

炭素繊維シートで横拘束したコンクリート柱の応力度～ひずみ関係に及ぼす既存帯鉄筋の影響とその定式化

細谷学¹・川島一彦²

¹正会員 工修 大成建設株式会社 土木設計第一部 (〒163-0606 東京都新宿区西新宿 1-25-1)

²フェロー会員 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科 (〒152-0033 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

既存の鉄筋コンクリート橋脚のじん性を向上させる目的で炭素繊維シート（以下、CFS と呼ぶ）を巻いて補強しようとする、不十分とはいえ橋脚には既に帯鉄筋が存在しているため、橋脚にはCFSと帯鉄筋との両者による横拘束が作用することになる。したがって、CFSによる横拘束効果を地震時保有水平耐力法に基づいた鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強設計に反映させるには、両者による横拘束の共同作用を評価する必要がある。本研究では、CFSと帯鉄筋の両者で拘束したコンクリート柱の一軸圧縮試験結果に、これまでの著者らの実験データを加えた合計46体の結果に基づいて、CFSと帯鉄筋の両者で拘束したコンクリート柱の応力度～ひずみに影響を与える要因を検討し、さらに、その関係を定式化した。

Key Words: carbon fiber sheet, hoop reinforcement, confinement effect, seismic retrofit, stress-strain relation, reinforced concrete bridge pier

1. まえがき

既存の鉄筋コンクリート橋脚（以下、RC橋脚と呼ぶ）のじん性向上を目的として、炭素繊維シート（以下、CFSと呼ぶ）を巻いて補強すると、不十分とはいえ橋脚には既に帯鉄筋が存在しているため、橋脚にはCFSと帯鉄筋の両者による横拘束が作用する。平成8年道路橋示方書V耐震設計編（以下、H8道示と呼ぶ）の地震時保有水平耐力法に基づいてCFSで補強したRC橋脚の耐力や変形性能の向上を算出するには、CFSと帯鉄筋の両者による横拘束効果の共同作用を正しく評価できるコンクリートの応力度～ひずみ関係が必要となる。

帯鉄筋あるいはCFS単独による横拘束効果についてはこれまでも数多く研究されており、例えば、帯鉄筋の拘束効果についてはParkら¹⁾、Manderら²⁾、星隈ら³⁾が、CFSの拘束効果については著者ら⁴⁾の他に、小島ら⁵⁾、宮内ら⁶⁾が定式化している。しかし、これらの研究は、帯鉄筋もしくはCFSのいずれかで拘束した場合の横拘束効果を与えるものであり、既存の帯鉄筋による拘束に加えて、さらにCFSで横拘束を与えた場合に、横拘束に及ぼす帯鉄筋とCFSの分担がどのようになっているかについては、著者らの知る限りではほとんど研究されていない。

そこで著者らは、CFSと帯鉄筋の両者で補強した

コンクリート柱の一軸圧縮試験を行い、これまでに、カーボンファイバー比 ρ_{CF} が $0.056\sim 0.167\%$ の円形断面柱⁷⁾・⁸⁾と ρ_{CF} が 0.111% の正方形断面柱⁸⁾に対して、CFSと帯鉄筋による横拘束の共同作用を研究してきた。本研究では、新たに $\rho_{CF}=1.336\%$ の円形断面柱と $\rho_{CF}=0.056\%, 0.167\%, 1.336\%$ の正方形断面柱に対する実験を行い、これまでのデータと合わせて、CFS量、帯鉄筋量、断面形状をパラメータとした合計46体の試験体による一軸圧縮試験⁹⁾に基づき、帯鉄筋とCFSの両者による横拘束効果を検討すると同時に、コンクリート柱の軸方向応力度～軸方向ひずみ関係の経験式を提案する。

2. 実験に用いた試験体および実験方法

実験の基本的な考え方は、文献1)～4)に従ったこれまでの実験⁷⁾・⁸⁾と同一である。RC橋脚の曲げ耐力を低下させる主原因の1つは橋脚下端のコンクリートの圧壊であると考えられるため、橋脚下端の圧縮縁から取り出したコンクリート柱を想定し、これを単調一軸圧縮した時のコンクリートの軸方向応力度～軸方向ひずみ関係を求めることにより、CFSの拘束効果を検討することとした。実際には、圧縮力だけではなく引張力も作用し、さらにこれらが繰り

返し作用するため、実験の荷重状態は実際とは異なる点もあるが、実験上の制約から、従来の研究でもコンクリート柱の一軸圧縮試験をもとに横拘束効果が検討されてきており、本研究でもこれら既往の研究に従った。また実橋脚では、軸方向鉄筋の座屈によりかぶりコンクリートがはらみ出して耐力低下が生じるため、試験体には軸方向鉄筋を配置して、このような影響を考慮した。

本研究では、表-1のように、断面形状、CFS量および帯鉄筋量をパラメータとした合計46試験体を用いた。コンクリートの設計基準強度は30N/mm²としたが、実際には強度にばらつきが生じるため、CFSや帯鉄筋で拘束した試験体と同一仕様の無補強試験体を実験ごとに製作して拘束効果を評価する際の基準とし、後述する定式化の検討ではコンクリート強度の影響を考慮した。表-1には各試験体に対応する無補強試験体の圧縮強度を併記している。試験体の高さは圧縮強度試験に用いる試験体（直径100mm、高さ200mm）と相似になる400mmを基本とし、試験体の上下端面と載荷板間に生じる端面拘束の影響を小さくするため上下に100mmずつ加えている。コンクリートには早強ポルトランドセメントを使用し、スランブは8cm、粗骨材の最大寸法は20mmである。軸方向鉄筋にはSD295、直径6mmの異形棒鋼を使用し、軸方向鉄筋比は一般の橋脚の配筋から約1%とした。ここで、 ρ_{CF} はコンクリートに対するCFSの体積比、 ρ_s はH8道示に示されている帯鉄筋比（体積比）である⁴⁾。 ρ_{CF} が0.056~0.167%というのは、例えば直径3mの円柱橋脚であれば繊維目付量（=単位面積当りの炭素繊維質量）300g/m²のCFSを2~6層程度巻く場合に相当し、実橋レベルでの施工性や経済性を考慮して実用的と考えられる補強量である。

これに対して、 ρ_{CF} が1.336%というのは、前述の円柱橋脚であればCFSを約60層巻くのに相当し実用的な補強量とは言えないが、CFSによる横拘束効果がより顕著に現れる領域を検討するためである。本実験に使用したCFSの力学的特性は表-2の通りである。使用したCFSの繊維目付量は200g/m²を基本としたが、 $\rho_{CF}=1.336\%$ と非常に大きい試験体（C-17~20、S-17~20）では、接着性や施工性を考慮して巻き層数を少なくするため、300g/m²とした。

図-1は、試験体の補強方法及び後述するひずみ測定位置の一例である。 ρ_{CF} が0.056~0.167%の試験体では帯状のCFS（幅12.5~37.5mm）を一定間隔で巻き付け、 ρ_{CF} が1.336%の試験体では各層のラップ位置が同一箇所に集中しないようにしてCFSを全面に4層巻き付けた。なお、 $\rho_{CF}=0.056\%$ の試験体には帯幅が10mmの場合（C-5、S-5）が、 $\rho_{CF}=0.167\%$ の試験

表-1 実験に用いた試験体

No.	断面形状	断面寸法	コンクリートの設計基準強度 (N/mm ²)	炭素繊維シート公称弾性係数 (GPa)	ρ_{CF} (%)	帯鉄筋			無補強試験体の圧縮強度 (MPa)	
						種別	間隔 (cm)	ρ_s (%)		
C-1a	円形	ϕ 200mm × h 600mm	30	230	-	-	-	-	38.51	
C-1b						-	-	-	42.92	
C-1c						-	-	-	44.80	
C-2						0.056	SR235 ϕ 6mm	15	0.41	38.51
C-3							10	0.62		
C-4							5	1.24		
C-5							-	-	-	
C-6							15	0.41		
C-7							10	0.62		
C-8							5	1.24		
C-9							-	-	-	
C-10							SR235 ϕ 6mm	15	0.41	
C-11							10	0.62		
C-12						5	1.24			
C-13						-	-	-	44.80	
C-14						0.167	SR235 ϕ 6mm	15		0.41
C-15							10	0.62		
C-16							5	1.24		
C-17						-	-	-	42.92	
C-18						1.336	SR235 ϕ 6mm	15	0.41	38.51
C-19	10	0.62								
C-20	5	1.24								
S-1a	正方形	\square 200mm × h 600mm	30	230	-		-	-	37.92	
S-1b					-	-	-	37.37		
S-1c					-	-	-	42.94		
S-1d					-	-	-	38.49		
S-1e					-	-	-	44.75		
S-2					0.056	SR235 ϕ 6mm	15	0.41	37.92	
S-3						10	0.62			
S-4						5	1.24			
S-5						-	-	-		
S-6						15	0.41			
S-7						10	0.62			
S-8						5	1.24			
S-9						-	-	-		
S-10						SR235 ϕ 6mm	15	0.41		42.94
S-11						10	0.62			
S-12					5	1.24				
S-13					-	-	-			
S-14					0.111	SR235 ϕ 6mm	15	0.41	37.92	
S-15						10	0.62			
S-16						5	1.24			
S-17	-	-	-							
S-18	0.167	SR235 ϕ 6mm	15	0.41	44.75					
S-19		10	0.62							
S-20		5	1.24							
S-21		-	-	-						
S-22	1.336	SR235 ϕ 6mm	15	0.41	42.94					
S-23		10	0.62							
S-24		5	1.24							
S-25		-	-	-						

表-2 実験に用いたCFSの力学的特性

試験体	C-5, C-9~13, S-5 S-9~13		C-6~8 C-16 S-6, S-8 S-15 S-16		C-14 C-15 S-7 S-14	C-17 S-17	C-18~20 S-18~20
	繊維目付量 g/m ²	200			300		
繊維比重	1.80						
シート厚さ mm	0.111			0.167			
引張強度 N/mm ²	3,481						
弾性係数 GPa	230						
破断ひずみ %	1.5						
試験値	繊維目付量 g/m ²	200	205	205	300	306	
	シート厚さ mm	0.110	0.111	0.111	0.167	0.167	
	引張強度 N/mm ²	4,227	4,119	4,403	4,433	4,178	
	弾性係数 GPa	243	243	235	252	249	
	破断ひずみ %	1.74	1.70	1.87	1.76	1.68	

注) 破断ひずみは裏面していないため、ここに示す試験値は引張強度を弾性係数で除して求めた値である。

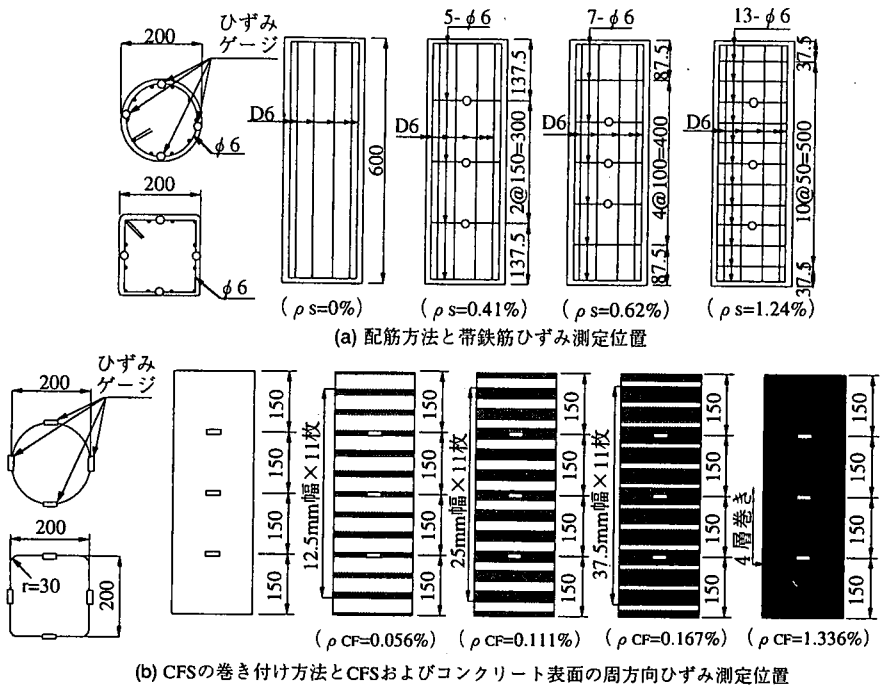


図-1 試験体の補強方法及ひずみ測定位置

体には帯幅が 30mm の場合 (C-13, S-13) がある。CFS は帯鉄筋方向 (周方向) に巻き付けラップ長は 100mm とした。正方形断面の隅角部は、応力集中による CFS の破断を防ぐために半径 30mm で面取りした。帯鉄筋の定着部は、平成 6 年道路橋示方書 IV 下部構造編に従い、定着長 60mm の鋭角フックとした。

