

論文 炭素繊維シートによる既存鉄筋コンクリート柱の耐震補強に関する研究

福島順一*¹

要旨：異形鉄筋を主筋に用いた部材と早期に付着強度を喪失する丸鋼部材とでは、炭素繊維シートによる補強効果にも差異が生ずることが予測される。そこで、既往の実験から柱主筋形状の違いに着目し、同結果から丸鋼部材の剪断補強式を提案すると共に、補強柱の終局塑性率と剪断余裕度との関係を既往データも含めて考察した。その結果、丸鋼鉄筋と比較して異形鉄筋の補強効果は低く、剪断余裕度が同値であっても保証し得る終局塑性率は約半分程度であることが分かった。以上の結果に基づき、概ね実験の下限値を与える終局塑性率と剪断余裕度との関係を主筋形状別に提案した。

キーワード：耐震補強、炭素繊維、主筋形状、剪断補強、剪断余裕度、終局塑性率

1. はじめに

炭素繊維シート(Carbon Fiber Sheet：以下C F S)による既存鉄筋コンクリート柱の補強法は、素材が軽量であることから施工が容易であり合理的な補強法として現在注目を浴びている。しかし、既往の研究は主筋に異形鉄筋を用いたものがほとんどであり、旧基準の建物に多い丸鋼に関するものは少ない。一般に、鉄筋コンクリート部材の剪断強度は「トラス」「アーチ」両機構の合算で表され、部材表面に貼付されたC F Sはトラス機構の強度上昇に寄与するものと考えられている。一方、トラス機構は主筋の付着強度に依存するものであるから、早期に付着が劣化する丸鋼部材に異形鉄筋と同様の仮定を用いると、トラス機構を補強する工学的意味が希薄になる。本研究は、以上の観点から主筋の付着性能の違いがC F Sの補強効果に及ぼす影響を実験的に検証したもので、これらの結果は診断基準 [1]における韌性指標(F値)に反映させることを目的としている。

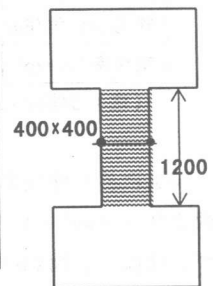
2. 実験の概要

B×D=400×400(mm)、可撓高さ1200(mm)、H/D=3.0の試験体を12体計画し、形状、寸法(実物の2/3程度)及び軸応力度(2.9MPa)はすべて共通とした。表1に実験パラメータと該当する試験体符号の組み合わせ一覧を示す。試験の要因は、C F Sの横補強比(剪断補強筋比と同じ定義)と

表1 実験パラメータと試験体符号

実験パラメータ	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12
剪断補強筋の有無	●	●		●			●					
剪断補強筋量										●	●	
C F S補強量	●		●	●				●	●	●		●
主筋表面形状									●			●
C F S弾性係数				●	●	●						

丸鋼 ← → 異形



* 1 大成建設(株)設計本部構造設計室長、工修(正会員)

弾性係数，主筋の表面形状（丸鋼，異形鉄筋），剪断補強筋比である。試験体の柱主筋は，C1～C9では丸鋼，C10～C12では異形鉄筋を使用し，スタブ内でプレート溶接定着とした。試験体の柱断面隅角部にはあらかじめ面取り成形を施し，CFSはエポキシ樹脂を用いて貼り付けた。また，CFSの横補強比が小さい試験体に関しては，シートを10mm幅のバンド状にして貼り付けた。なお，実験結果の詳細は文献[6]に示す。

3. 終局塑性率と補強量

実験で得られた終局塑性率と補強量との相関を検討する。終局塑性率を算出する場合の終局材角(Ru)は最大強度の8割に強度が低下した時の変形と定義するが，実験は定変位繰り返し載荷を行っているので定振幅状態で8割以下の強度になる場合もある。そこで次に示すルールを設け終局材角を決定した。

