

論文 部分的な炭素繊維シート貼付による既存 RC 柱のせん断補強

宮内 靖昌*1・茨木 悠佑*2・上林 智貴*3・西村 泰志*4

要旨：既存 RC 柱のせん断破壊を防止するために、柱の周囲に炭素繊維シートを巻きつける耐震補強工法が一般的に行われている。しかし、外壁が取り付く柱の 4 面に炭素繊維シートを巻きつけることは建物の使用上困難である。そこで、柱表面の 1 面、2 面あるいは 3 面に CF シートを貼付けて補強した柱の構造性能を実験で検討し、工法の有効性を検討した。実験の結果、炭素繊維シートを貼付けることによりせん断耐力が増大した。終局せん断耐力の計算では、既存柱の耐力に炭素繊維シートが負担するせん断力を加える式を提案し、安全側に計算できることを示した。

キーワード：耐震補強, 既存 RC 柱, せん断耐力, 炭素繊維シート貼付け, あと施工アンカー

1. はじめに

既存 RC 柱のせん断破壊を防止し、既存建物の耐震性能を向上させるために、従来、柱の鋼板巻き補強や炭素繊維シート巻き補強、RC 増打ち補強などが行われている。これらの従来工法は、いずれも柱の周囲 (4 面) に補強材を巻きつけるものである。しかしながら、壁や障害物がある柱では周囲に巻きつけることが困難であり、特に外壁が取り付く柱では仕上げや防水の面から補強材を巻きつける耐震補強工法を採用することは困難である。

そこで、本論では、図-1 に示すように、壁が取り付けしていない柱面の 1 面、2 面あるいは 3 面に炭素繊維シート (以下、CF シート) を貼付ける補強工法を取り上げた (以下、「部分的な CF シート貼付け」と称す)。CF シートの端部はあと施工アンカーを用いて定着を確保した。このような部分的な貼付け補強工法に関する研究は、2014 年に鋼板を用いて行ったが¹⁾、本論はその続報としての位置付けである。また、鋼板貼付け工法、CF シート貼付け工法に関しては文献^{2)~5)}にも報告されている。もちろん、CF シートを 4 面に巻き付け、周囲から既存コンクリートを拘束する従来工法と同等な補強効果は期待できないと推察されるが、少しでも補強効果があれば実務

で活用できるものと考え、それらによる終局せん断耐力の増大および変形性能の向上等を検討することを目的として行った実験結果について報告する。

2. 実験計画

2.1 試験体

図-2 に試験体の一覧を、図-3 に試験体の断面・形状および配筋詳細等を示す (スタブ部分の配筋は省略)。試験体は 5 体で、無補強の試験体 CF0 および CF シートを周囲に巻き付けた従来工法の試験体 CF4 (4 面補強) を比較用の基準試験体とした。これに対して、CF シートをそれぞれ 1 面、2 面および 3 面に貼付けた試験体 CF1, CF2, CF3 である。本実験では、既存柱のせん断補強を対象としており、図-2 中に示すように 1 面補強の CF シートおよび 3 面補強の 2 面を加力のせん断方向に配置した。また、本実験では、基本的なせん断補強効果を検討するために、各試験体とも壁は設けていない。

試験体は柱部分の上下に試験体固定用のスタブを有する形状とし、柱断面は $B \times D = 270\text{mm} \times 270\text{mm}$ (B, D : それぞれ柱断面の幅およびせい)、柱長さは $h = 900\text{mm}$ とし、せん断スパン比 a/D は $450/270 = 1.67$ とした。柱の引