図-2 は荷重方法を示したものである。試験体には、毎分 0.2mm 程度の荷重速度で、変位制御によって単調一軸圧縮状態で荷重を作用させた。荷重が偏心して作用しないように、試験体の上下端面と載荷板との空隙は石膏で埋めて両者を密着させた。帯鉄筋を配置していない試験体 ($\rho_s=0\%$) は、耐力が急速に低下して破壊した時点で荷重を終了したが、帯鉄筋を配置した試験体は、耐力が徐々に低下し、その後、収束し始めた時点で荷重を終了した。

荷重時には、荷重、変位、CFS の周方向ひずみ、帯鉄筋ひずみおよびコンクリート表面の周方向ひずみを計測した。荷重の測定にはロードセル、変位の測定には変位計、CFS、帯鉄筋およびコンクリート表面のひずみの測定にはひずみゲージを用いた。図-1 のように、CFS の周方向ひずみ、帯鉄筋ひずみおよびコンクリート表面の周方向ひずみは、試験体の上部、中央部、下部の 3 カ所、周方向に等間隔に各 4 点の合計 12 カ所で測定した。ただし、C-5, C-9~13, S-5, S-9~13 では、高さ方向に 3 カ所、周方向に各 2 点の合計 6 カ所で CFS の周方向ひずみを測定し、C-

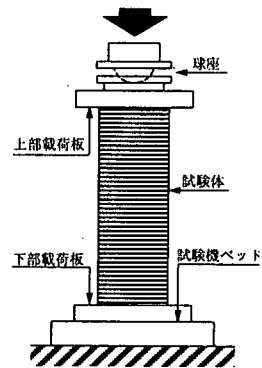


図-2 荷重方法

2, C-10~12, S-2, S-10~12 では、高さ方向に 3 カ所、周方向に各 2 点の合計 6 カ所で帯鉄筋のひずみを測定した。いずれの試験体も、コンクリート表面および CFS のひずみゲージは、帯鉄筋ひずみの測定位置に対応するように配置している。なお、C-1a, C-2, S-1a, S-2 ではコンクリート表面の周方向ひずみを測定していない。試験体の軸方向ひずみは、試験体上下の載荷板間の変位を試験体全高で割って算出した。変位の測定区間をどのように設定するかは重要な問題であるが、荷重前にコンクリートの破壊領域を正確に予測したり破壊領域を客観的に特定することが困難で破壊領域の変位を精度良く測定する方法が確立されていないこと、コンクリートが破壊

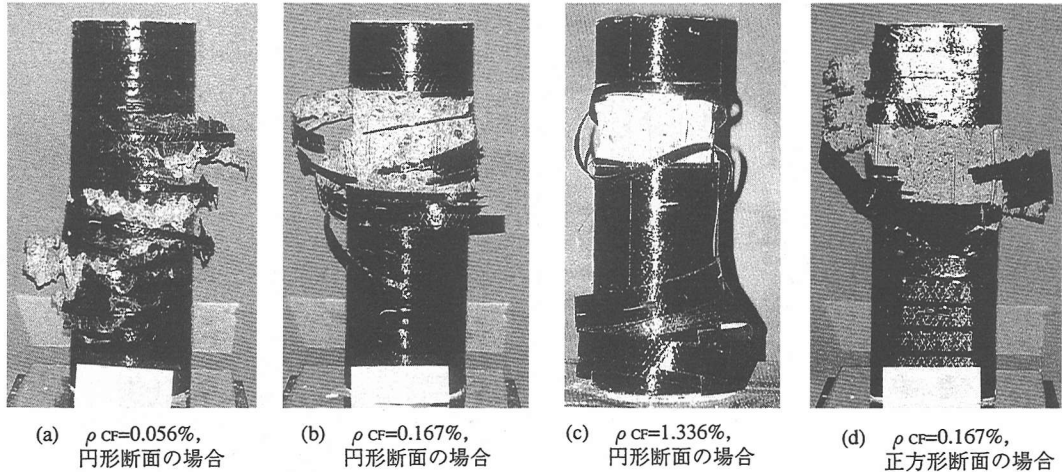


写真-1 CFS だけで補強した試験体の破壊性状

し始めてから局所的な破壊領域の変位をもとに軸方向ひずみを求めるとコンクリートの応力度～ひずみ関係が不連続になること等を考慮し、载荷の初期段階から終局まで比較的容易に精度良く軸方向ひずみが求められるという観点から既往の研究³⁾に従った。

3. コンクリート柱の破壊性状

(1) CFS だけで補強した場合

CFS を帯状に巻いた試験体 ($\rho_{CF} = 0.056 \sim 0.167\%$) では、帯状 CFS のある一本が破断して軸方向応力度が低下し始めると、残りの CFS が次々に破断し、軸方向応力度は急速に低下してほぼゼロになる。一方、CFS を全面に巻いた試験体 ($\rho_{CF} = 1.336\%$) では、CFS の一部が破断すると、その部分のコンクリートが破壊し、軸方向応力度は急速にゼロにまで低下した。 ρ_{CF} が大きいほど、破壊時のコンクリートの損傷は大きい、破壊領域は小さい。写真-1(a)～(c)のように、 $\rho_{CF} = 0.056\%$ の場合には試験体のほぼ全高の広範囲にわたってかぶりコンクリートの剥落程度の損傷が生じたのに対して、 $\rho_{CF} = 0.167\%$ 、 1.336% と大きくなるとコアコンクリートに至る損傷ではあるが破壊領域は限定され、例えば $\rho_{CF} = 1.336\%$ では、試験体中央付近の約 100mm 区間だけが損傷していた。同一の ρ_{CF} であれば、正方形断面より円形断面の方が破壊時のコンクリートの損傷程度は大きく、 $\rho_{CF} = 0.167\%$ の場合には、写真-1(b)、(d)のように、円形断面試験体ではコアコンクリートに至る損傷が生じたのに対して、正方形断面試験体では、CFS がコーナー部から破断し、この部分にはコアコンクリートに至る損傷

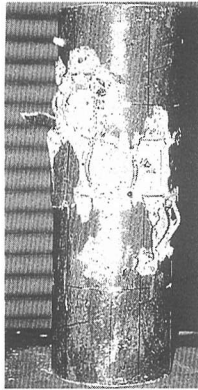
が生じたものの、この箇所以外のはかぶりコンクリートの剥離程度の損傷であった。

(2) 帯鉄筋だけで補強した場合

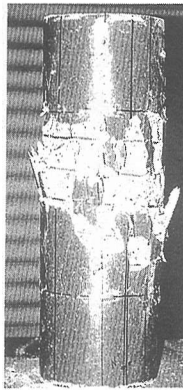
コンクリートが最大圧縮応力度に達した後、軸方向鉄筋が座屈し、その部分のかぶりコンクリートが剥離し始めると、軸方向応力度は徐々に低下してある値に収束していく。最終的にはいずれの試験体も、軸方向鉄筋が座屈した部分のかぶりコンクリートがほとんど剥落し、試験体のほぼ全高にわたって破壊していた。写真-2 のように、いずれの断面形状も、 ρ_s による破壊性状の違いはあまりないが、 ρ_s が大きいほど軸方向応力度の低下量は小さく、これは軸方向鉄筋の座屈が抑止されたためと考えられる。

(3) CFS と帯鉄筋の両方で補強した場合

ρ_{CF} が $0.056 \sim 0.167\%$ の場合には、コンクリートが最大圧縮応力度に達した後、帯状の CFS が 1～2 本破断すると軸方向応力度はある値だけ低下し、さらに载荷を続けると、残りの帯状の CFS が破断するごとに軸方向応力度は階段状に低下してある値に収束する。最終的には帯鉄筋だけで補強した場合に似た破壊特性を示した。これは、写真-3(a)、(b)のように、最終的には軸方向鉄筋が座屈した部分のかぶりコンクリートがほとんど剥落しており、このような状態では CFS による横拘束がほとんどなく、帯鉄筋だけで拘束されている場合と似た状態になるためと考えられる。これに対して、 ρ_{CF} が 1.336% と大きい場合には、写真-3(c)、(d)のように、ある範囲の CFS が破断すると同時に軸方向鉄筋が座屈し、かぶりコンクリートが剥落して軸方向応力度は急速に低下した。



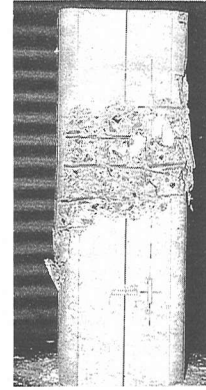
(a) $\rho_s=0.62\%$,
円形断面の場合



(b) $\rho_s=1.24\%$,
円形断面の場合

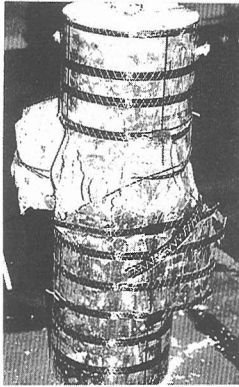


(c) $\rho_s=0.62\%$,
正方形断面の場合

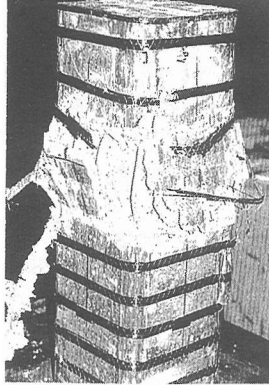


(d) $\rho_s=1.24\%$,
正方形断面の場合

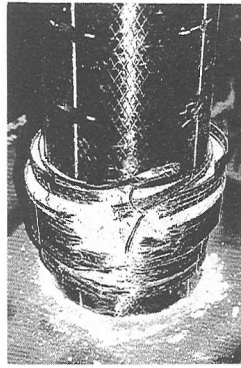
写真-2 帯鉄筋だけで補強した試験体の破壊性状



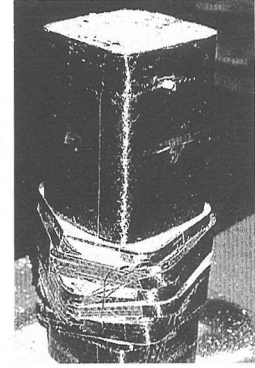
(a) $\rho_s=0.41\%$,
 $\rho_{CF}=0.056\%$,
円形断面の場合



(b) $\rho_s=0.41\%$,
 $\rho_{CF}=0.056\%$,
正方形断面の場合



(c) $\rho_s=0.41\%$,
 $\rho_{CF}=1.336\%$,
円形断面の場合



(d) $\rho_s=0.41\%$,
 $\rho_{CF}=1.336\%$,
正方形断面の場合

写真-3 CFSと帯鉄筋の両方で補強した試験体の破壊性状

この時点でコアコンクリートに至る損傷が生じていたが、その後載荷を続けても損傷はそれ以上進展せず、軸方向応力度はある値に収束していった。 ρ_{CF} が0.056~0.167%の場合に比べて、CFSが破断した時の衝撃や軸方向応力度の低下量は大きく、CFSだけで補強した場合に似た破壊特性を示した。