図1は実験で得られたループを3タイプに分類したもので，それぞれ「」内に該当する試験体符号を示す。「C4, 8, 9, 12」は定変位繰り返し載荷でも強度低下が少なく安定した復元力を示し，「C3, 5」は変形を増加させた次の初期ループで強度が復活するタイプである。一方，「C6, 7, 10, 11」は復活しないタイプであり，この場合は前ステップを終局材角とする。以上のルールから各試験体の終局材角(Ru)を求め，主筋に貼付した歪みゲージが降伏歪みに達した時の変形(Ry)から終局塑性率を $\mu_{exp} = Ru/Ry$ として求めた。表2に実験結果を示す。

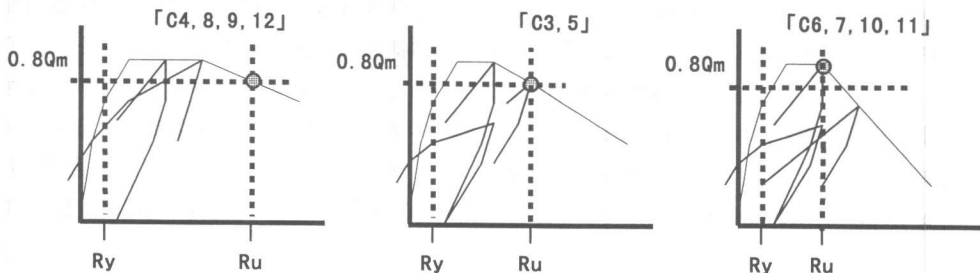


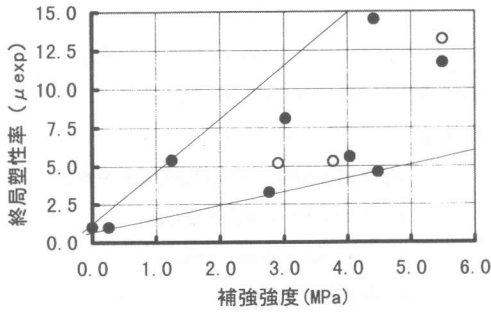
図1 終局変形の定義（「」内は該当する試験体符号）

表2 各試験体の塑性率 (μ_{exp}) 一覧 ($\delta y, \delta u: mm$)

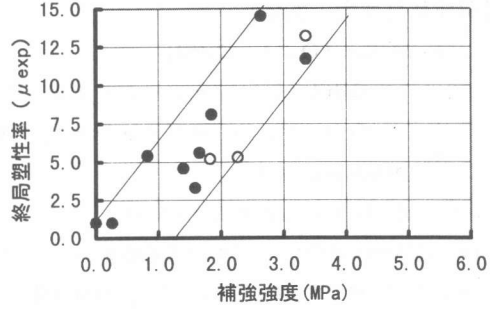
項目	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12
降伏変形 (δy)	22.4	-11.2	10.4	10.0	9.9	8.7	12.0	8.0	8.6	7.7	7.6	7.2
終局変形 (δu)	18.8	-11.2	56.3	80.6	55.4	40.0	40.0	115.8	103.9	40.0	40.0	95.2
終局材角 (Ru)	1/64	1/107	1/21	1/15	1/22	1/30	1/30	1/10	1/12	1/30	1/30	1/13
塑性率 (μ_{exp})	1.0	1.0	5.4	8.1	5.6	4.6	3.3	14.5	11.7	5.2	5.3	13.2

(注) C1試験体は $\mu_{exp} = \delta u / \delta y = 0.84$ となるが，破壊直後に主筋が降伏したため剪断モードとして $\mu_{exp} = 1.0$ とした。

図2に終局塑性率(μ_{exp})と補強量との相関性を示す。同図(a)はCFSと剪断補強筋の弾性係数比(E_{wf}/E_{wy})でCFS補強量($P_{wf} \cdot \sigma_{wf}$)を補正し，終局塑性率(μ_{exp})との関係を整理したもので，同様に，図(b)は補強効果を直接比較したものである。図中の【 r 】は相関係数を示す。図(a)よりも図(b)の相関が強く，また，丸鋼鉄筋試験体における補強効果が異形鉄筋と比較してやや大きい傾向が図(b)から伺える。