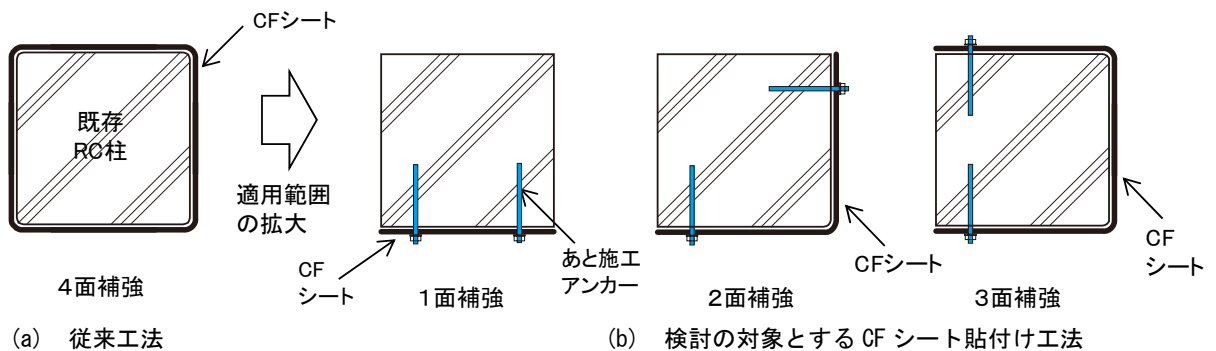


図-1 本研究の対象とする既存柱のせん断補強工法

*1 大阪工業大学 工学部建築学科 教授 博(工) (正会員)
 *2 大阪工業大学 工学部建築学科 (現在, 矢作建設工業)
 *3 大阪工業大学 工学部建築学科 (現在, 大本組)
 *4 大阪工業大学 工学部建築学科 教授 博(工) (正会員)

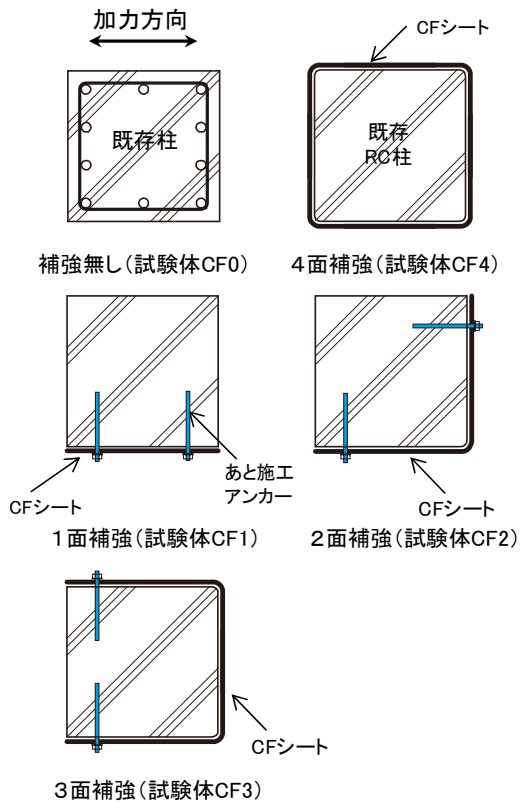


図-2 試験体の一覧

張主筋は 4-D16 (引張鉄筋比 $P_t = A_t / B \cdot D = 1.09\%$, A_t : 引張鉄筋の断面積), 帯筋は 2-D6@120 ($P_w = 0.20\%$) とし, 無補強の試験体はせん断破壊が先行するように計画した。

CF シートには高強度タイプ $300\text{g}/\text{m}^2$ を用い, 水平方向のみに 3 層貼付けた。2 面, 3 面, 4 面補強ではコーナー部に 20mm の面取りを設けた。

CF シートの両端は, CF シートを確実に定着するために, あと施工アンカーを用いた。あと施工アンカーは $M12@150$ とし, 鉛直方向に 6 本配置し, $PL-3.2 \times \text{幅 } 50\text{mm} \times \text{長さ } 860\text{mm}$ の鋼板をワッシャープレートとの代わりとした。ただし, 実際のおと施工アンカーとはせず, コンクリートの打設時に長ナットを埋め込んだ。

試験体のコンクリートは縦打ちとし, 試験体の上部から一度に打設した。

2.2 使用材料

表-1 に試験体に打設したコンクリートの材料試験結果を, 表-2 に鉄筋の引張試験結果を示す。

コンクリートは粗骨材の最大径 15mm とし, 設計基準

表-1 コンクリートの材料試験結果

圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)	割裂強度 (N/mm^2)
33.3	24800	2.87

・ 3 回の試験結果の平均値

表-2 鉄筋の引張試験結果

種類	使用部位	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)
D16	柱主筋	379	549	198400
D6	帯筋	384	523	183700

