

論文 帯筋量の少ないRC柱にアラミド繊維シートを用いた耐震補強実験

岡敬人*1・山川哲雄*2・張愛暉*3・仲鵬*4

要旨: 帯筋量が現行の最小帯筋比 $P_w=0.2\%$ を満足せず、せん断破壊しやすいRC柱を対象に、アラミド連続繊維シートで耐震補強し、一定軸力下の正負繰り返し曲げせん断実験を行い、補強RC柱の耐震性能に関する検討を行った。その結果、靱性に富んだ曲げ破壊を期待するには、アラミド繊維シートによる十分な横拘束が必要であり、しかも柱断面隅角部の面取り半径も重要である事がわかった。

キーワード: 耐震補強, RC柱, アラミド繊維, 面取り半径, 横拘束, 靱性

1. はじめに

阪神・淡路大震災以来、既存不適格建築物に対する耐震補強が急務とされている。そのような社会的関心が高まる中で、既存建築物のRC柱に対する連続繊維シートを用いた耐震補強に関する研究は増えつつある。本論では、1971年以前に建設された建築物で帯筋量が現行の最小帯筋比 $P_w=0.2\%$ を満足しないRC柱を対象に、アラミド連続繊維シートで耐震補強し、一定軸圧縮力下の正負繰り返し水平曲げせん断実験を行ない、耐震補強後の耐震性能について検討した。その中で、特にアラミド繊維シートによる断面隅角部での面取り半径と、柱頭及び柱脚部の局部的割増し補強が、耐震補強RC柱の弾塑性挙動に及ぼす影響を検証したものである。

2. 試験体

試験体は中低層建物の下層階柱を約1/3～1/2モデルに縮尺した柱である。耐震補強前の基準RC柱1体と一方向アラミド繊維シート(繊維目付 280g/m^2)により耐震補強された柱3体の計4体である。すべての柱の形状及び配筋が同じである。ただし、基準RC柱CR96L-S0のみは

他の3体とコンクリートの打設時期が異なるので[1]、コンクリート強度が異なり、主筋の力学的特性も一部異なる。補強前の柱は比較的主筋量が多く、せん断補強筋比が 0.17% と低く、軸

Table 1 Column specimens

Specimen	Number of sheets		Strength of concrete
	End	Middle	
CR96L-S0	-	-	25.8 MPa
R98S-A11	1	1	37.9 MPa
R98S-A21	2	1	
R98S-A21R	2	1	

Shear span to depth ratio : $M/(VD)=2.0$

Longitudinal bar : 12-D13 (SD295) , $P_g=2.44\%$

Transverse reinforcement : 2-D6@150 (SD295) , $P_w=0.17\%$

End : Hinge region(1.5D), Middle : Outside of hinge

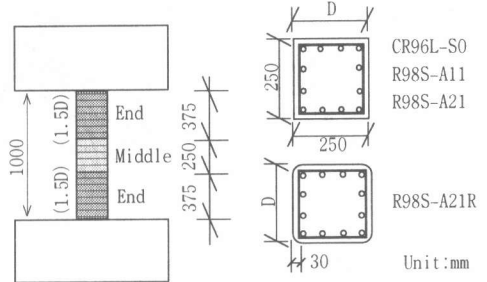


Fig. 1 Elevation and section of column specimen

*1 琉球大学大学院 理工学研究科環境建設工学専攻 (正会員)

*2 琉球大学教授 工学部環境建設工学科 工博 (正会員)

*3 琉球大学助教授 工学部環境建設工学科 学術博士 (正会員)

*4 琉球大学大学院 理工学研究科生産エネルギー工学専攻(株) 工修 (正会員)

Table 2 Properties of material

	Thickness or cross section area	σ_y	$s \epsilon_y$	$s E$
		(MPa)	(%)	(GPa)
Aramid fiber sheet	0.193mm	2059*1	1.8	117.7
Longitudinal bar	127mm ²	360.6*2	0.20	180.3*2
	D13(SD295A)	389.2		194.6
Transverse reinforcement	32mm ² D6(SD295A)	388.2	0.22	176.5