(a) $Pwy\sigma wy + (Ewf/Ewy)Pwf\sigma wf$ [$\gamma=0.84$]



(b) $Pwy\sigma wy + Pwf\sigma wf$ [$\gamma=0.91$]

図2 終局塑性率と補強量の相関性 (●: 丸鋼鉄筋, ○: 異形鉄筋)

4. CFS補強部材の剪断伝達機構

主筋が付着強度を喪失しロッキング状態で変形する丸鋼試験体ではトラス機構が負担する剪断力には限界があり、アーチ機構による圧縮ストラットの支点に相当する部位(柱頭柱脚)に圧縮応力を集中させることで剪断力に抵抗する。この時、圧縮ストラットと直交する方向に生ずる引張応力によって斜張力破壊が生ずるが、周辺に十分な拘束があれば急激な耐力低下は避けられる。

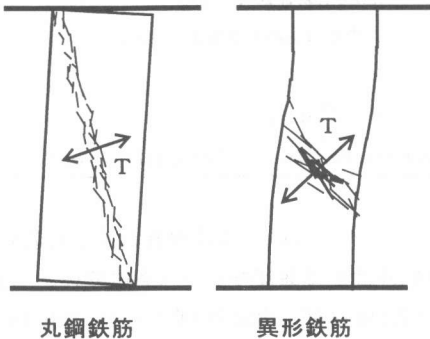


図3 主筋形状による変形モードの違い

付着劣化が早期に生ずる丸鋼試験体では、剪断補強筋や外部補強は圧縮ストラットの効果を増大させるものと考えられる。一方、異形鉄筋試験体では付着強度が高いため、丸鋼試験体とは異なり材の変形モードは柱頭・柱脚が固定されたS型に近い形となる。部材表面に密着して貼付されたCFSには、このS字変形によって対角線上に斜張力が生ずる。斜張力は部材中央近傍(モーメントの反曲点近傍)が最も大きい。この傾向は実験結果[6]からも伺えた。更に、CFSによってかぶりコンクリートが拘束されているので付着強度の急

激低下は生じ難く、部材内部に配置された剪断補強筋が負担するトラス機能は、終局状態においても比較的健全に保てると思われる。図3は主筋形状による変形モードの違いを模式的に示したもので、部材表面に貼付したCFSの剪断伝達機構が異なる様子を表す。

表3にCFS補強柱の剪断強度式を、表中の(1)式に丸鋼部材の剪断強度式を示す。(1a)式は柱の主応力度がコンクリートの引張強度に達した時にひび割れが発生すると仮定したもので、(1b)式はコンクリートの引張強度(σt)の代わりに剪断補強材(鉄筋+CFS)の引張強度(σf)を置換したものである。剪断斜張力強度は、コンクリートあるいは補強材の何れか大きい方の強度で決定するものとする。即ち、剪断斜張力強度はコンクリート効果と補強効果の累加ではなく、それぞれが単独で発揮されると仮定する。