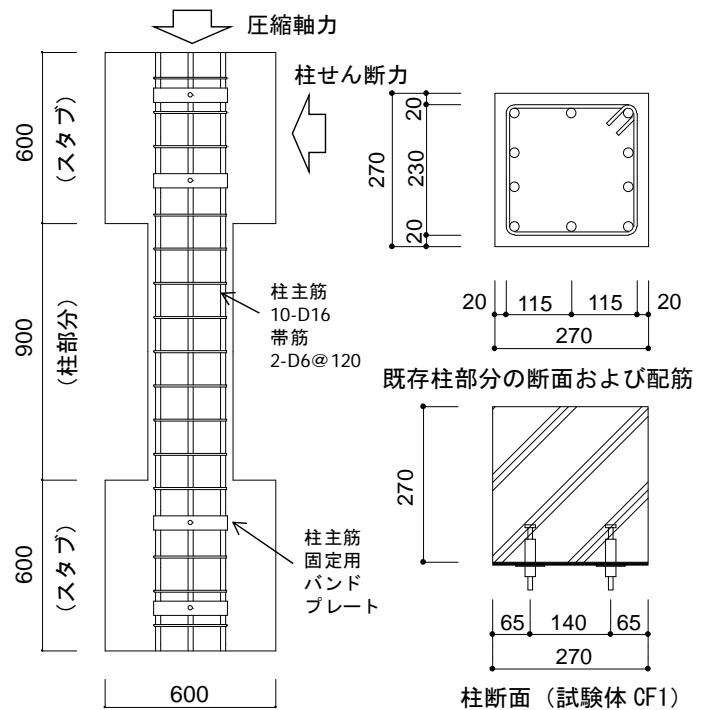


図-3 試験体の断面・形状および配筋詳細 (単位 ; mm)

強度 $F_c = 21 \text{ N}/\text{mm}^2$ として計画したが, 実験時の圧縮強度は, 表に示すように $33.3 \text{ N}/\text{mm}^2$ であった。

2.3 加力方法

図-4 に加力装置を示す。加力は, 建研式加力装置により圧縮軸力一定下において, 変位制御による正負繰り返し加力で柱に逆対称の曲げせん断力を加えた。載荷した圧縮軸力は, $N = 0.2 \sigma_{B1} \times B \times D = 479.7 \text{ kN}$ ($\sigma_{B1} = 32.9 \text{ N}/\text{mm}^2$, σ_{B1} : 柱に打設したコンクリートの加力開始時における 1 回目の圧縮強度試験結果) とした。制御変位は, 柱脚に対する柱頭の水平変位 δ を柱内法高さ h (900mm) で除して求めた部材角 R とし, 加力サイクルは, $R = \pm 2.5/1000\text{rad}$ で 1 回繰り返した後, $R = \pm 5, 10, 15, 20, 30/1000\text{rad}$ で各 2 回繰り返すことを原則とした。

3. 実験結果

3.1 破壊経過および荷重-変形関係

写真-1 に最終破壊状況の一例を示す。また, 図-5 に各試験体の荷重-変位曲線および包絡線の比較を示す。縦軸は柱せん断力 Q (kN) を, 横軸は部材角 R を示す。