ρ_{CF} が0.056~0.167%, 1.336%のいずれの場合でも、 ρ_{CF} が同一であれば、 ρ_s が大きいほどCFS破断時の衝撃や軸方向応力度の低下量は小さいが、 ρ_s が同一の場合には ρ_{CF} が大きいほどCFS破断時の衝撃や軸方向応力度の低下量は大きい。破壊性状には断面形状による違いはあまり認められないが、 ρ_s や ρ_{CF} が同一であればCFS破断時の衝撃は円形断面よりも正方形断面の方が大きい。これは正方形断面の帯鉄筋による拘束は円形断面に比べて十分ではなく、破断時の衝撃を抑える効果が小さいためと考えられる。

4. 軸方向応力度と軸方向ひずみの関係

図-3および図-4は、 ρ_{CF} が0%, 0.056%, 0.111%, 0.167%, 1.336%の時に、 ρ_s が0~1.24%と変化した場合の軸方向応力度比と軸方向ひずみの関係を断面形状別に示したものである。これらには、後述する提案式による計算結果も示している。ここで軸方向応力度比とは、各試験体の軸方向応力度 f_c を各試験体に対応する無補強試験体の最大圧縮応力度 f_{cc} で除して無次元化したものである。円形断面の場合について着目すると、初期剛性はいずれも16,000~20,000MPaで、 ρ_s による違いはほとんどない。 ρ_{CF} が0~0.167%の場合には、 ρ_s が大きいほど軸方向応力度の最大値 f_{cc} も大きく、 $\rho_s=0\%$ の場合に比べて $\rho_s=0.62\%$ では約1割、 $\rho_s=1.24\%$ では2~3割程度増加している。 f_{cc} 時の軸方向ひずみ ϵ_{cc} も、 ρ_s につれて増加するが、 $\rho_s=0\sim0.62\%$ の範囲ではあまり顕著ではない。

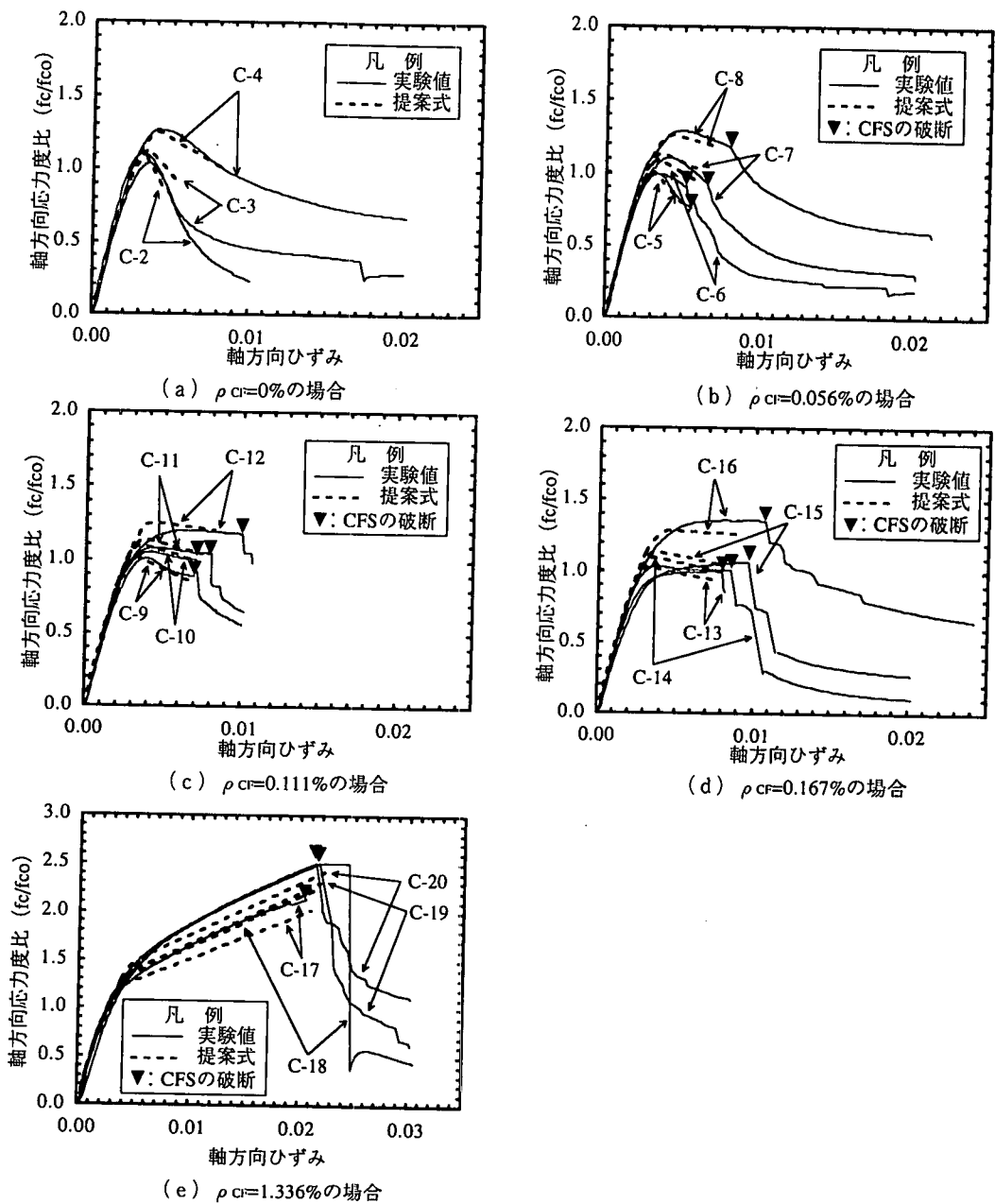


図-3 ρ_{cr} が同じで、 ρ_s が0~1.24%まで変化した場合の軸方向応力度比~軸方向ひずみ関係(円形断面の場合)

また、 f_{cc} 後の2次勾配 E_s も ρ_s につれて大きくなる。なお終局ひずみについては後述する。 ρ_{cr} が1.336%と大きい場合には、CFSが破断するまで ρ_s が変化しても軸方向応力度比~軸方向ひずみ関係には顕著な違いは現れない。 ρ_s が大きいほど、CFS破断時の軸方向応力度の低下量は小さい。CFSが破断するまで ρ_s の違いが現れないのは、CFSによる拘束が帯鉄筋による拘束よりも相対的に大きかったためと考えられる。正方形断面の場合も基本的には円形断面の場合と同様であるが、円形断面の場合と同一の ρ_{cr} 、

ρ_s であれば、補強効果は円形断面より小さい。

図-3、4を整理し直し、 ρ_s が0%、0.41%、0.62%、1.24%の時に、 ρ_{cr} が0~1.336%の範囲で変化した場合の軸方向応力度比~軸方向ひずみの関係を示すようにしたものが図-5である。ただし、正方形断面については代表例だけを示した。図-5より、 ρ_{cr} が0~0.167%と増加しても、 f_{cc} には顕著な効果はないが、 ε_{cc} は1,000~2,000 μ 程度向上している。また f_{cc} 後の2次勾配 E_s は ρ_{cr} の増加につれて向上している。 ρ_{cr} が1.336%と大きくなると、軸方向応力度や2次勾配

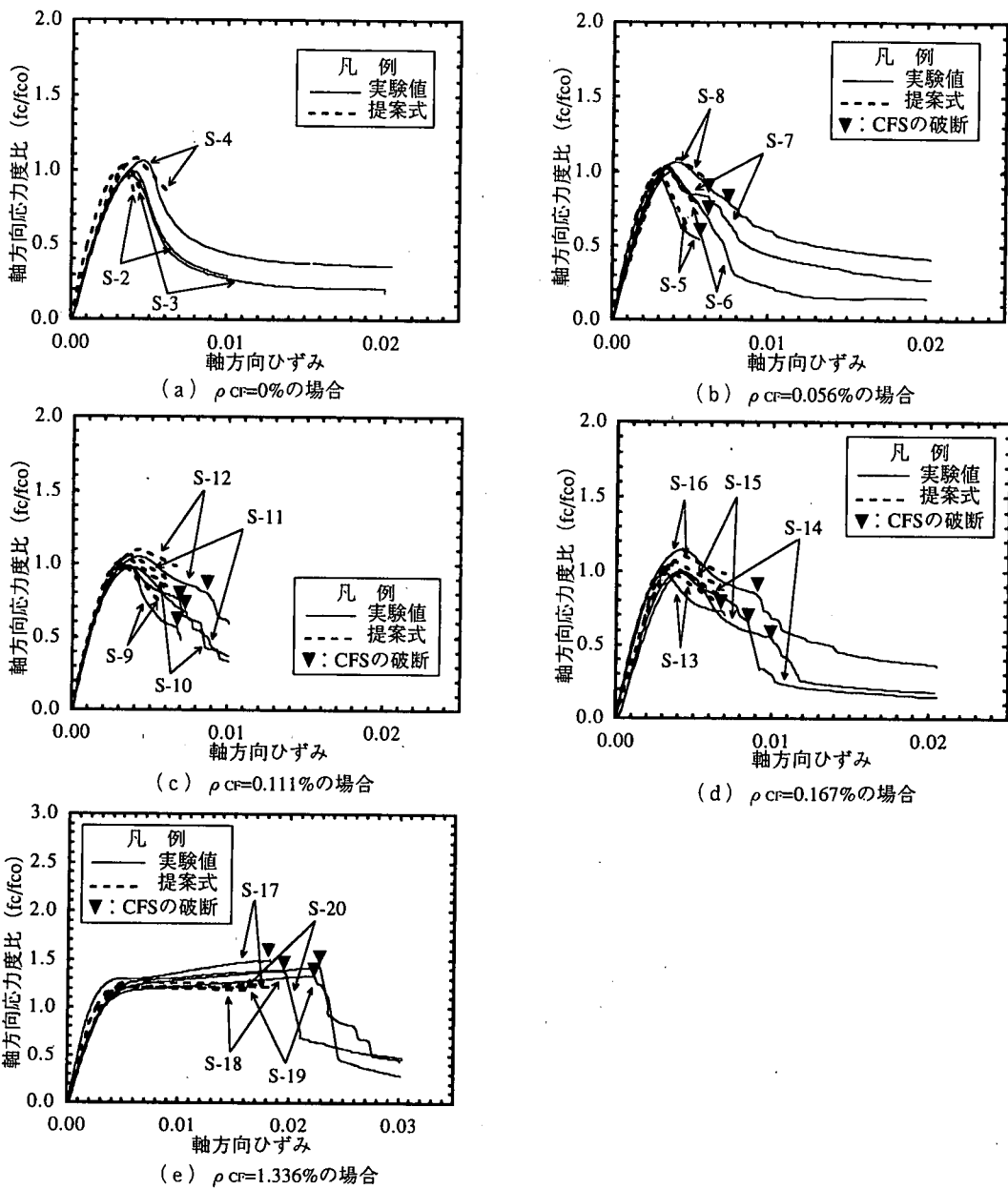


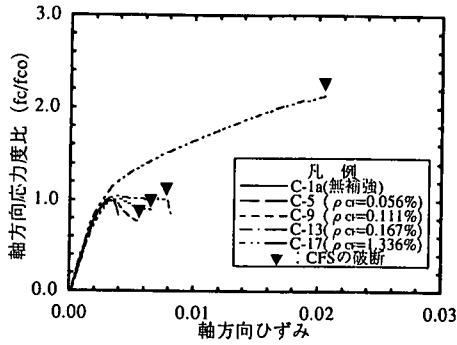
図4 ρ_{CF} が同じで、 ρ_s が0~1.24%まで変化した場合の軸方向応力度比~軸方向ひずみ関係（正方形断面の場合）