以上は、剪断余裕度と関連させて終局塑性率を推定するために設けた仮定であり、CFSで補強された丸鋼部材の剪断強度を厳密に表すものではない。

表3 終局塑性率算定のための剪断強度推定式

【剪断終局強度：丸鋼】	
$Q_{su} = \max \{ Q_{dt1}, Q_{dt2} \}$	(1)
$Q_{dt1} = 0.1 \kappa (\sigma_t^2 + \sigma_t \cdot \sigma_o)^{1/2} B \cdot D / 1.5$	(1a) [3]
$Q_{dt2} = 0.1 \kappa (\sigma_f^2 + \sigma_f \cdot \sigma_o)^{1/2} B \cdot D / 1.5$	(1b)
Q_{su} : 剪断終局強度 (kN)	α_R : 丸鋼に適用するCFSの材料強度有効率 (=1.0)
Q_{dt1} : コンクリートで決まる剪断斜張力強度 (kN)	σ_o : 柱に作用する軸応力度 (MPa)
Q_{dt2} : 剪断補強鉄筋およびCFSによる剪断斜張力強度 (kN)	σ_B : コンクリートの圧縮強度 (MPa)
σ_t : コンクリートの引張強度 (=0.44(σ_B) ^{1/2}) (MPa) [4]	κ : 耐力係数 (=0.85)
σ_f : 鉄筋及びCFSによる補強強度 (=Pwy・ σ_{wy} + α_R ・Pwf・ σ_{wf}) (MPa)	
【剪断終局強度：異形鉄筋】	
$Q_{su} = 0.1 \{ \tan \theta (1 - \beta / \lambda) B \cdot D \cdot \nu \cdot \sigma_B / 2$	
$+ B \cdot j_e \cdot (Pwy \cdot \sigma_{wy} + \alpha_D \cdot Pwf \cdot \sigma_{wf}) \cdot \cot \phi \}$	(2) [2]
Q_{su} : 剪断終局強度 (kN)	θ : アーチ機構の材軸に対する角度 (rad.)
B : 柱幅 (cm)	β : コンクリート圧縮力のトラス機構の負担比率
D : 柱せい (cm)	ν : コンクリート圧縮強度の有効係数 (=1.0)
L : 柱のクリア高さ (cm)	σ_B : コンクリートの圧縮強度 (MPa)
j_e : 柱有効せい (cm)	α_D : 異形鉄筋に適用するCFSの材料強度有効率 (=2/3)
Pwy : 剪断補強筋比	λ : トラス機構の有効係数 (=0.35)
σ_{wy} : 剪断補強筋の降伏強度 (MPa)	$\cot \phi$: トラス機構の圧縮束の角度 (=1.0)
Pwf : CFS補強比 (Pwyと同定義)	
σ_{wf} : CFS材料強度 (MPa)	$\tan \theta = [(L^2 + D^2)^{1/2} - L] / D$
	$\beta = (1 + \cot^2 \phi) (Pwy \cdot \sigma_{wy} + \alpha_D \cdot Pwf \cdot \sigma_{wf}) / (\nu \cdot \sigma_B)$

丸鋼試験体について、材料強度の有効率(α_R)を1.0とした場合の(1)式の計算値と実験値との比較を図4に示す。CFS補強が無い試験体(C1, C2)以外は全て曲げモード(各試験体とも強度はほぼ等しい)であることから、補強量が多い試験体(C8, C9)ほど「実験値(曲げ)/計算値(剪断)」は更に小さくなるべきで、同図からはその傾向が伺える。但し、同図に併記したアーチ機構のみによる計算値は、評価式に補強項が含まれていないこともあって、その傾向を満たしていない。

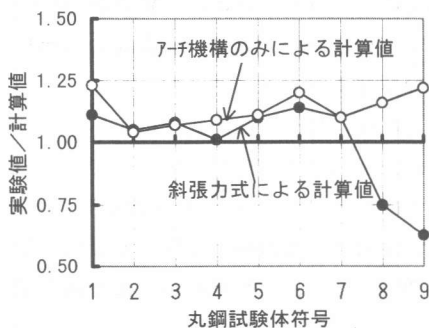


図4 剪断斜張力強度と実験値の比較

○はアーチ機構のみによる計算値を示す。

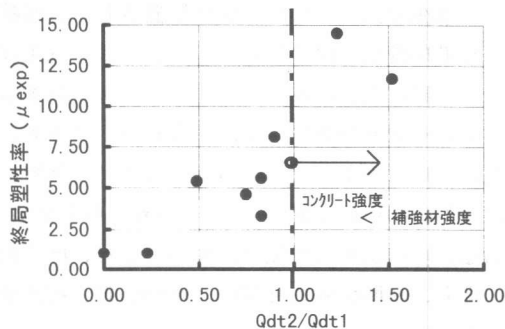


図5 丸鋼試験体における

斜張力強度比と塑性率

図5は表3に示す(1 a)式と(1 b)式の比(斜張力強度比)を表したもので、「Qdt1」はコンクリートによる斜張力強度を、「Qdt2」はCFS+補強鉄筋による斜張力強度を示す。図5より、終局塑性率と斜張力強度比には相関が認められ、 $\mu > 10$ の良好な靱性を示した試験体(C8, C9)はCFS全面貼りで補強量が多く、また「 $Qdt2/Qdt1 > 1.0$ 」であることから、丸鋼試験体においてはCFS補強量の下限値を斜張力強度比で制限することも考えられる。