無補強の試験体 CF0 は, $R = 2.5/1000 \text{ rad}$ の加力サイク

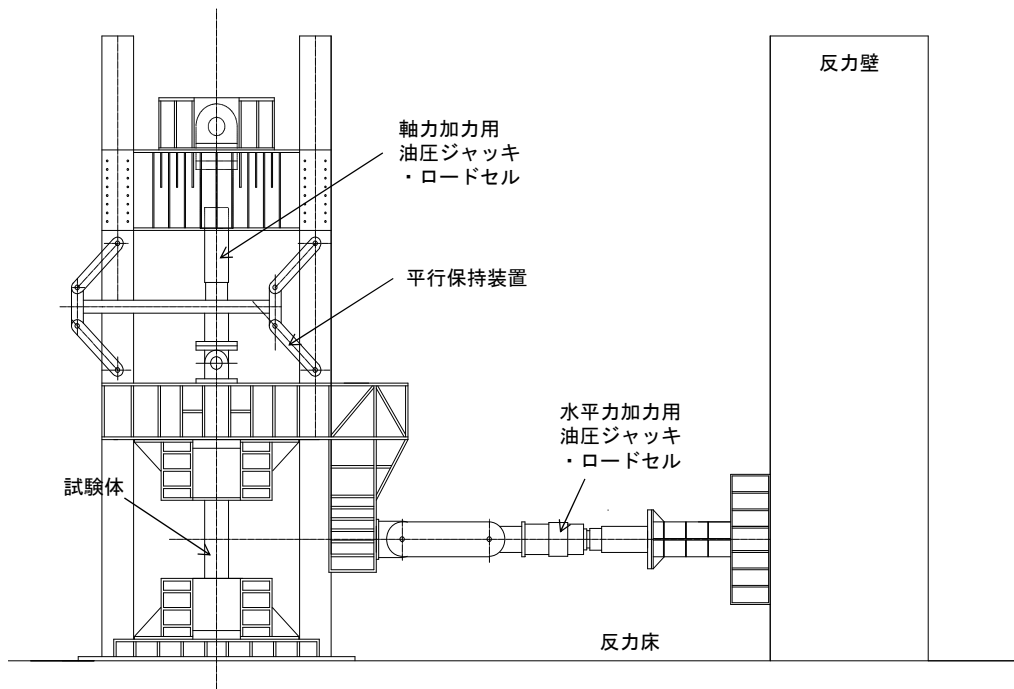


図-4 加力装置の概要

ルで、柱頭・柱脚に曲げひび割れが発生した後、 $Q=178\text{ kN}$ 、 $R=2.66/1000\text{ rad}$ でせん断ひび割れが発生した。引き続き、 $R=5/1000\text{ rad}$ の加力サイクルで、せん断ひび割れ、曲げせん断ひび割れが発生したが、 $R=5.44/1000\text{ rad}$ で主筋に沿ったひび割れが発生し、その後、主筋に沿ったひび割れが多数発生した。 $R=7.51/1000\text{ rad}$ で最大荷重 $Q=212.7\text{ kN}$ (正荷重) に達し、このとき帯筋が引張降伏した(後述の図-6 参照)。その後、主筋に沿ったひび割れが進展し、最終的に付着割裂破壊した。

一方、CF シート巻き(4面)補強した試験体 CF4 は、ひび割れの観察はできなかったが、柱頭部の柱主筋が $R=5.54/1000\text{ rad}$ で、柱脚部が $R=6.57/1000\text{ rad}$ で引張降伏し、 $R=10/1000\text{ rad}$ の荷重を $R=30/1000\text{ rad}$ までほぼ保持した。しかしながら、 $R=20.1/1000\text{ rad}$ (2回目) でCFシートが破断し、急激に荷重低下した。このとき、柱脚部の帯筋が引張降伏した。

これに対して、1面にCFシートを貼付して補強した試験体 CF1 は、柱頭・柱脚に曲げひび割れが発生した後、 $Q=192\text{ kN}$ 、 $R=3.84/1000\text{ rad}$ でせん断ひび割れが発生し、せん断ひび割れの発生は無補強の試験体 CF0 より若干遅くなった。また、 $Q=250\text{ kN}$ 、 $R=8.46/1000\text{ rad}$ で主筋に沿ったひび割れが発生した。その後、せん断ひび割れおよび主筋に沿ったひび割れが進展し、最大荷重は $Q=259.8\text{ kN}$ 、 $R=9.59/1000\text{ rad}$ で達し、その後徐々に荷重低下した。柱の側面では曲げひび割れの他に、 $R=8.64/1000\text{ rad}$ で、主筋に沿ったひび割れが発生し、写真-1 に示すようにCFシート側のこのひび割れはその後進展し、これはCFシートが引張力を負担した影響と思われる。



試験体 CF0 (無補強)

試験体 CF2 (2面補強)



試験体 CF1 (1面補強)

試験体 CF1 (裏面)