*1 Tensile broken strength *2 CR96L-S0

力比が0.35と比較的高いので、せん断破壊する柱と思われる。このようなせん断破壊柱にアラミド連続繊維シート(30cm幅)を水平方向に貼付し、耐震補強を行った。

R98S-A11 柱は全長にわたり、繊維1層とした。柱のヒンジ領域外でのコンクリート圧壊はヒンジ領域内に比べ顕著ではないことから、R98S-A21とR98S-A21R柱のヒンジ領域内では繊維2層、ヒンジ領域外では繊維1層とした。ここではFig. 1に示すように、補強の対象とするヒンジ領域長さを1.5D (D: 正方形断面の幅またはせい)とした。試験体の概要をTable 1及びFig. 1に示す。

炭素繊維シートは柱の断面隅角部で局部破断しやすく、柱断面の隅角部を規定の半径で面取

りする必要があるのに対し、アラミド繊維シートの場合、その面取り半径を緩和できるとされており、本実験の面取り半径は約5mmを基準とした。その外に面取り半径が耐震補強RC柱の耐震性能に与える影響を検討するために、R98S-A21R柱のみ断面隅角部での面取り半径を30mmとした。本実験に用いたコンクリート、鉄筋及び連続繊維シートの力学特性をTable 2に示す。

3. 実験経過

実験は建研式水平加力装置を用い、一定軸圧縮力 ($N=0.35 \sigma_b bD$) 下で正負繰り返し水平加力を行った。各試験体のせん断力V-部材角R、平均軸ひずみ ϵ_v -部材角R関係をFig. 2に示す。基準RC柱CR96L-S0では、R=1%のピークに達する前に、せん断ひび割れが生じるとともに、耐力が若干低下した。R=1%の繰り返し加力で、せん断劣化が進み、2回目のピーク時荷重は1回目 비해大きく低下した。R=1.5%の加力では、せん断ひび割れが顕著になり、ピーク時荷重が最大耐力を大きく下回り、柱がせん断破壊となった。

繊維1層巻きで横補強されたR98S-A11柱では、R=1%のピーク付近で、柱頭・柱脚ヒンジ部

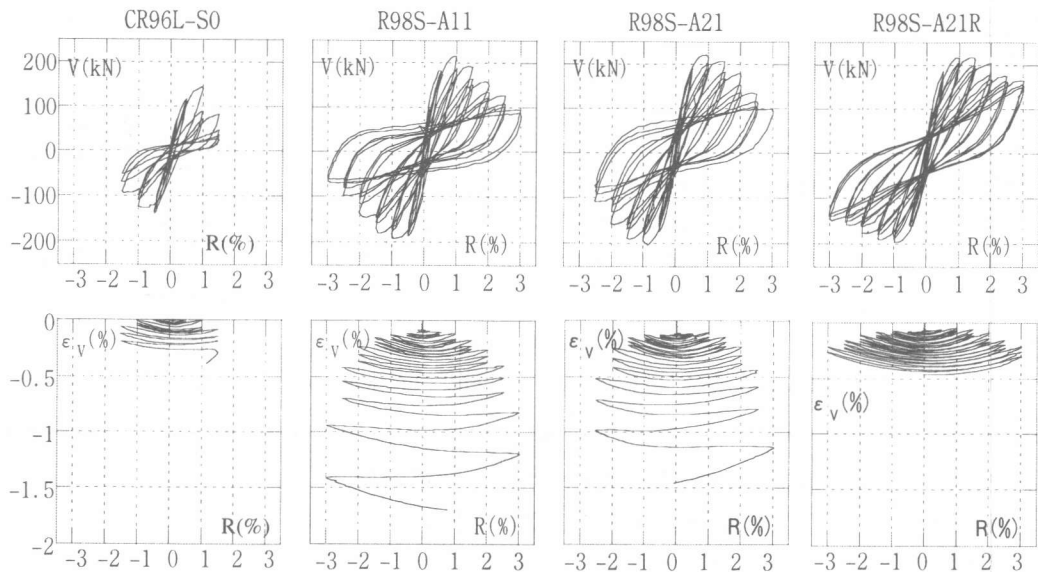


Fig. 2 Measured V-R and ϵ_v -R relationships

の繊維に凸起が生じ、コンクリートの圧壊が生じ始めた。R=1%での3回目ピーク時荷重が1回目に比べ大きく低下した。R=1.5%の繰り返し加力で逆S字型ループ性状を示し、主筋の付着すべりが一部生じたと思われる。その後の加力では、ピーク時荷重低下が激しく、繰り返しループは顕著な逆S字型となった。実験終了後に補強繊維を剥ぎ、殆どの主筋がヒンジ部で座屈し、ヒンジ部コンクリートに粉状の圧壊が確認された。