にははっきりした補強効果が見られ、軸方向ひずみの増加とともに軸方向応力度は増加し続け、終局ひずみも大きく向上している。

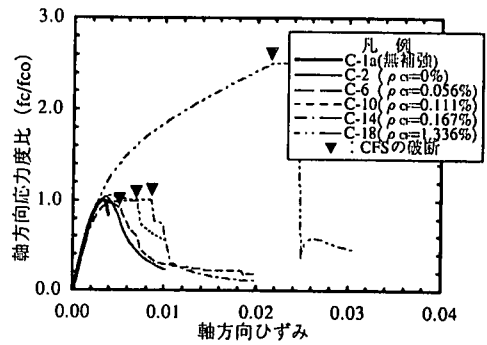
5. 補強方法の違いによる終局時の破壊形態の比較

CFS だけで補強した場合には、ある荷重段階で CFS が破断すると同時にコンクリートの軸方向応力

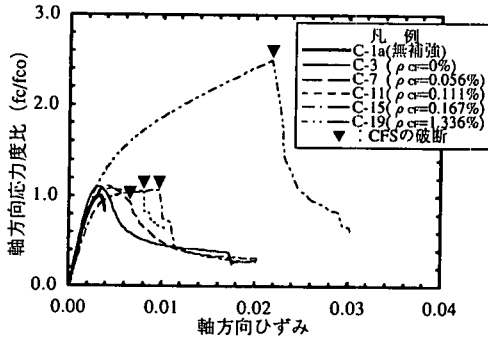
度が急速に低下してほぼゼロになるため、この時点を終局状態とみなすことにする。しかし、帯鉄筋だけで補強した場合には、軸方向応力度は最大値に達した後、徐々に低下しある値に収束していくため、どの時点を終局状態とみなせばよいか不明確でなく、例えば星隈らは軸方向応力度が最大値の50%に低下した時点を終局と定義している³⁾。このように、CFS だけで補強した場合と帯鉄筋だけで補強した場合には、終局時の破壊形態は大きく異なる。CFS と帯鉄筋の両方で補強した場合には、これらの中間的な破



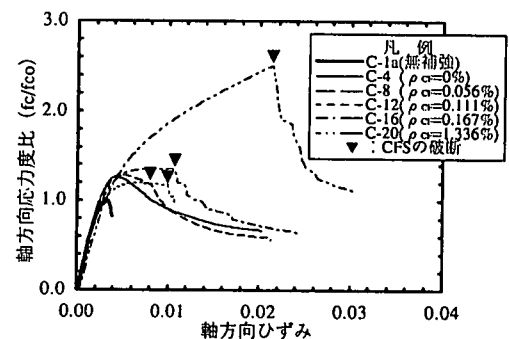
(a) $\rho_s=0\%$, 円形断面の場合



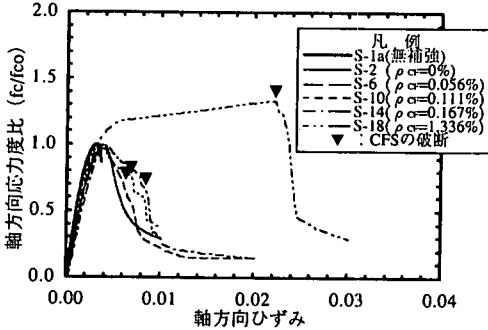
(b) $\rho_s=0.41\%$, 円形断面の場合



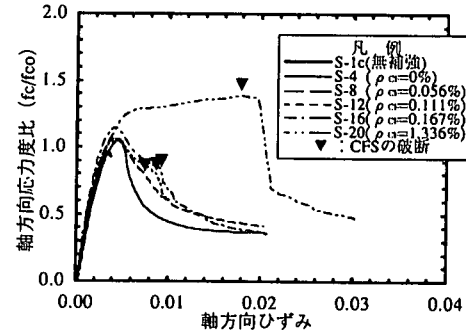
(c) $\rho_s=0.62\%$, 円形断面の場合



(d) $\rho_s=1.24\%$, 円形断面の場合



(e) $\rho_s=0.41\%$, 正方形断面の場合



(f) $\rho_s=1.24\%$, 正方形断面の場合

図-5 ρ_s が同じで、 ρ_{CF} が0～1.336%まで変化する場合の軸方向応力度比～軸方向ひずみ関係

破壊形態を示す。CFSの一部が破断し始めると軸方向応力度はある値だけ低下し、載荷を続けると残りのCFSの一部が破断し軸方向応力度はさらにある値だけ低下する。このような過程を数回繰り返した後、最終的に軸方向応力度はある値に収束していく。ここで、このように最終的に収束した時のコンクリートの軸方向応力度を残留応力度 f_R と定義する。

ρ_{CF} が ρ_s よりも相対的に大きい場合には、CFSだけで補強した場合に近い破壊形態となりCFS破断時の軸方向応力度の低下量も大きい。これに対して、 ρ_{CF} が ρ_s よりも相対的に小さい場合には、帯鉄筋だけで補強した場合に似た破壊形態となりCFSが破断しても軸方向応力度はあまり低下しない。破壊形態

がこれらのいずれに近くなるかは、 ρ_{CF} と ρ_s の相対的な割合による。

表-3は、CFS破断時の軸方向ひずみ ϵ_{cu1} と軸方向応力度が最大値の50%に低下した時の軸方向ひずみ ϵ_{cu2} 、残留応力度 f_R とこれを無補強試験体の最大圧縮応力度 f_{co} で除して無次元化した f_R/f_{co} を示したものである。一部の試験体(C-11, C-12, S-12)は、軸方向応力度が最大値の50%にまで低下する前に載荷を終了したが、これらについては実験で得られた最大の ϵ_{cu2} 、 f_R を示した。ただし、以下の解析には使用していない。表-3より、すべての場合で、 $\epsilon_{cu2} \geq \epsilon_{cu1}$ となっている。

円形断面の場合には、 ρ_{CF} が0.056%、0.167%かつ

表-3 補強の違いによる終局ひずみの比較

No.	ρ_{CF} (%)	ρ_s (%)	ϵ_{cu1} (μ)	ϵ_{cu2} (μ)	f_R (MPa)	f_R/f_{co}	No.	ρ_{CF} (%)	ρ_s (%)	ϵ_{cu1} (μ)	ϵ_{cu2} (μ)	f_R (MPa)	f_R/f_{co}
C-2	0	0.41	—	6,280	注4)8.96	注4)0.23	S-2	0	0.41	—	6,190	注4)11.19	注4)0.30
C-3		0.62	—	7,110	11.10	0.29	S-3		0.62	—	6,030	7.98	0.19
C-4		1.24	—	20,210	25.92	0.67	S-4		1.24	—	7,890	15.58	0.36
C-5		0	5,600	—	—	—	S-5		0	5,570	—	—	—
C-6	0.056	0.41	5,200	7,300	7.40	0.19	S-6	0.056	0.41	6,120	7,150	6.41	0.15
C-7		0.62	6,680	9,210	10.91	0.28	S-7		0.62	6,120	8,780	10.54	0.27
C-8		1.24	8,130	16,540	21.93	0.57	S-8		1.24	7,390	11,590	17.77	0.41
C-9	0.111	0	6,890	—	—	—	S-9	0.111	0	6,750	—	—	—
C-10		0.41	7,040	10,050	注4)21.60	注4)0.56	S-10		0.41	6,930	8,450	注4)12.69	注4)0.33
C-11		0.62	8,000	注1)10,180	注4)24.96	注4)0.65	S-11		0.62	7,300	8,750	注4)14.09	注4)0.37
C-12		1.24	10,000	注2)10,660	注4)37.84	注4)0.98	S-12		1.24	8,660	注3)10,030	注4)22.63	注4)0.60
C-13	0.167	0	7,880	—	—	—	S-13	0.167	0	6,840	—	—	—
C-14		0.41	8,460	10,270	4.98	0.11	S-14		0.41	8,530	8,830	6.72	0.15
C-15		0.62	9,780	11,260	12.37	0.28	S-15		0.62	10,010	10,370	7.78	0.18
C-16		1.24	10,630	23,050	25.10	0.65	S-16		1.24	8,970	11,320	15.38	0.36
C-17	1.336	0	20,470	—	—	—	S-17	1.336	0	18,230	—	—	—
C-18		0.41	21,630	21,630	注4)12.79	注4)0.45	S-18		0.41	22,260	24,190	注4)12.45	注4)0.29
C-19		0.62	21,680	23,930	注4)24.01	注4)0.62	S-19		0.62	22,730	26,200	注4)18.81	注4)0.44
C-20		1.24	21,370	26,450	注4)43.20	注4)1.12	S-20		1.24	17,970	20,970	注4)19.70	注4)0.46

注1) 最大圧縮応力度の54%にまで低下した時の値, 注2) 最大圧縮応力度の82%にまで低下した時の値
 注3) 最大圧縮応力度の57%にまで低下した時の値, 注4) 軸方向応力度が十分収束する以前に載荷を終了した時の値

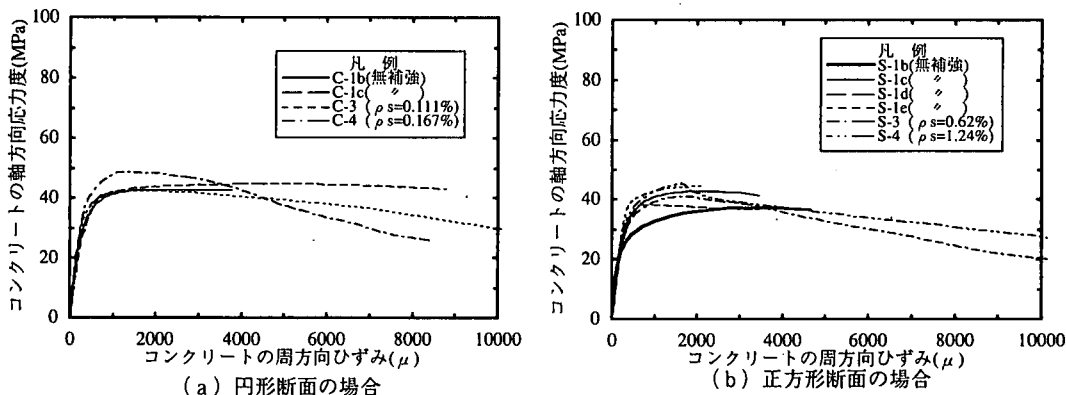


図-6 コンクリートの軸方向応力度～周方向ひずみの関係

ρ_s が1.24%の場合には、 $\epsilon_{cu2} - \epsilon_{cu1}$ は約8,400 μ (C-8), 約12,400 μ (C-16)であり、CFSが破断しても軸方向応力度はゆっくりと低下するのに対して、 ρ_{CF} が1.336かつ ρ_s が0.41%, 0.62%の場合には、 $\epsilon_{cu2} - \epsilon_{cu1}$ は0 μ (C-18), 約2,300 μ (C-19)と小さく、CFSが破断した後、急速に軸方向応力度は低下する。正方形断面の場合には、前者に対しては $\epsilon_{cu2} - \epsilon_{cu1}$ は約2,350 μ (S-8), 約4,200 μ (S-16), 後者に対しては $\epsilon_{cu2} - \epsilon_{cu1}$ は約1,900 μ (S-18), 約3,500 μ (S-19)と明確な違いは見られず、 ρ_{CF} と ρ_s が破壊形態に与える影響は、円形断面の場合ほど顕著ではない。

残留耐力 f_R と f_R/f_{co} をみると、断面形状に関係なく、 ρ_{CF} が同一の場合には ρ_s が大きいくほど f_R/f_{co} も増加し、例えば円形断面で $\rho_{CF}=0.056\%$ の場合には、 ρ_s が0.41%, 0.62%, 1.24%と大きくなるにつれて、 f_R/f_{co} も0.19, 0.28, 0.57と増加する。これに対して、 ρ_s が同一の場合には f_R/f_{co} は ρ_{CF} にあまり関係なく、