写真-1 最終破壊状況

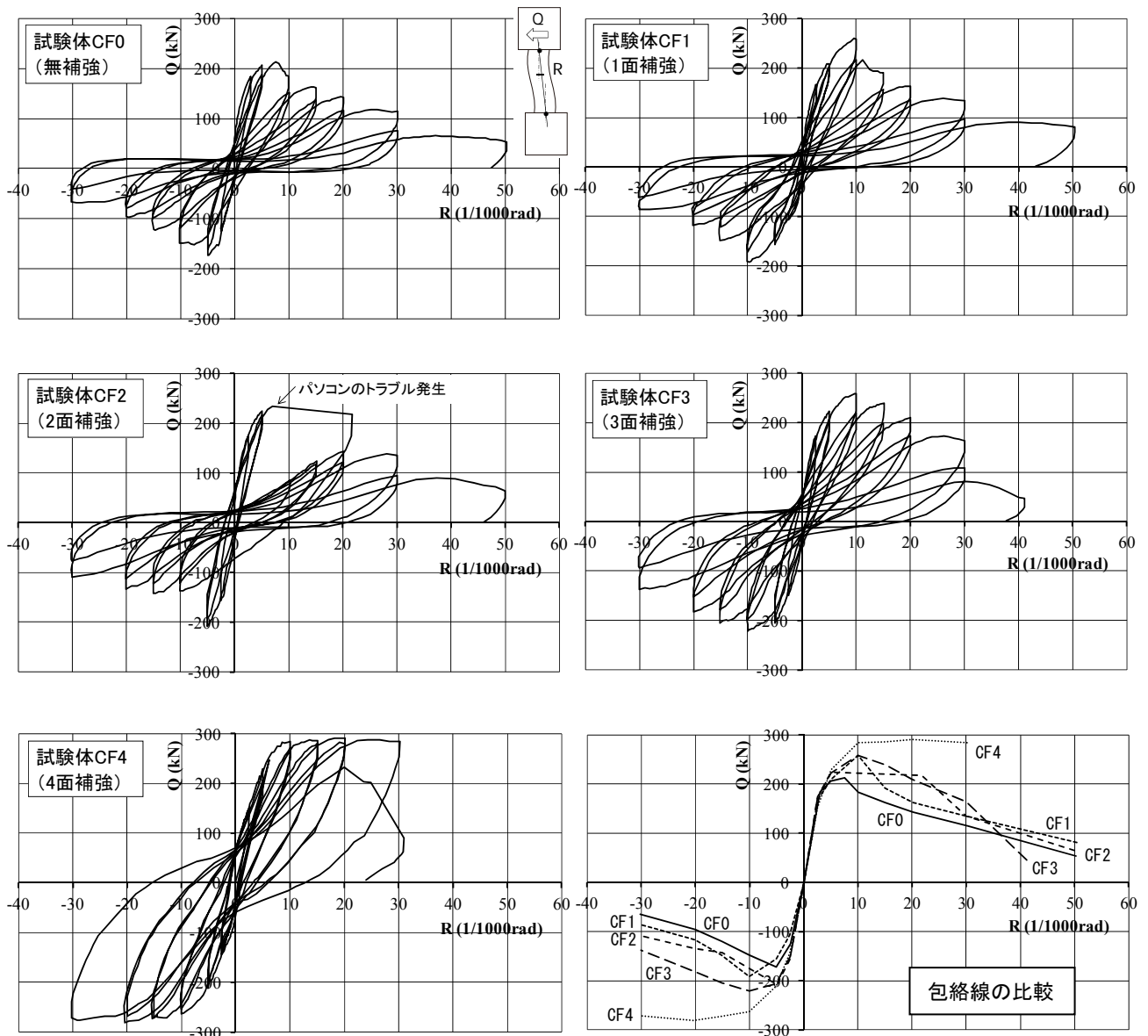


図-5 荷重-変位曲線および包絡線の比較

CFシートをL字形に貼付けて2面補強した試験体CF2は、試験体CF0およびCF1と同様に、曲げひび割れが発生した後、 $Q=157\text{ kN}$ 、 $R=1.91/1000\text{ rad}$ でせん断ひび割れが発生した。その後、 $R=10/1000\text{ rad}$ の加力サイクルでパソコンのトラブルが発生し、変位制御が不能となり、一気に $R=20/1000\text{ rad}$ を越えてしまい、最大荷重を確認できなかった。