曲げヒンジが生じやすい柱頭、柱脚の1.5D部分をアラミド繊維シートで2層巻きしたR98S-A21R柱も、1層巻きCR98L-A11柱とほぼ同様な破壊経過であった。実験終了後、主筋の座屈、コンクリートの圧壊が確認された。

ヒンジ部繊維2層、面取り半径30mmのR98S-A21R柱では、R=1%まで安定した曲げ性状を示した。R=1.5%の1回目は紡錘型のループ性状を示したが、その繰り返し加力で若干耐力低下し、ループ性状も逆S字型を呈した。その後の加力では、荷重が緩やかに低下し、顕著な逆S字型ループ性状を示した。実験終了後の観察で一段筋に沿う付着ひび割れのほか、柱中段筋に沿う付着割裂ひび割れがほぼ柱全長に生じ、かぶりコンクリートがV字型に剥離していたことが確認された。しかし、主筋の座屈がなく、コンクリートの圧壊も軽微であった。

せん断破壊したCR96L-S0柱は低い部材角レベルで破壊したため、柱の軸変形も低いレベルであった。R98S-A11とR98S-A21R柱では、R=1%

までは軸ひずみが安定していたが、R=1.5%から急激に伸び、コンクリートの圧壊が急伸していることを意味する。面取り半径30mmのR98S-A21R柱では、大変形まで軸ひずみが少しずつ増えるものの、急激に増加する現象がなく、安定していた。これは実験終了後でもコンクリートの圧壊が軽微であったことと対応している。

4. 考察

4.1 包絡線の比較検討

各試験体の包絡線の比較をFig. 3に示す。アラミド繊維シート1層巻きのR98S-A11柱は補強なしのCR96L-S0柱に比べて最大耐力も大きく、最大耐力後の耐力低下も緩やかになる。ヒンジ部2層巻きR98S-A21R柱はヒンジ部1層R98S-A11柱に比べ、最大耐力後の耐力低下はわずかに改善されたが、両者の差は小さかった。アラミド繊維シート巻き数が同じで、断面隅角部の面取り半径が大きいR98S-A21R柱は隅角部の面取り半径5mmのR98S-A21柱に比べ、最大耐力後の耐力低下はかなり緩やかになった。

4.2 繊維の横ひずみ

コンクリートに対する横拘束が最もきびしかった柱頭web面の繊維シートの横ひずみ(Hoop方向ひずみ)をFig. 4に示す。断面隅角部の面取り半径が5mm、ヒンジ部繊維1層のR98S-A11柱の場合では、部材角が低いレベルの繰り返し加力でも、繊維の横ひずみが増え続ける。これは、低い部材角レベルからコンクリートの圧壊が生じ、コンクリートが膨張し始めていることを意

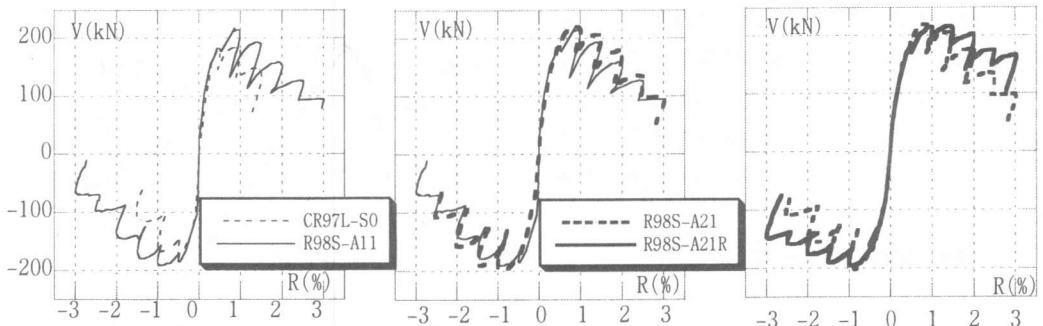


Fig. 3 Measured skeleton curves

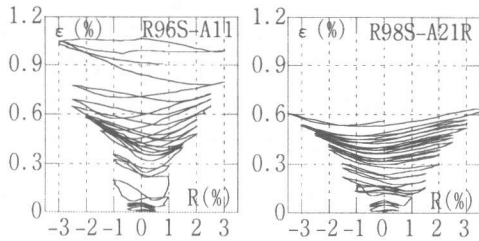


Fig. 4 Measured hoop strain of aramid fiber sheet

味する。面取り半径が30mm、ヒンジ部繊維2層のR98S-A21R柱では、繰り返し加力による繊維の横ひずみの増加が少なかった。これは繊維が繰り返し加力によるコンクリートの圧壊を抑制していることを意味する。