例えば円形断面の場合には、 $f_R/f_{co} \cong 0.1 \sim 0.2$ ($\rho_s=0.41\%$ の場合), 0.3 ($\rho_s=0.62\%$ の場合), 0.6 ($\rho_s=1.24\%$ の場合)である。また、円形断面の f_R/f_{co} は正方形断面の場合よりもやや大きい。

6. コンクリートの軸方向応力度と周方向ひずみの関係

(1) コンクリートの周方向ひずみ

図-6は、 $\rho_{CF}=0\%$ の試験体のコンクリートの軸方向応力度～周方向ひずみの関係を断面形状別に示したものである。各試験体のひずみは、損傷が最も大きい位置の値である。断面形状に関係なく、コンクリートの周方向ひずみが500～1,000 μ 程度に達すると、軸方向応力度の増加割合が鈍くなりコンクリート表面の周方向ひずみが急速に増加し始める。そして、

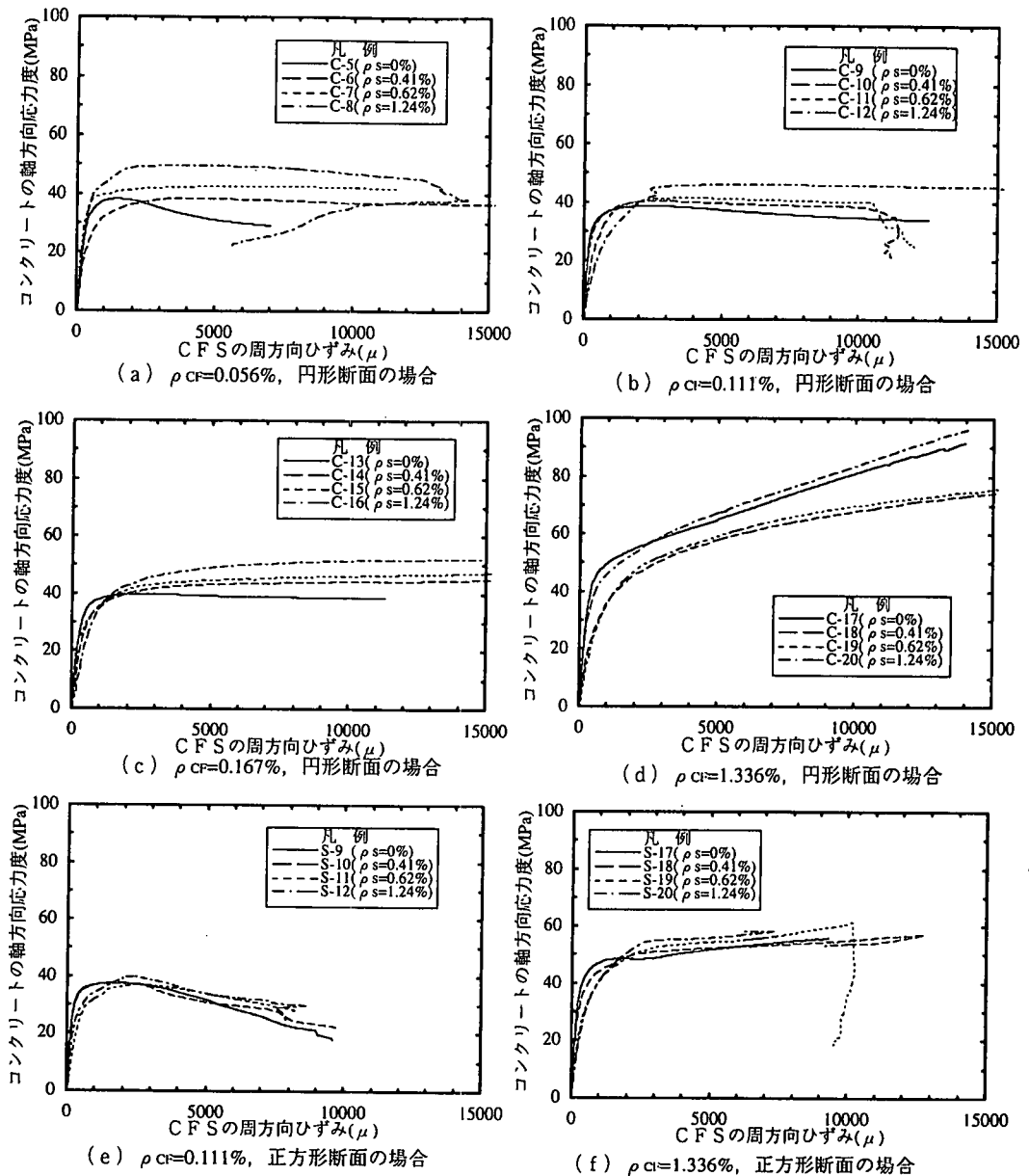


図-7 コンクリートの軸方向応力度～CFSの周方向ひずみの関係

周方向ひずみが 2,000 μ 程度に達した時点で軸方向応力度はほぼ最大となる。これは、コンクリートの周方向ひずみが 500～1,000 μ 程度に達すると、コンクリート柱の内部に破壊が生じて急速に周方向に膨張し始め、さらに周方向ひずみが 1,000～2,000 μ 程度に達すると、コンクリートの圧壊が進展して、それ以上は軸方向の荷重に抵抗できなくなる^{4)・7)}ためと考えられる。

(2) CFSの周方向ひずみ

図-7は、 ρ_{CF} が0.056%、0.111%、0.167%、1.336%

の場合に、 ρ_s を0～1.24%と変化させるとコンクリートの軸方向応力度～CFSの周方向ひずみの関係がどのように変化するかを断面形状別に示したものである。ただし、正方形断面については代表例だけを示した。各試験体のひずみは損傷が最も大きい位置の値である。図-7によれば、 ρ_{CF} や ρ_s の大きさ、断面形状にほとんど関係なく、CFSの周方向ひずみが500～1,000 μ 程度に達すると、コンクリートの軸方向応力度の増加割合は鈍くなりCFSの周方向ひずみは急速に増加する。さらにCFSの周方向ひずみが2,000 μ 程度に達すると、 ρ_{CF} や ρ_s が比較的小さい場合に

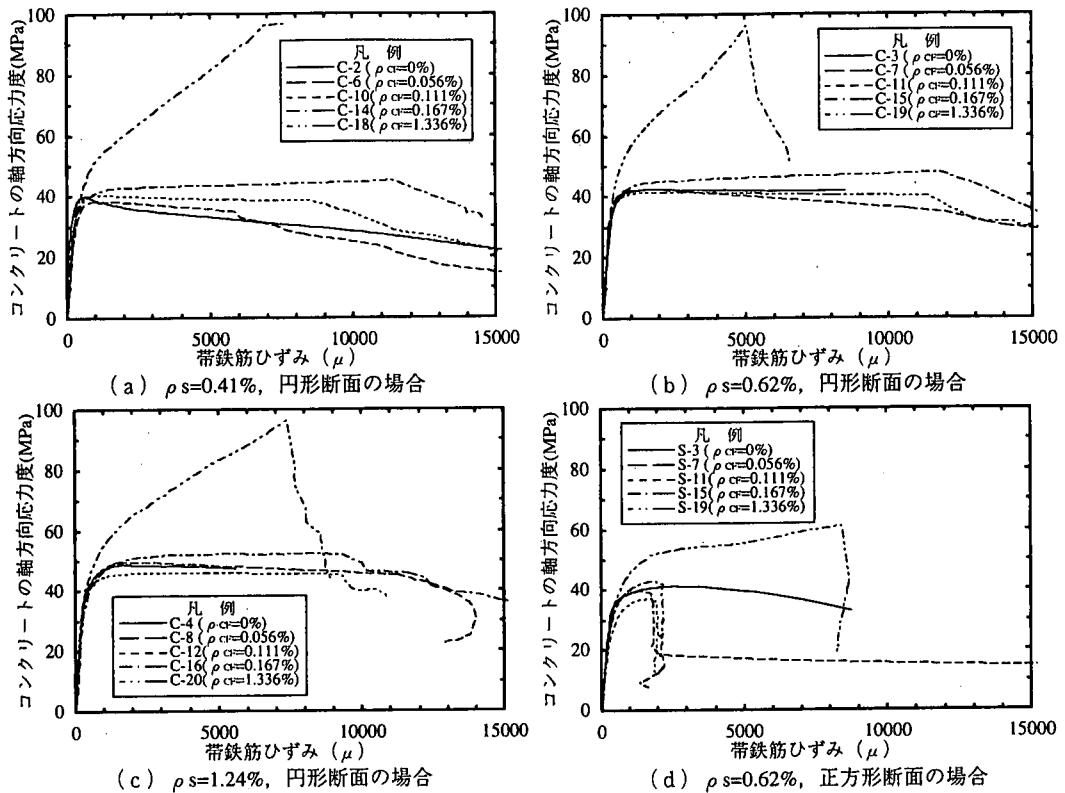


図-8 コンクリートの軸方向応力度～帯鉄筋ひずみの関係

はコンクリートの軸方向応力度は最大値に達し、 ρ_{CF} や ρ_s が大きい場合には軸方向応力度は増加し続けるが、その増加割合は小さくなる。

このようにコンクリートの軸方向応力度が最大値に達したり、軸方向応力度の増加割合が小さくなる時点では、CFSの周方向ひずみは2,000 μ 程度にすぎず、CFSの破断ひずみが約15,000 μ であることを考慮すると、この時点でCFSに生じている引張力は最大引張力の1/7～1/8程度でしかない。前述のように、CFSで補強しない($\rho_{CF}=0\%$)場合には、コンクリートの周方向ひずみが約2,000 μ に達した時に軸方向応力度は最大になることから、CFSで補強した場合も、コンクリートの周方向ひずみが約2,000 μ に達すると、CFSはまだ弾性域であってもコンクリートの内部が破壊し始めて軸方向の荷重に抵抗する能力が小さくなり、軸方向応力度が最大値に達したり、あるいはその増加割合が小さくなると思われる。

CFSの破断時のひずみは、図-7のようにばらついており、必ずしも公称破断ひずみ(約15,000 μ)に近い値とはならない。これは、CFSのひずみ分布が周方向に一律でないこと、ひずみゲージが破断箇所のみを測定しているとは限らないこと、CFSの破断による衝撃のため、CFS破断後はひずみ測定値

の信頼性が低くなること等が原因と考えられる。

(3) 帯鉄筋ひずみ

図-8は、 ρ_{CF} が0.056%、0.111%、0.167%、1.336%の場合に、 ρ_s が0.41～1.24%と変化させるとコンクリートの軸方向応力度と帯鉄筋ひずみの関係がどのようになるかを断面形状別に示したものである。ただし、正方形断面については代表例だけを示した。各試験体のひずみは損傷が最も大きい位置の値である。図-8によれば、断面形状に関係なく、帯鉄筋ひずみが500～1,000 μ 程度に達すると、軸方向応力度の増加割合に比べて帯鉄筋ひずみの増加割合が急速に大きくなる。その後、帯鉄筋ひずみが2,000 μ 程度に達した時点で、 ρ_{CF} や ρ_s が小さい場合には軸方向応力度は最大となり、 ρ_{CF} や ρ_s が大きい場合には軸方向応力度の増加割合が小さくなる。一般に、帯鉄筋の降伏ひずみは2,000 μ 程度であるから、この時点で帯鉄筋は降伏しているとみることができる。

前述したCFSの周方向ひずみと同様に考えると、帯鉄筋ひずみが2,000 μ 程度に達した時点でコンクリートの軸方向応力度が最大値に達したり、軸方向応力度の増加割合が小さくなるのは、帯鉄筋が降伏するためというよりも、コンクリートの周方向ひず