5. 靱性評価式の検証

CFS補強部材の剪断強度式と終局塑性率との相関を検証するが、比較のために既往の実験データ[7]~[18]も併記した。丸鋼試験体数は本研究も含めて14体、異形鉄筋試験体は36体である。検証には前表3に示した剪断強度式を用いた。終局部材角には実験で得られた値を採用し、コンクリート強度等の材料条件(*)は各文献の値を使用した。また、異形鉄筋における炭素繊維材料強度の有効率は、本実験におけるシート破断時歪み測定結果(0.61~0.80)を参考に $\alpha_D = 2/3$ とし、コンクリート圧縮強度の有効係数は一律に $\nu = 1.0$ とした。なお、丸鋼鉄筋ではシート破断の主因が曲げ圧縮縁のコンクリート拘束圧によるものであり、異形鉄筋とは異なる機構から生じたものと考えられるので、ここでは低減せずに $\alpha_R = 1.0$ と仮定して検証している。試験体の降伏部材角(R_y)は計算で求め、実験で得られた終局部材角(R_u)との比から終局塑性率($\mu_{exp} = R_u/R_y$)を算出したが、この場合の降伏時剛性低下率(α_y)には菅野式[5]を用いた。図6は丸鋼鉄筋の結果をまとめたもので(3)式が比較的良い近似を示す。図7に示す異形鉄筋の場合は(3)式を下回る試験体もあるが、これらを包含して既提案[16]の(4)式が実験の下限を良く押さえていることが分かった。なお、剪断破壊後にポキシ樹脂を注入しシート補強した実大試験体[12]を図7に注記したが、塑性率は(4)式を大きく下回る。このことから補修部材に対しては本評価式は適用外であると言える。

以上、既往のデータを包含して靱性能を評価したが、上記の仮定条件に加えて何れの試験体も軸応力度が $(1/10 \sim 1/4) \times \sigma_B$ と低く、高軸力下での曲げ圧縮破壊モードは含まれていない。また、文献[16]の様に垂壁や腰壁による可撓長さの変化を見込んだデータ補正(安全側)も行っていない。以上から、安全率を含めた精度検証は今後の課題であると考えている。

(*) 炭素繊維の強度については「メーカーカタログ強度」或いは「実験ロット強度」の何れであるかは不明である。ここでは文献に記載されている値をそのまま採用した。

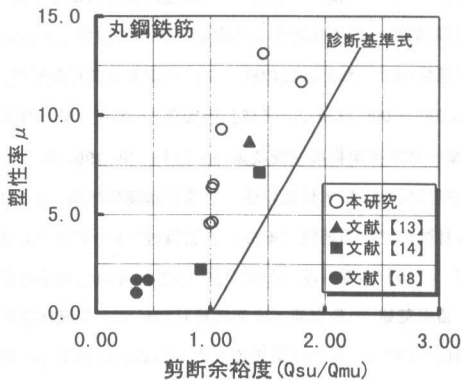


図6 丸鋼鉄筋の終局塑性率と剪断余裕度
細線： $\mu = 10(Qsu/Qmu - 1) \dots (3)$ [1]

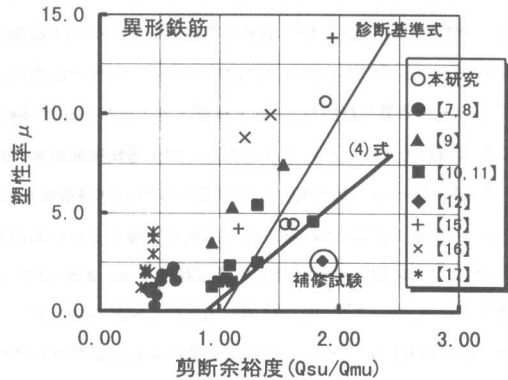


図7 异形鉄筋の終局塑性率と剪断余裕度
太線： $\mu = 5(Qsu/Qmu - 1) + 1 \dots (4)$ [16]