4.3 付着性状の検討

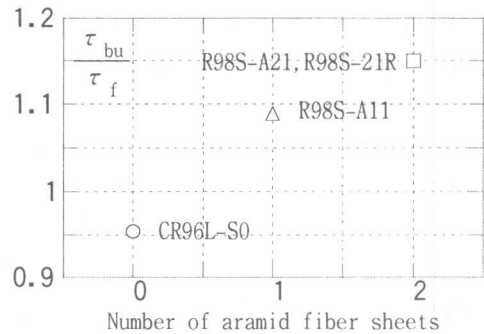
本実験では、付着による試験体の耐震性能の劣化があったため、終局限界状態における主筋の設計用付着応力度 (τ_f) と、付着強度 (τ_{bu}) の関係について検討した結果を Fig. 5 に示す。

Fig. 5 で縦軸 τ_{bu}/τ_f は付着余裕度を示す。文献[3]の τ_{bu} 計算式は従来RC部材の付着設計のために纏めた式であり、繊維拘束柱に適用するには問題があるが、繊維はかぶりコンクリートを介して主筋を拘束していると考えれば、横筋のように主筋の付着割裂強度に寄与すると仮定できる。計算は一段目にサイドスプリット面を仮定した場合について行う。ただし、 p_w にアラミド繊維量を算入する際に1/3に低減させた (Fig. 5 参照)。

無補強の基準試験体の一段筋における付着余裕度 τ_{bu}/τ_f (計算値) は1.0を下回っている。1層の繊維横補強柱においては1.0を上回っているが、前述のように実験では一部付着すべりが観察されている。さらに繊維補強することにより付着割裂破壊が防止できる計算結果に Fig. 5 はなっているが、どの程度付着余裕度を確保すれば十分であるかなどは今後の検討課題である。

4.4 曲げ解析による検討

平面保持を仮定したファイバーモデルを用いた曲げ解析により、柱の曲げ圧壊性状の検討を



$$\tau_f = d_b \cdot \Delta\sigma / 4(L-d) \quad (\Delta\sigma = 2\sigma_y) \quad \dots (1)$$

d_b : 主筋径, σ_y : 主筋降伏点強度

L : 部材長, d : 柱有効せい

主筋の付着割裂強度は文献[3]より、下式を適用した。

$$\tau_{bu} = (0.086b_{si} + 0.11)\sqrt{\sigma_c} + (55 + 47N_w / N_s)(b_{si} + 1)p_w \quad \dots (2)$$

b_{si} : 右図の割裂面 (1段目のサイドスプリット) を仮定

$N_w=2, N_s=4$

p_w : アラミド繊維シートを帯筋比に換算し、それに1/3を乗じて既存の帯筋比 p_w に加算した。



Fig. 5 Bond splitting failure versus number of fiber sheets relationships

行った。拘束コンクリートの構成則に川島らの提案式[5]を用いた。川島式は炭素繊維拘束のみを対象としているが、ここでは、アラミド繊維拘束の場合でも川島式を準用することとした。川島式による各種拘束状態下のコンクリートの応力-ひずみ関係を Fig. 6 に示す。柱の部材角は材軸方向の曲率を仮定することにより求めた[6]。塑性ヒンジの長さは柱せいの1/2とした。各試験体の曲げ解析結果と実験結果の比較を Fig. 7 に示す。図中にAIJ式[3]によるせん断