表-4 CFS および帯鉄筋による横拘束効果の評価式

	CFS の場合 ⁴⁾	帯鉄筋の場合 (H8 道示)																														
$f_c \sim \epsilon_c$	コンクリート柱の軸方向応力度 f_c ~ 軸方向ひずみ ϵ_c の関係 a) 第1領域 ($0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_t$) ・ $E_g < 0$ の場合 $f_c = E_c \epsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_t} \right)^{n-1} \right\} \quad \text{ただし, } n = \frac{E_c \epsilon_t}{E_c \epsilon_t - f_t} \quad (1)$ ・ $E_g \geq 0$ の場合 $f_c = E_c \epsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(1 - \frac{E_g}{E_c} \right) \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_t} \right)^{n-1} \right\} \quad \text{ただし, } n = \frac{(E_c - E_g) \epsilon_t}{E_c \epsilon_t - f_t} \quad (2)$ b) 第2領域 ($\epsilon_t \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}$) $f_c = f_t + E_g (\epsilon_c - \epsilon_t) \quad (3)$	コンクリート柱の軸方向応力度 f_c ~ 軸方向ひずみ ϵ_c の関係 a) 応力上昇域 ($0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_t$) $f_c = E_c \epsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_t} \right)^{n-1} \right\} \quad \text{ただし, } n = \frac{E_c \epsilon_t}{E_c \epsilon_t - f_t} \quad (8)$ b) 応力下降域 ($\epsilon_t \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}$) $f_c = f_t + E_g (\epsilon_c - \epsilon_t) \quad (9)$																														
f_t	第1領域から第2領域に変化する点の軸方向応力度 $f_t = f_{co} + A \rho_{CF} \epsilon_{CF} E_{CF}$	最大圧縮応力度 $f_t = f_{co} + A' \rho_s f_{yh}$ (10)																														
ϵ_t	第1領域から第2領域に変化する点の軸方向ひずみ $\epsilon_t = B_1 + B_2 \frac{\rho_{CF} \epsilon_{CF} E_{CF}}{f_{co}}$	最大圧縮応力度が生じる時の軸方向ひずみ $\epsilon_t = 0.002 + B' \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{co}}$ (11)																														
E_g	2次勾配 $E_g = C_1 \frac{f_{co}^2}{\rho_{CF} \epsilon_{CF} E_{CF}} + C_2 \sqrt{\rho_{CF} E_{CF}}$	2次勾配 $E_g = -11.2 \frac{f_{co}^2}{\rho_s f_{yh}}$ (12)																														
ϵ_{cu}	終局ひずみ $\epsilon_{cu} = D_1 + D_2 \left(\frac{\rho_{CF} f_{CF}}{f_{co}} \right)^{\frac{3}{4}} \left(\frac{f_{CF}}{E_{CF}} \right)^{\frac{1}{2}}$	終局ひずみ $\epsilon_{cu} = \epsilon_t - \frac{0.2 f_t}{E_g}$ (13)																														
備考	E_c =初期弾性係数(N/mm ²), E_{CF} =CFSの弾性係数(N/mm ²), ϵ_{CF} =第1領域から第2領域に変化する時のCFSの周方向ひずみ(ここでは1,500 μ とする), f_{co} =無補強試験体のコンクリート強度(N/mm ²), f_{CF} =CFSの引張強度(N/mm ²), f_{yh} =帯鉄筋の降伏強度(N/mm ²), ρ_{CF} =カホ [®] 777 [®] 比(コンクリートに対するCFSの体積比), ρ_s =帯鉄筋比(コンクリートに対する帯鉄筋の体積比)																															
	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>A</th> <th>A'</th> <th>B1</th> <th>B2</th> <th>B'</th> <th>C1</th> <th>C2</th> <th>D1</th> <th>D2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>円形</td> <td>1.93</td> <td>3.8</td> <td>0.00343</td> <td>0.00939</td> <td>0.0330</td> <td>-0.658</td> <td>0.078</td> <td>0.00383</td> <td>0.1014</td> </tr> <tr> <td>正方形</td> <td>1.53</td> <td>0.76</td> <td>0.00330</td> <td>0.00995</td> <td>0.0132</td> <td>-1.198</td> <td>0.012</td> <td>0.00340</td> <td>0.0802</td> </tr> </tbody> </table>			A	A'	B1	B2	B'	C1	C2	D1	D2	円形	1.93	3.8	0.00343	0.00939	0.0330	-0.658	0.078	0.00383	0.1014	正方形	1.53	0.76	0.00330	0.00995	0.0132	-1.198	0.012	0.00340	0.0802
	A	A'	B1	B2	B'	C1	C2	D1	D2																							
円形	1.93	3.8	0.00343	0.00939	0.0330	-0.658	0.078	0.00383	0.1014																							
正方形	1.53	0.76	0.00330	0.00995	0.0132	-1.198	0.012	0.00340	0.0802																							

みが約 2,000 μ に達するとコンクリートの内部が破壊し始めるためと考えられる。すなわち、どのようにCFSや帯鉄筋でコンクリート柱を拘束しても、コンクリートの周方向ひずみが約 2,000 μ に達すると、コンクリートは破壊し始め、軸方向応力度が最大値に達したり、軸方向応力度の増加割合が小さくなることを示している。ここで重要な点は、コンクリートの周方向ひずみが 2,000 μ 程度の時点では、CFSはまだ弾性域でCFSには最大引張力の1/7~1/8程度の引張力しか生じていないのに対して、帯鉄筋は降伏して最大引張力に達している点である。

7. CFS および帯鉄筋による拘束効果の評価式

(1) CFS の場合

以上の実験結果をもとに、CFSと帯鉄筋の両者で拘束したコンクリート柱の軸方向応力度~軸方向ひずみ関係の定式化を検討する。まず、CFSによる横拘束効果に関しては、既に著者らが評価式を提案している⁴⁾。これは、図-9のようにコンクリート柱の軸方向応力度~軸方向ひずみの関係を軸方向応力度

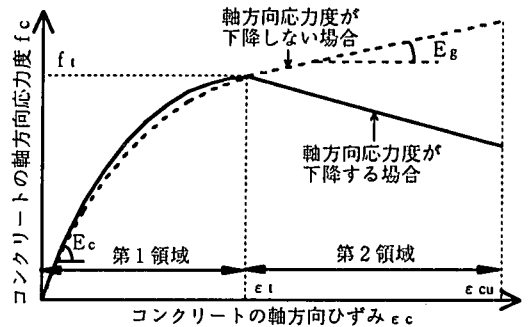
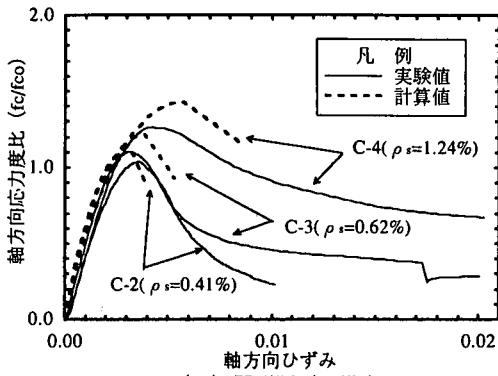
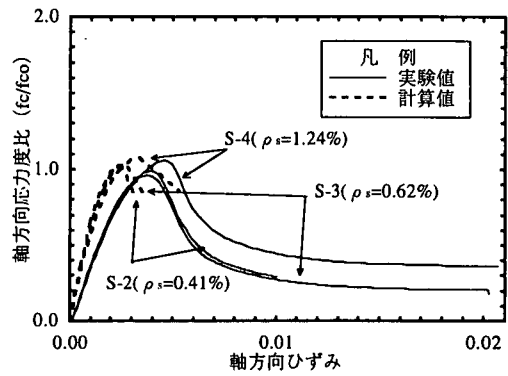


図-9 特性値の定義

が軸方向ひずみの指数関数で上昇する第1領域と、上昇勾配が緩やかになり軸方向応力度が軸方向ひずみの増加とともに直線的に増加あるいは減少する第2領域に区分し、第1領域および第2領域の軸方向応力度を、それぞれ軸方向ひずみの指数関数および一次関数を用いて、表-4の式(1)~(3)のようにモデル化したものである。コンクリート柱の軸方向応力度~軸方向ひずみの関係を与えるためには、第1領域から第2領域に変化する点におけるコンクリートの軸方向応力度 f_t 、第1領域から第2領域に変化する点におけるコンクリートの軸方向ひずみ ϵ_t 、第2領

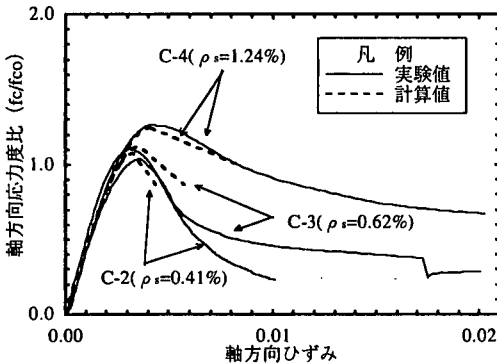


(a) 円形断面の場合

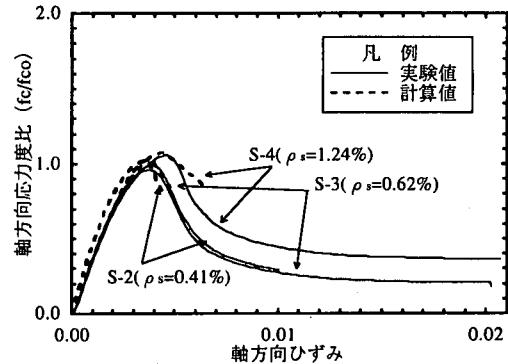


(b) 正方形断面の場合

図-10 帯鉄筋で補強した試験体の軸方向応力度～軸方向ひずみ関係
(式(8)～(13)を用いた計算値と実験値との比較)



(a) 円形断面の場合



(b) 正方形断面の場合

図-11 帯鉄筋で補強した試験体の軸方向応力度～軸方向ひずみ関係
(式(10)～(12)の代わりに式(14)～(17)を用いた計算値と実験値との比較)

域における勾配 (2次勾配) E_g , コンクリートの終局ひずみ ϵ_{cu} の4つの特性値が必要となり, それぞれ, 表-4の式(4)～(7)で与えている.

(2) 帯鉄筋の場合

帯鉄筋による横拘束効果は, H8 道示の評価式を以下のように修正して与えることにする. H8 道示の評価式において, 前述したCFSによる拘束効果の評価式と記号を統一し, また, $f_{cc} \rightarrow f_i$, $\epsilon_{cc} \rightarrow \epsilon_i$, $E_{des} \rightarrow E_g$ と置き換え, さらに, E_g としては軸方向ひずみの増加に伴って軸方向応力度が増加する場合を正の向きとすると, H8 道示の帯鉄筋による横拘束効果は表-4の式(8)～(13)のようになる.

問題は, 式(8)～(13)が今回の実験試験体に対して, どの程度一致する近似を与えるかであり, この一致度が低いと, 帯鉄筋とCFSの両者による横拘束効果を正しく評価することができない. このため, 今回行った実験の中から, 帯鉄筋だけで補強した試験体 (C-2'4, S-2'4) 計6体について, 軸方向応力度～軸方向ひずみの関係を式(8)～(13)により計算し, これを実験値と比較した結果が図-10である. 円形断面の

場合には, f_i/f_{co} の計算値は約10%, ϵ_i の計算値は約30%実験値より大きく, E_g の計算値は実験値よりも小さい. また, 正方形断面の場合には, f_i/f_{co} の計算値は実験値とほぼ同じであるが, ϵ_i の計算値は実験値に比べて30~40%程度小さい. 2次勾配 E_g は, S-2とS-3では計算値と実験値はほぼ同じであるが, S-4では計算値の方が実験値よりも大きい.