また、CFシートをコ字形に貼付けて3面補強した試験体CF3は、ひび割れを観察できる面が1面しかないため、ひび割れ発生状況は十分には確認できていないが、柱の側面に発生したひび割れは、曲げひび割れ、主筋に沿ったひび割れおよびあと施工アンカーの影響による斜めひび割れであり、試験体CF1およびCF2と同様な破壊経過を示したものと推察される。最終的には主筋に沿ったひび割れが顕著になった。 $Q=258.8\text{ kN}$ 、 $R=9.76/1000\text{ rad}$ で

最大荷重に達し、その後荷重低下した。

図-5の右下に包絡線を比較して示す。図より以下のことがわかった。

(1) 無補強の試験体CF0に対して、CFシートを貼付けて補強した試験体は、最大荷重は増加した。正荷重時の最大荷重は、貼付ける面の数(1面~3面)による違いは明確でなかったが、負荷重時では、貼付ける面の数が多くなるほど、最大荷重は大きくなっている。しかしながら、CFシート巻き補強した試験体CF4(4面補強)のように曲げ降伏はしなかった。なお、試験体CF2の最大荷重は確認できなかったが、 $R=20/1000\text{ rad}$ 以降の性状より、試験体CF1およびCF3と同程度であったと思われる。

(2) CFシート貼付補強した試験体は、最大荷重に達する時の部材角が、無補強の試験体より大きくなったため、限界部材角(例えば、最大耐力の80%に耐力低下し

表-3 終局耐力の実験値と計算値の比較

試験体	実験値		計算値			実験値 計算値
	最大荷重 Qmax (kN)	最大荷重時 部材角 Rmax (1/1000 rad)	曲げ耐力 Qmu (kN)	せん断耐力 Qsu (kN)	終局耐力 計算値 cQu (kN)	
CF0 (無補強)	212.7	7.51	260.3	154.3	154.3	1.38
CF1 (1面補強)	259.8	9.59	260.3	191.6	191.6	1.36
CF2 (2面補強)	—	—	260.3	191.6	191.6	—
CF3 (3面補強)	258.8	9.76	260.3	216.2	216.2	1.20
CF4 (4面補強)	284.3	10.02	260.3	216.2	216.2	1.31
				236.0	236.0	1.20

- ・最大荷重の実験値は正荷重時の値とした。試験体 CF4 は、R=10/1000 rad 時の値を最大荷重とした。
- ・試験体 CF2 の最大耐力実験値は確認されていないため、ここでの検討は省略した。
- ・試験体 CF1, CF2, CF3 の終局耐力計算値では、CF シートを帯筋換算し、有効強度係数を 2/3 とした。
- ・試験体 CF4 の終局耐力計算値 (上段)：試験体 CF1~CF3 と同様に、CF シートの有効強度係数を 2/3 とした値
(下段)：耐震改修設計・施工指針⁷⁾ に準じて計算した値

た時の部材角)は大きくなった。

3.2 ひずみ状況

図-6 に帯筋のひずみ状況 (ともに柱頭から約 300mm 下がった位置)を示す。縦軸は柱せん断力 Q (kN)、横

軸はひずみ ϵ (%) を示す。試験体 CF0 の帯筋は、最大荷重時に引張降伏ひずみに達したのに対し、CF シートで補強した試験体は、最大荷重時に降引張降伏ひずみに達した。なお、試験体 CF4 (4面補強)は、図では引張