6. まとめ

主筋形状の違いがCFSによる補強効果に及ぼす影響について検証した。但し、本研究における検証は限られたデータ内での結論であり、柱軸力等の影響にも言及していない。また、ここで提案した丸鋼鉄筋の剪断強度式は、剪断余裕度と関連させて靱性を評価するために設けた仮定である。これらについては今後の検討を要する。以下に本研究のまとめを列挙する。

- (1) 終局塑性率はCFSと鉄筋の合算強度にほぼ比例し、両者に強い相関性がある。
- (2) 終局塑性率($\mu_{exp}=R_u/R_y$)と剪断余裕度(Q_{su}/Q_{mu})との関係は、丸鋼鉄筋では(3)式[1]が、異形鉄筋では(4)式[16]が、実験のほぼ下限値を押さえる。
- (3) この場合、丸鋼試験体の剪断強度は(1)式、異形鉄筋の剪断強度は(2)式とする。
- (4) 異形鉄筋部材の補修後の補強効果に関して(4)式は適用外である。

謝辞：本研究をまとめるにあたってご指導を頂いた、広島大学工学部嶋津孝之教授，荒木秀夫助教授に御礼を申し上げます。

参考文献

【1】(財)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診断基準・同解説，1991.9，【2】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，1990.11，【3】日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料，pp.81,1990.3，【4】北野敦則，城 攻他：炭素繊維シートを用いたRC柱の剪断補強・補修効果(その2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.293~294,1996.9，【5】日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準同解説，pp.62,1988.7

検証に引用した文献

【6】勝倉 靖，福島順一他：炭素繊維シートで補強されたRC柱の構造性能(その1実験結果)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.295~296,1996.9，【7】加藤武彦，長 稔他：炭素繊維シートによる既存RC柱の耐震補強に関する研究(その3剪断補強実験結果)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.157~158,1996.9，【8】林田則光，長 稔他：炭素繊維シートによる既存RC柱の耐震補強に関する研究(その4剪断耐力算定式の検討)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.159~160,1996.9，【9】長 稔，加藤武彦他：炭素繊維シートによる既存RC柱の耐震補強に関する研究(その5靱性評価手法の検討)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.161~162,1996.9，【10】荒木伸宏，松崎育弘他：シート状連続繊維により剪断補強されたRC柱の構造性能に関する実験的研究(その1実験概要及び結果)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.283~284,1996.9，【11】片岡隆広，松崎育弘他：シート状連続繊維により剪断補強されたRC柱の構造性能に関する実験的研究(その2実験結果及び検討)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.285~286,1996.9，【12】柳瀬高仁，柳沢 学：被災後に炭素繊維で補強した柱の構造性能に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.297~298,1996.9，【13】山中昌一，山田信一他：昭和初期の鉄筋コンクリート造建築物の構造性能評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.311~312,1996.9，【14】神野靖夫他：旧規準で設計されたRC構造物の補強に関する研究(その2炭素繊維シートと鉄板による柱の補強)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.335~336,1996.9，【15】増尾 潔：RC及びSRC柱の耐震補強実験と設計式の検証，コンクリート工学，Vol.34, No.10, pp.21~30,1996.10，【16】勝俣英雄，小島克朗：炭素繊維ストラッドによる既存鉄筋コンクリート柱の耐震補強(その2柱の曲げ剪断実験と終局部材角の評価について)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.243~244,1995.8，【17】勝俣英雄，小島克朗他：新素材による既存鉄筋コンクリート柱の耐震補強に関する研究(その2炭素繊維による矩形断面柱の補強実験)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.129~130,昭和62年10月，【18】今井和正他：炭素繊維シートで補強されたRC柱の靱性能評価，コンクリート工学年次論文報告集，1997年(予定)