このように, 多数の試験体に対する解析から求められた式(8)～(13)による計算式が個々の実験値と多少異なる結果を与えることはやむを得ないが, この中にCFSによる拘束効果が隠れてしまうことには問題がある. このため, ここでは評価式の形としては式(8)～(13)をそのまま使用し, 係数に関しては, 計算値と実験値の違いが著しい円形断面の f_i , ϵ_i および E_g , 正方形断面の ϵ_i に対する式(10)～(12)を, 今回の実験結果を最もよく説明するように, 以下のように修正することとした.

$$f_i = f_{co} + 2.2\rho_s f_{yh} \quad (\text{円形断面の場合}) \quad (14)$$

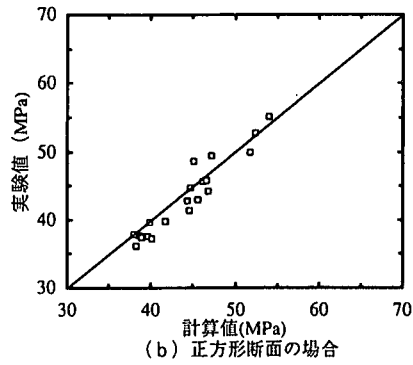
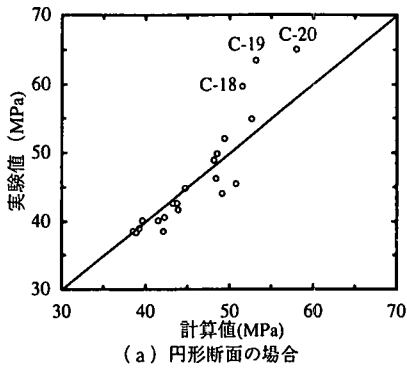


図-12 f_t の計算値と実験値との比較

$$\varepsilon_t = 0.0029 + 0.0107 \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{co}} \quad (\text{円形断面の場合}) \quad (15)$$

$$\varepsilon_t = 0.0033 + 0.0114 \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{co}} \quad (\text{正方形断面の場合}) \quad (16)$$

$$E_g = -6.698 \frac{f_{co}^2}{\rho_s f_{yh}} \quad (\text{円形断面の場合}) \quad (17)$$

式(10)~(12)の代わりに、式(14)~(17)を用いた軸方向応力度比~軸方向ひずみの関係が図-11であり、計算値と実験値がよく一致していることがわかる。

8. CFS と帯鉄筋による拘束効果の組み合わせ

帯鉄筋で拘束したコンクリート柱の軸方向応力度~軸方向ひずみ関係を与える式(8)、(9)は、 ρ_{CF} や ρ_s をどのように大きくしても必ずどこかで軸方向応力度が最大値に達し、その後、軸方向ひずみの増加とともに軸方向応力度が低下するようにモデル化されている。そのため、式(8)、(9)では、今回の実験結果のように、軸方向ひずみの増加とともに軸方向応力度が増加し続ける場合の軸方向応力度~軸方向ひずみ関係表現することができない。これに対して、CFSで拘束したコンクリート柱の軸方向応力度~軸方向ひずみ関係を与える式(1)~(3)は、軸方向応力度が最大値に達し、その後、低下する場合および軸方向ひずみの増加とともに軸方向応力度が増加し続ける場合のいずれも表現することができる。また、図-3,4より、CFSと帯鉄筋の両者で拘束した場合も、CFSあるいは帯鉄筋単独で拘束した場合と同様に、载荷の初期段階では軸方向応力度は軸方向ひずみの指数関数的に増加し、軸方向応力度の増加割合が変化した後にはCFSが破断するまではほぼ直線的に軸方向応力度が増加あるいは減少しており、軸方向応力度~軸方向ひずみ関係は図-9と同様にモデル化することができる。そこで、ここでは、CFSと帯鉄筋の両

者で補強した場合のコンクリート柱の軸方向応力度~軸方向ひずみ関係を、式(1)~(3)を用いて定式化することとし、式(1)~(3)を与えるための、 f_t 、 ε_t 、 E_g 、 ε_{cu} の求め方について、以下に示すこととする。

(1) 第1領域から第2領域に変化する点の軸方向応力度 f_t

f_t の評価式において、CFSで拘束した場合の式(4)の $1.93\rho_{CF}\varepsilon_{CFi}E_{CF}$ (円形断面の場合)、 $1.53\rho_{CF}\varepsilon_{CFi}E_{CF}$ (正方形断面の場合)、帯鉄筋で拘束した場合の式(14)の $2.2\rho_s f_{yh}$ (円形断面の場合)、式(10)の $0.76\rho_s f_{yh}$ (正方形断面の場合)は、無補強試験体の最大圧縮応力度 f_{co} に対してそれぞれCFSあるいは帯鉄筋で横拘束を与えることによる軸方向応力度の増分を表している。式(4)において $\rho_{CF}\varepsilon_{CFi}E_{CF}$ は、第1領域から第2領域に変化する点におけるCFSの引張応力、すなわちCFSが与える横拘束力を表しており、式(4)はCFSによって横拘束を与えることにより、この1.93倍(円形断面の場合)および1.53倍(正方形断面の場合)だけ、軸方向応力度が増加することを表している。同様に、帯鉄筋で拘束した場合には、式(14)、(10)において $\rho_s f_{yh}$ は、帯鉄筋による横拘束力を表し、この2.2倍(円形断面の場合)、0.76倍(正方形断面の場合)が帯鉄筋の横拘束による軸方向応力度の増分であることを表している。

CFSと帯鉄筋の両者で拘束すると、コンクリート柱にはCFSによる横拘束と帯鉄筋による横拘束を加え合わせただけの拘束力が与えられるはずであるから、軸方向応力度の増分も、CFSの横拘束によって生じる増分と帯鉄筋の横拘束によって生じる増分をそれぞれ加え合わせればよいはずである。

以上のように考えて、CFSと帯鉄筋の両者で拘束した場合の f_t を、ここでは、式(4)(CFSによる効果)と式(14)、(10)(帯鉄筋による効果)をそれぞれ加え合わせるによって表現すると以下ようになる。

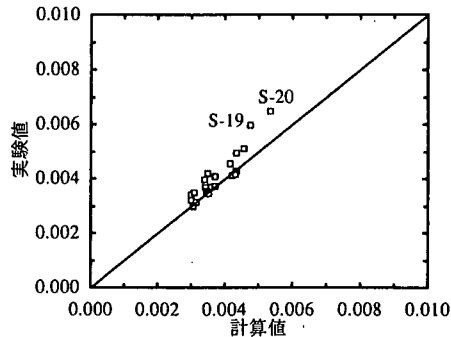
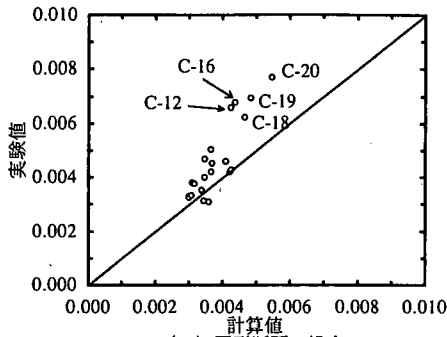


図-13 ϵ_t の計算値と実験値との比較

円形断面の場合：

$$f_t = f_{co} + (1.93\rho_{CF}E_{CF}E_{CF} + 2.2\rho_s f_{yh}) \quad (18)$$

正方形断面の場合：

$$f_t = f_{co} + (1.53\rho_{CF}E_{CF}E_{CF} + 0.76\rho_s f_{yh}) \quad (19)$$

図-12 は、式(18)、(19)による f_t の計算値と実験値を比較した結果である。これより、両者は比較的良く一致している。C-18～C-20では、実験値が計算値を上回っているが、これらは ρ_{CF} が大きく、第2領域で軸方向応力度が増加し続けるタイプの試験体であり、第1領域と第2領域の境界が定めにくいため、 f_t の設定に幅があるためと考えられる。

(2) 第1領域から第2領域に変化する点の軸方向ひずみ ϵ_t

CFS で横拘束した場合の式(5)および帯鉄筋で横拘束した場合の式(15)、(16)の右辺第1項は、無補強の場合に f_{co} となる際のコンクリート柱の軸方向ひずみを表している。前述の f_t と同様に考えると、CFS で拘束した場合の式(5)の $0.00939\rho_{CF}E_{CF}E_{CF}/f_{co}$ (円形断面の場合)、 $0.00995\rho_{CF}E_{CF}E_{CF}/f_{co}$ (正方形断面の場合)、また帯鉄筋で拘束した場合の式(15)の $0.0107\rho_s f_{yh}/f_{co}$ (円形断面の場合)、式(16)の $0.0114\rho_s f_{yh}/f_{co}$ (正方形断面の場合) は、それぞれ CFS あるいは帯鉄筋で横拘束を与えたことにより、無補強の場合の f_{co} に相当するひずみからどれだけ軸方向ひずみが増加するかという増分を表している。CFS で拘束した場合の $\rho_{CF}E_{CF}E_{CF}/f_{co}$ は、第1領域から第2領域に変化する点で CFS がコンクリート柱に与える横拘束力を f_{co} で除して無次元化したものであり、式(5)はこの 0.00939 倍 (円形断面の場合) および 0.00995 倍 (正方形断面の場合) だけの軸方向ひずみの増分が生じることを示している。同様に、帯鉄筋で拘束した場合の $\rho_s f_{yh}/f_{co}$ は、帯鉄筋による横

拘束力を f_{co} で除して無次元化したものであり、式(15)、(16)はこの 0.0107 倍 (円形断面の場合)、0.0114 倍 (正方形断面の場合) が帯鉄筋で拘束することにより軸方向ひずみの増分が生じることを示している。

CFS と帯鉄筋の両者で拘束した場合には、それぞれの横拘束を加え合わせただけの拘束が生じるはずであるから、軸方向ひずみの増分も両者による軸方向ひずみの増分をそれぞれ加え合わせればよいと考えられる。なお、式(5)、(15)、(16)において右辺第1項 (無補強試験体の f_{co} 時の軸方向ひずみ) は互いに少しずつ異なっているが、これはそれぞれ CFS および帯鉄筋により単独に横拘束した場合の効果を帰帰分析した結果をそのまま使用しているためである。上述した実験結果によれば、無補強の場合には、 f_{co} 時の軸方向ひずみは 0.003 前後であることから、式(5)、(15)、(16)の右辺第1項をいずれも 0.003 に統一して、CFS と帯鉄筋の両者で横拘束した場合の ϵ_t を次式で与えることとした。

円形断面の場合：

$$\epsilon_t = 0.003 + \left(0.00939 \frac{\rho_{CF}E_{CF}E_{CF}}{f_{co}} + 0.0107 \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{co}} \right) \quad (20)$$

正方形断面の場合

$$\epsilon_t = 0.003 + \left(0.00995 \frac{\rho_{CF}E_{CF}E_{CF}}{f_{co}} + 0.0114 \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{co}} \right) \quad (21)$$

図-13 は、式(20)、(21)による ϵ_t の計算値と実験値を比較した結果である。これより、 ϵ_t の実験値が 0.003～0.005 程度であれば、計算値は円形断面、正方形断面の場合ともに、実験値とほぼ一致している。

ρ_{CF} が 1.336% あるいは ρ_s が 1.24% と大きく ϵ_t の実験値が 0.005 以上と大きい試験体 (C-12、C-16、C-18、C-19、C-20、S-19、S-20) では、実験値よりも計算値が小さくなるが、これは ρ_{CF} や ρ_s が大きい場合には、前述したように第2領域でも軸方向応力度が増加し続けるため、第1領域と第2領域の境界が定め