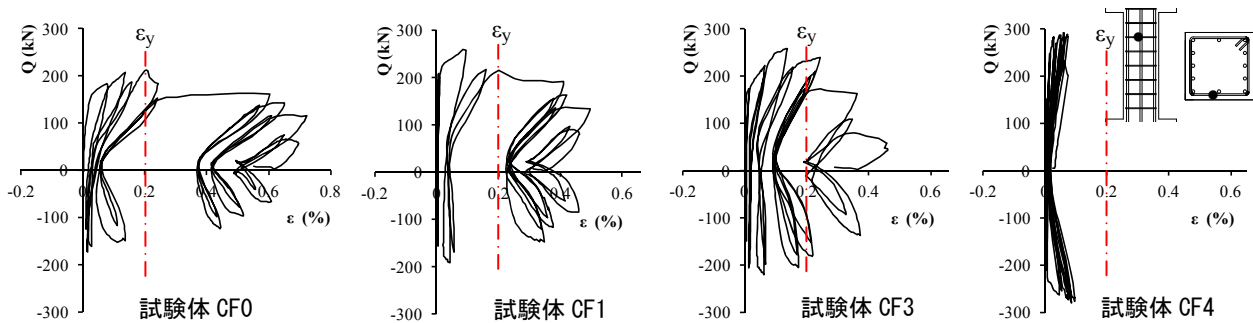


図-6 帯筋のひずみ状況

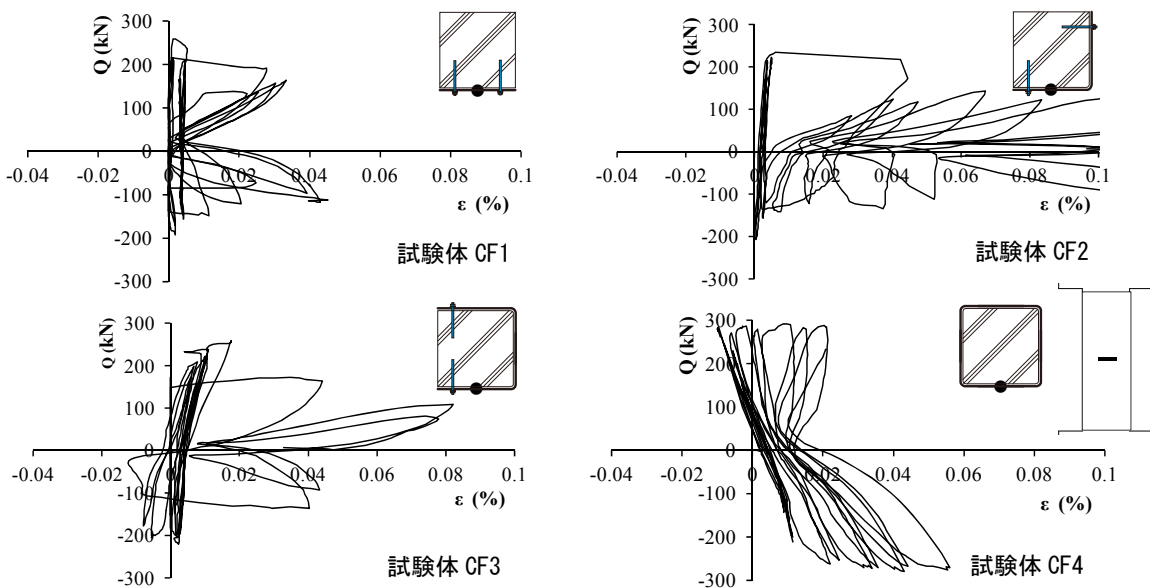


図-7 CF シートのひずみ状況

降伏ひずみに達していないが、柱脚の帯筋は降伏ひずみに達していた。

また、図-7にCFシートのひずみ状況を示す。図に示したひずみの計測位置は、柱高さ方向の中央位置である。いずれの試験体も最大荷重時のひずみは小さいが、その後は、ひずみが増大しており、せん断ひび割れおよび主筋に沿った付着ひび割れの進展を拘束している。

4. 終局耐力の実験値と計算値の比較

無補強の試験体CF0および従来のCFシート巻き補強した試験体CF4の終局せん断耐力をそれぞれ日本建築防災協会の耐震診断基準⁶⁾および耐震改修設計・施工指針⁷⁾に準じて計算した結果を表-3に示す。なお、終局曲げ耐力も耐震診断基準⁶⁾に準じて計算し、CFシート貼付けによる影響はないため、全試験体同じである。