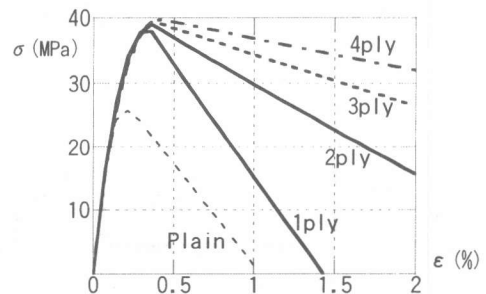


Fig. 6 Stress-strain curves for concrete

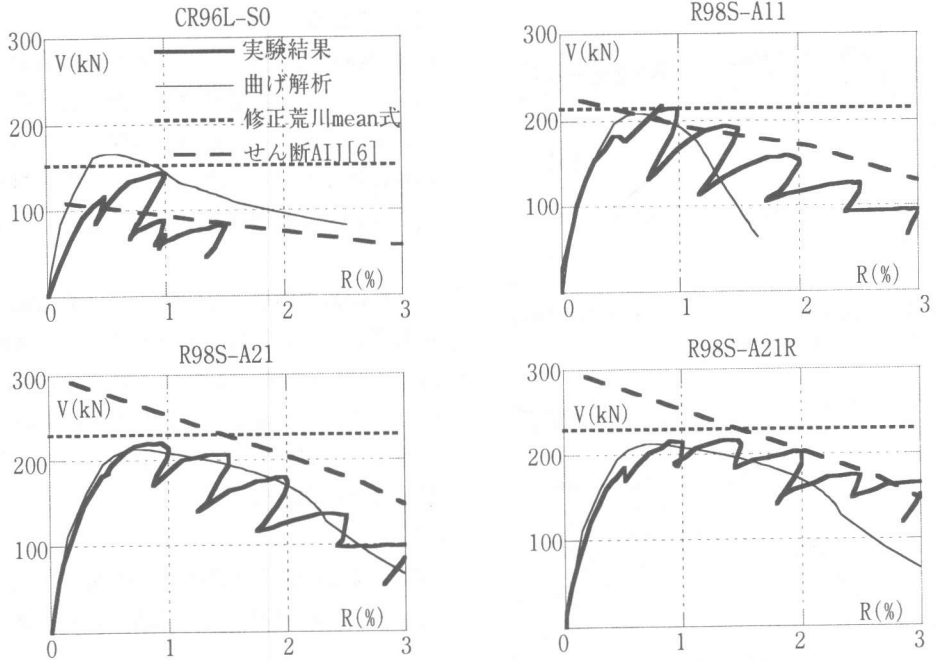
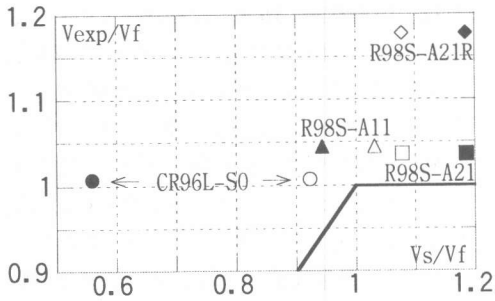


Fig. 7 Comparison of calculation and experiment on lateral capacity



V_{exp} =lateral capacity (experiment), V_s =shear strength (calculation), V_f =flexural strength (fiber model)
 (○ Modified Arakawa's mean eq., ● AIJ method)

Fig. 8 Experimental and calculated results on shear strength versus flexural strength relationships

耐力も併記した。ただし、 $p_w \sigma_y$ においてアラミド繊維シートは引張強度の1/3を、せん断補強筋降伏強度として取り扱い累加した[3, 4]。また、 λ を求める際に有効横補強筋ピッチに、1/3に低減したアラミド繊維と、帯筋を等価な断面積にして算入した。Fig. 8にせん断余裕度を示す。せん断強度は修正荒川mean式を採用し、AIJ式については部材角1.0%時のせん断強

度を比較に用いた。

基準RC柱の曲げ解析の最大耐力がせん断耐力を上回り、解析で示唆した破壊モードは実験のせん断破壊と一致した。R98S-A11柱のAIJ式ではせん断破壊、修正荒川mean式では曲げせん断、または曲げ圧壊を示唆しているが、実験では曲げ圧壊した。R98S-A21柱のAIJ式では曲げ破壊、修正荒川mean式では曲げせん断、または曲げ圧壊を示唆しているが、実験では最大耐力後の耐力低下が激しく、横拘束繊維量が不足し、曲げ圧縮破壊を示す結果となった。

面取り半径の大きいR98S-A21R柱の解析は、面取り半径の小さいR98S-A21と同じであるが、実験では曲げ破壊となった。同じ補強でR98S-A21と破壊形式が異なるのは、大きい面取り半径が、繊維シートは川島式以上の拘束効果を発揮したことと、断面隅角部の応力集中の緩和に寄与したからと思われる。

本実験で採用したディテールの柱に何層の繊維シート拘束があれば、曲げ圧壊が防止できるかについてパラメータ解析した結果をFig. 9に示す。ただし、Fig. 9はあくまで主筋の付着す

