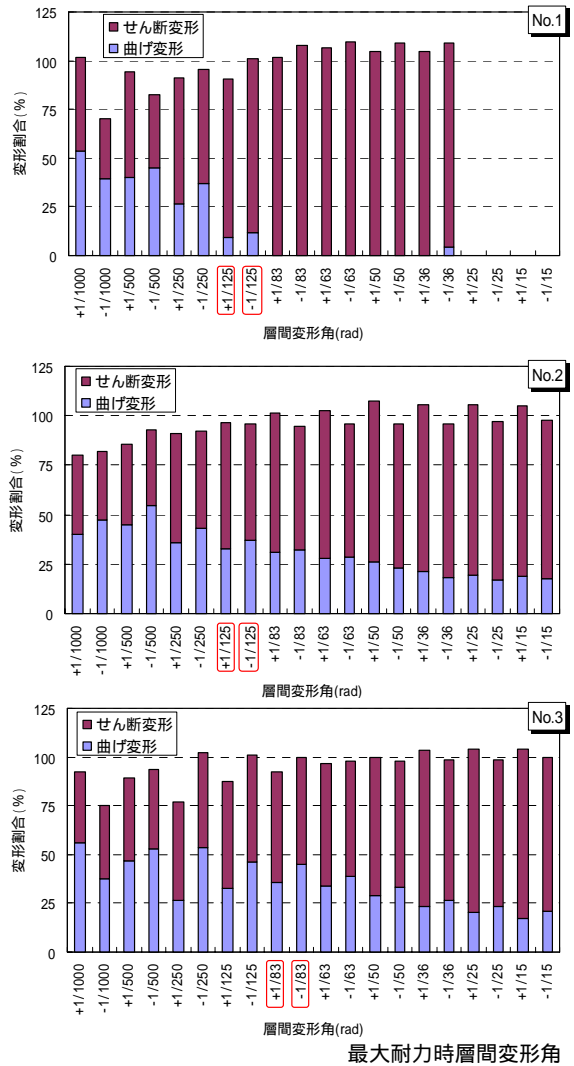


により、加力方向の歪が大きくなったと考えられる。加力方向、直交方向共に炭素繊維シートの歪の最大値は0.4%ほどであり、これは文献<sup>1)</sup>に示される炭素繊維シートの有効ひずみ度0.7%の約半分ほどであった。

なお、補強試験体 No.2・No.3 は共に、水平載荷終了時まで炭素繊維シートの破断は見られなかった。

### 3.4 変形成分

各試験体の加力開始から加力終了までの変形成分の割合の推移を図 - 7 に示す。曲げ変形量は区間曲率から積分して求めた。せん断変形量は区間変形量から各区間のせん断変形角を求め、各区間のせん断変形を合計することによって求めた。



No.1 は他試験体に、加力開始から加力終了まで曲げ変形に対するせん断変形の割合が大きく、最大耐力サイクル以降、せん断変形成分がほとんどを占めた。

補強試験体 No.2, No.3 は最大耐力以降も曲げ変形量の占める割合が急激に低下することはない。このことから、CFRP 補強によりせん断ひび割れの広がりを抑制できたと考えられる。

## 4. 耐力の評価

表 - 5 に実験結果—計算値の比較を示す。また、各試験体最大耐力の炭素繊維シート補強量による比較概要を表 - 6 に、シート補強量による比較を図 - 8 に示す。表 - 5, 表 - 6 中の実験値最大

表 - 5 実験結果 - 計算値比較

試験体	実験値			計算値			exp Q <sub>max</sub> / cal Q <sub>su</sub>
	最大耐力	正側最大耐力時層間変形角	正側限界部材角	曲げ耐力	せん断耐力	せん断余裕度	
	exp Q <sub>max</sub> (kN)	R <sub>Qmax</sub> (rad)	R <sub>Q80%</sub> (rad)	cal Q <sub>mu</sub> (kN)	cal Q <sub>su</sub> (kN)	cal Q <sub>su</sub> / cal Q <sub>mu</sub>	
No.1	335	+1/125	+1/36	416	248	0.60	1.35
No.2	358	+1/125	+1/15	409	272	0.67	1.32
No.3	374	+1/83	+1/15	399	324	0.81	1.15