試験体CF0は、せん断耐力 Q_{su} (下記の(1)式)で終局耐力 cQ_u が決まり、計算値に対する実験値の比(実/計)は1.38となった。また、試験体CF4の終局耐力も、計算上はせん断耐力で決まり、実/計は1.20となった。

これに対して、部分的なCFシート貼付けにより補強した試験体CF1~CF3の終局せん断耐力も、試験体CF4と同様に、(1)式第2項にCFシートによる負担せん断力を帯筋に換算して加えた。ただし、試験体CF4と同程度の安全率(実/計の比)を付与するために、有効強度係数 α_{cf} を導入した。これは、CFシートのせん断設計用引張強度 σ_{fd} の算定におけるCFシートの有効ひずみ $\varepsilon_{fd} = 0.7\%$ ⁷⁾を、 $0.7 \times 2/3 = 0.47\%$ にさらに低減したことになる。この値は図-7に示すCFシートのひずみと対応しないが、終局せん断耐力を求めるために設定することにした。計算した結果、表-3に示すように、試験体CF1~CF3で、実/計=1.20~1.36となった。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 P_t^{0.23} (18 + \sigma_B)}{\frac{M}{Q \cdot d} + 0.12} + 0.85 \sqrt{\Sigma P_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j \quad (1)$$

$$\Sigma P_w \cdot \sigma_{wy} = P_{ws} \cdot \sigma_{wys} + \alpha_{cf} \cdot P_{wf} \cdot \sigma_{fd} \quad (2)$$

ここで、

- P_t : 引張鉄筋比 (%)
- P_{wf} : CFシートのせん断補強筋比
- σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
- σ_0 : 軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{fd} : CFシートのせん断設計用引張強度 (N/mm²)
- $\sigma_{fd} = \min (E_{fd} \cdot \varepsilon_{fd}, (2/3) \sigma_f)$
- E_{fd} : 炭素繊維の規格ヤング係数 (=230000 N/mm²)
- ε_{fd} : 炭素繊維の有効ひずみ度 (=0.7%)

α_{cf} : CFシートの有効強度係数で、ここでは2/3とする

5. まとめ

柱の1面、2面および3面にCFシートを貼付けて補強した既存RC柱のせん断補強効果を検討した結果、以下のことがわかった。

- (1) CFシート貼付けにより、終局せん断耐力は増大し、貼付け面が多くなるほど、最大耐力は増加した。
- (2) CFシート貼付補強した試験体は、最大荷重に達する時の部材角が、無補強の試験体より大きくなったため、限界部材角(最大耐力の80%に耐力低下した時の部材角)は大きくなった。
- (3) CFシート貼付補強した試験体の終局耐力を、既存柱の終局耐力にCFシートの負担するせん断力を加えて計算した。CFシートの負担するせん断力には、従来のCFシート巻き工法と同等の安全余裕度を付与するために、有効強度係数(2/3)を考慮した結果、実験値に対し安全側に計算できることがわかった。

参考文献

- 1) 宮内靖昌, 藤原一馬, 土肥大輝, 西村泰志: 部分的な鋼板貼付による既存RC柱のせん断補強, コンクリート工学年次論文集, Vol36, No.2, pp.1273-1278, 2014
- 2) 以頭秀司, 宮内靖昌, 望月英二, 福原武史: 鋼板を片面に貼り付けてせん断補強した既存RC柱の力学性状, その1, その2, 日本建築学会大会, 構造C-2, pp.251-254, 2013.8
- 3) 杜威, 柳沢学: 片面鋼板補強したRC柱のせん断耐力に関する実験的研究, その2, 日本建築学会大会, 構造C-2, pp.563-564, 2013.8
- 4) 小林薫, 石橋忠良: RC柱の一面から施工する耐震補強工法の鋼板の補強効果に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.683, V-52, pp.75-89, 2001.8
- 5) 宮内靖昌, 東端泰夫, 毛井崇博: そで壁付きRC柱のせん断補強に関する研究, 日本建築学会大会, 構造C, pp.641-642, 1997
- 6) (一財)日本建築防災協会: 2001年改訂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, pp.31-32, 2005.2
- 7) (一財)日本建築防災協会: 2010年改訂版連続繊維補強材を用いた既存鉄筋コンクリート造およ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, 2010.1