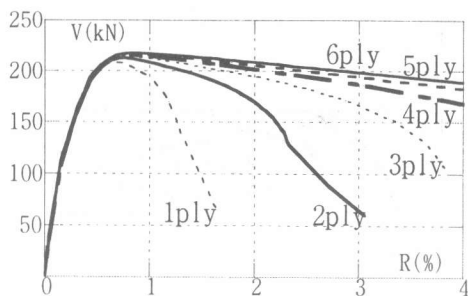


Fig. 9 V-R curves versus number of aramid fiber sheets relationships

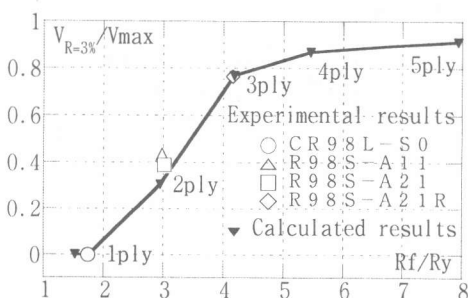


Fig. 10 Ductility versus number of aramid fiber sheets relationships

べりなどは一切ないものとして、ファイバーモデルで計算した結果である。Fig. 9 に示すように、繊維4層で横拘束すれば、大変形時まで耐力低下が少なく、安定した曲げ破壊が確保できる。しかし、R98S-A21Rのように、面取り半径を大きくする等の方法で、繊維の拘束効果の向上や、断面隅角部における繊維シートの応力集中を緩和させる工夫によって、より靱性に富んだ曲げ破壊を確保できると考えられる。

Fig. 10 に $V_{R=3\%}/V_{max}$ 及び塑性率 R_f/R_y [3] を示す。最大耐力を V_{max} 、 $R=3\%$ 時の最大耐力を $V_{R=3\%}$ (1サイクル目) とする。このことは、 $V_{R=3\%}/V_{max}$ をスケルトンカーブで評価することになる (Fig. 3, 7 参照)。限界部材角 R_f は荷重が最大耐力の80%に低下したときの部材角とする。 R_y は菅野による剛性低下率を用いて求めた降伏部材角である。Fig. 10 によれば、実験値と解析値はほぼ一致している。ただし、R98S-A21Rについては R_f/R_y 、 $V_{R=3\%}/V_{max}$ とともに実験値が解析値を上回り、断面隅角部の面取り半径を大きくすることによって、靱性が計算結果以上に確保されていることがわかる。

5. まとめ

- 1) 連続繊維横補強により柱のせん断耐力が高められ、柱がせん断破壊モードから曲げ破壊モードに移る。しかし、応力がきびしい柱端部を局部的に強化しても、繊維シートの1層割増し程度では顕著な耐震性能の向上は認められなかった。
- 2) 柱断面角の面取り半径がアラミド繊維の横拘束効果に与える影響が大きいことを、実験結果は示している。その影響についての定量的な評価は、アラミド繊維シート巻き補強工法にとっても重要な課題であると思われるので、今後の継続した研究が望まれる。

謝辞：繊維補強工法に関して横浜ゴム(株)の佐藤元氏と小野里淳氏にご協力いただきました。

参考文献

- [1] 仲鵬, 山川哲雄: 鋼管または鋼板で耐震補強したRC柱の弾塑性挙動に関する実験的研究, コンクリート工学会年次論文報告集(名古屋), Vol.19, No.2, pp.1635-1640, 1997.6
- [2] 佐藤元, 山川哲雄, 張愛暉, 仲鵬, 渡嘉敷貴之: 連続繊維シートで横補強したRCの耐震性能に関する実験的研究(その1, その2, 加力実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), 1998.9 pp.225-228
- [3] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説, 日本建築学会, 1997.7
- [4] 日本コンクリート工学協会: 連続繊維補強コンクリート研究委員会報告書(II), pp. 54-79, 1998年5月
- [5] 細谷学, 川島一彦, 星隈順一: 炭素繊維シートで横拘束されたコンクリート柱の応力-ひずみ関係, 東京工業大学地震工学研究グループ, TIT/EERG 96-2, 1996.9
- [6] 中山耕一, 山川哲雄: FIBER モデルを用いたRC柱の弾塑性解析に関する一検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集C(東海), pp.337-338, 1994.9