表 - 6 シート補強量による比較概要

試験体	補強量 r <sub>p</sub> w <sub>r</sub> σ <sub>wy</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	実験値		計算値	
		Q <sub>max</sub> (kN)	耐力上昇率	Q <sub>su</sub> (kN)	耐力上昇率
No.1	0	335	1.00	248	1.00
No.2	0.45	358	1.07	272	1.10
No.3	1.75	374	1.12	324	1.31

r<sub>p</sub>w<sub>r</sub>:炭素繊維シートによる補強後断面に対するせん断補強筋比  
rσ<sub>wy</sub>:炭素繊維シートの引張強度

耐力は、正側最大耐力を示す。また、図 - 8 の横軸は炭素繊維シートの補強量 r<sub>p</sub>w<sub>r</sub>σ<sub>wy</sub>(N/mm<sup>2</sup>)を示す。

曲げ耐力 Q<sub>mu</sub> およびせん断耐力の計算値 Q<sub>su</sub> は文献<sup>2)</sup>による次式から材料試験の結果を用いて算出した。

$$M_u = 0.8 r a_t r \sigma_y \cdot D + s a_t s \sigma_y \cdot s j + 0.125 b \cdot D^2 \cdot F_c' \quad (N_3 < N < N_4) \quad (1)$$

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_{t2}^{0.23} (180 + F_{c1})}{M / (Q \cdot d_2) + 0.12} + 2.7 \sqrt{r p_{w1} r \sigma_{wy1} + \frac{1}{2} s p_{w's} \sigma_{wy} + r p_{w2} r \sigma_{wy2} + 0.1 \sigma_0} \right\} b_2 \cdot j \quad (2)$$

記号は文献<sup>2)</sup> 参照 (炭素繊維補強を含む)

低強度コンクリート無補強基準試験体 No.1 は計画通りせん断破壊し、その最大耐力は、文献<sup>2)</sup>によるせん断終局強度を約 35%上回った。

実験値に対しては、補強試験体 No.2 (炭素繊維シート補強量 r<sub>p</sub>w<sub>r</sub>σ<sub>wy</sub>=0.45N/mm<sup>2</sup>) では、無補強基準試験体 No.1 の最大耐力を約 7%上回り、補強試験体 No.3 (炭素繊維シート補強量 r<sub>p</sub>w<sub>r</sub>σ<sub>wy</sub>=1.75N/mm<sup>2</sup>) では約 12%上回った。またせん断終局強度の計算値に対しては、No.2 は約 32%、No.3 は約 15%上回った。

実験値と計算値の比(実/計)は 1.15 ~ 1.35 と比較的よく対応しており、コンクリート強度が低強度の領域においても

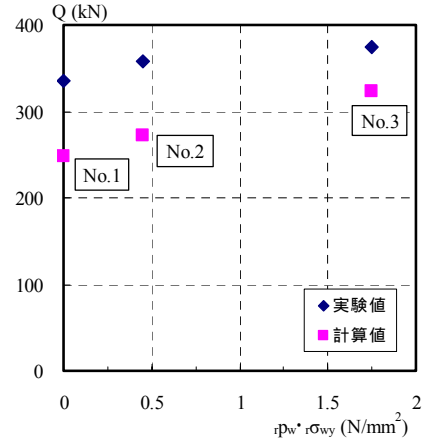


図 - 8 シート補強量による比較

上記の算定式でせん断耐力の評価は可能であった。

## 5. まとめ

低強度コンクリートを使用した-SRC 柱試験体 3 体に対する静的加力実験を行い、CERP 補強の耐震補強効果について検討した結果、以下のような知見を得た。

- (1) コンクリート強度が低強度の領域においても、CFRP 補強によりせん断耐力と変形能力の向上を図ることが可能であった。
- (2) F<sub>c</sub>=13N/mm<sup>2</sup> 程度の低強度コンクリートを使用した SRC 柱でも、既往の計算式でせん断耐力を安全側に評価できた。

## 参考文献

- 1) 日本建築防災協会:既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針同解説, pp.166, 2001.2
- 2) 日本建築防災協会:既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針同解説, pp.107-115, 1998.1