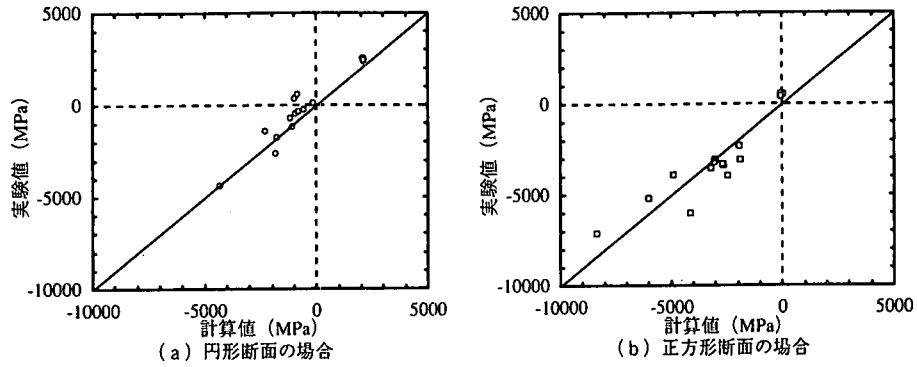


図-14 E_g の計算値と実験値との比較

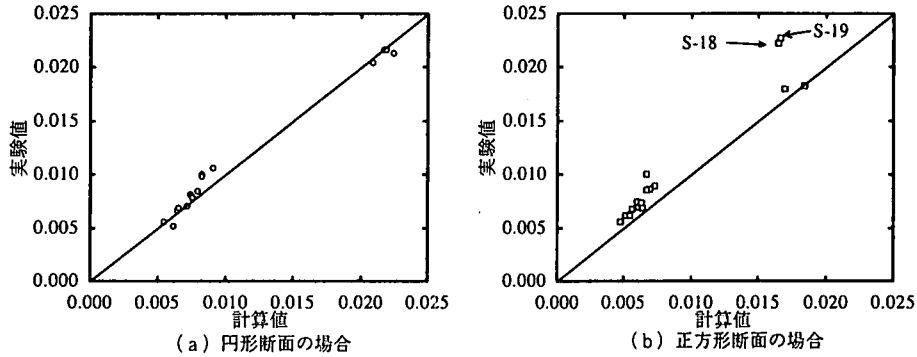


図-15 ϵ_{cu} の計算値と実験値との比較

にくく、 ϵ_r の設定に幅があるためと考えられる。

(3) 2次勾配 E_g

式(6)の第1項の分母は、CFSに生じる周方向ひずみ ϵ_{CFr} に達する時、すなわちコンクリートが破壊し始める段階でCFSによって与えられる拘束力 $\rho_{CF} \epsilon_{CFr} E_{CF}$ を表している。同様に、式(12)、(17)の分母は、帯鉄筋によって与えられる拘束力 $\rho_s f_{yh}$ を表している。前述のように、軸方向応力度を受けてコンクリートに生じる周方向ひずみ ϵ_{CFr} ($\approx 1,500 \mu$) に達するとコンクリートの破壊が始まるが、帯鉄筋で拘束した場合にはこの段階で帯鉄筋も降伏し始める。帯鉄筋の降伏ひずみ ϵ_{yh} は一般に約 $1,800 \mu$ であり ϵ_{CFr} とほぼ同じであるから、帯鉄筋の弾性係数を E_s とすれば、式(12)、(17)の $\rho_s f_{yh}$ は、 $\rho_s f_{yh} = \rho_s \epsilon_{yh} E_s \approx \rho_s \epsilon_{CFr} E_s$ とみなすことができるため、 $\rho_s f_{yh}$ はコンクリートの破壊が生じ始める時に帯鉄筋により与えられる横拘束を表しているとみなすことができる。

したがって、CFSと帯鉄筋の両者で拘束した場合には、コンクリートが破壊し始める段階ではCFSと帯鉄筋の両者により拘束力が与えられるため、それぞれの拘束力を加え合わせただけの拘束力が作用すると考えられる。ただし、式(6)の第2項は、第2領域で増加し続けるCFSによる拘束力の効果を表して

いるが、帯鉄筋の拘束力は第2領域では増加しないためここでは考慮する必要はない。

以上の考察から、ここではCFSと帯鉄筋の両者で拘束した場合の E_g を次式で与えることとした。

円形断面の場合：

$$E_g = -0.658 \frac{f_{cr}^2}{\rho_{CF} \epsilon_{CFr} E_{CF} + 0.098 \rho_s f_{yh}} + 0.078 \sqrt{\rho_{CF}} E_{CF} \quad (22)$$

正方形断面の場合：

$$E_g = -1.198 \frac{f_{cr}^2}{\rho_{CF} \epsilon_{CFr} E_{CF} + 0.107 \rho_s f_{yh}} + 0.012 \sqrt{\rho_{CF}} E_{CF} \quad (23)$$

式(22)、(23)は、 $\rho_s = 0\%$ の場合には式(6)に、また、 $\rho_{CF} = 0\%$ の場合には式(12)、(17)にそれぞれ一致する。

図-14は式(22)、(23)による E_g の計算値と実験値とを比較した結果である。円形断面および正方形断面の場合ともに、計算値は比較的精度よく実験値と一致している。

(4) 終局ひずみ ϵ_{cu}

表-3に示したように、CFSが破断する時の軸方向ひずみ ϵ_{cu1} は、軸方向応力度がその最大値の50%に低

下する時の軸方向ひずみ ϵ_{cu2} よりも小さい。このため、CFSと帯鉄筋の両方で拘束した場合の終局はCFSの破断によって規定されるため、CFSが破断した時を終局と定義すると、終局ひずみ ϵ_{cu} の算出にはCFSの破断ひずみが重要となる。式(7)の $\rho_{CF}f_{CF}/f_{co}$ は、CFSが破断する直前にコンクリートに作用しているCFSによる拘束力を無補強試験体の最大圧縮応力度 f_{co} で割った値、 f_{CF}/E_{CF} はCFSの破断ひずみを表しており、式(7)は、 ϵ_{cu} がCFSの破断時にコンクリートに作用する拘束力を f_{co} で割った値とCFSの破断ひずみとの積で与えられることを表している。CFSと帯鉄筋の両方で拘束した場合には、コンクリート柱にはCFSによりこれが破断する直前に与えられる拘束力を f_{co} で割った値 $\rho_{CF}f_{CF}/f_{co}$ の他に帯鉄筋による拘束力を f_{co} で割った値 $\rho_s f_{yh}/f_{co}$ が作用して、これらを合わせると全体の拘束力は $(\rho_{CF}f_{CF} + \rho_s f_{yh})/f_{co}$ となる。帯鉄筋が存在してもCFSの破断ひずみは変化しないから、帯鉄筋とCFSにより拘束した場合の ϵ_{cu} を次式で与えることとする。

円形断面の場合：

$$\epsilon_{cu} = 0.00383 + 0.1014 \left(\frac{\rho_{CF}f_{CF} + \rho_s f_{yh}}{f_{co}} \right)^{\frac{3}{4}} \left(\frac{f_{CF}}{E_{CF}} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (24)$$

正方形断面の場合：

$$\epsilon_{cu} = 0.00340 + 0.0802 \left(\frac{\rho_{CF}f_{CF} + \rho_s f_{yh}}{f_{co}} \right)^{\frac{3}{4}} \left(\frac{f_{CF}}{E_{CF}} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (25)$$

図-15は、式(24)、(25)による ϵ_{cu} の計算値を実験値と比較した結果である。計算値は比較的良く実験値と一致していることがわかる。

9. 提案式と実験結果との比較

以上のようにして求めた f_t 、 ϵ_t 、 E_s 、 ϵ_{cu} の評価式を用いてコンクリート柱の軸方向応力度比～軸方向ひずみ関係を求め、これを実験値と比較した結果が、図-3および図-4に併記してある。

円形断面の場合には、 $\rho_{CF}=0.111\%$ や 0.167% の場合に多少2次勾配に違いが見られるが、全体として、計算値は実験値をよく表している。2次勾配の計算値が実験値と違うのは、帯鉄筋による拘束が十分考慮されていないことが原因と考えられる。すなわち、式(12)は、コンクリートの軸方向応力度が最大値に達した後、かぶりコンクリートの剥落に伴って減少していく状態を表しているが、CFSと帯鉄筋で補強し

た場合にはCFSが破断するまでかぶりコンクリートが剥落しないため、終局時まで帯鉄筋の拘束が十分に作用するためではないかと考えられる。正方形断面の場合には、終局ひずみについては、計算値は実験値よりも多少小さくなっているが、この場合も全体としてはよく一致しているといえる。

10. 結論

本研究では、既存RC橋脚のじん性を向上させる目的でCFS巻き立て補強する場合に、CFSと既存の帯鉄筋の両者による横拘束効果を地震時保有水平耐力法に基づく耐震補強設計に反映できるようにするため、CFS量、帯鉄筋量、断面形状をパラメータとした合計46体のコンクリート柱の一軸圧縮試験を行い、CFSと帯鉄筋による横拘束の共同作用を検討し、その軸方向応力度～軸方向ひずみ関係を定式化した。本研究で得られた結論は、以下の通りである。

(1) コンクリート柱をCFSだけで補強した場合には、CFSの破断とともに、軸方向応力度は急速に低下して破壊し、比較的大きな損傷が生じる。また、帯鉄筋だけで補強した場合には、軸方向応力度は最大値に達した後、徐々に低下し次第にある値に収束していき、かぶりコンクリートの剥離程度の比較的軽微な損傷ですむ。これらに対して、両方で補強した場合には、これらの中間的な破壊形態となり、CFSの一部が破断することにあるはず軸方向応力度が低下するという過程を繰り返して、次第にある値に収束していく。カーボンファイバー比 ρ_{CF} が帯鉄筋比 ρ_s よりも相対的に大きければCFSだけで補強した場合に、また、 ρ_s が ρ_{CF} よりも相対的に大きければ帯鉄筋だけで補強した場合に似た破壊形態となる。

(2) CFSや帯鉄筋で補強していない無補強コンクリート柱では、コンクリート表面の周方向ひずみが2,000 μ 程度に達した時点で、軸方向応力度は最大となる。また、CFSや帯鉄筋で補強した場合には、CFSの周方向ひずみあるいは帯鉄筋ひずみが約2,000 μ に達した時点で、コンクリート柱の軸方向応力度は最大値となったり、軸方向応力度の増加割合が小さくなったりする。すなわち、CFSあるいは帯鉄筋でどのように拘束しても、コンクリートの周方向ひずみが約2,000 μ に達するとコンクリートは破壊し始め、 ρ_{CF} あるいは ρ_s が小さい場合には、軸方向応力度は最大となった後、次第に低下し、 ρ_{CF} や ρ_s が大きい場合には、軸方向応力度は増加し続けるものの増加割合は小さくなる。コンクリートの周方向ひずみが約2,000 μ に達する時点では、CFSには最大引

張力の 1/7~1/8 程度の引張力しか生じていないのに対して、帯鉄筋は降伏してほぼ最大引張力に達している。この点が、CFS と帯鉄筋による拘束効果の違いとなっている。

(3) CFS と帯鉄筋の両者で拘束したコンクリート柱の軸方向応力度～軸方向ひずみ関係を第 1 領域と第 2 領域に区分し、第 1 領域は軸方向ひずみの指数関数で、第 2 領域は軸方向ひずみの一次関数でモデル化し、式(1)~(3)を提案した。軸方向応力度～軸方向ひずみ曲線を与える特性値として、(1)第 1 領域から第 2 領域へ変化する点でのコンクリートの軸方向応力度 f_c 、(2)第 1 領域から第 2 領域へ変化する点でのコンクリートの軸方向ひずみ ϵ_s 、(3)第 2 領域における直線の勾配 (2 次勾配) E_g 、(4)終局時のコンクリートの軸方向ひずみ ϵ_{cu} の 4 つを設定し、 f_c については式(18)、(19)を、 ϵ_s については式(20)、(21)を、 E_g については式(22)、(23)を、 ϵ_{cu} については式(24)、(25)をそれぞれ提案した。これらの提案式を用いて評価したコンクリートの軸方向応力度～軸方向ひずみ曲線は、実用範囲で実験値とよく一致しており、これらの式を用いることにより、CFS と帯鉄筋の両者による横拘束効果を表すことができる。

謝辞：本研究に際しては、(財)土木研究センター「炭素繊維を用いた耐震補強法研究会」において、横浜国立大学池田尚治教授、東京大学前川宏一教授をはじめとする委員の各位から、大変有益な御意見を賜りました。また、実験の推進にあたっては炭素繊維補修・補強工法技術研究会より数々の御援助を得ました。ここに記して厚く御礼申し上げます。

参考文献

1) Kent, D.C. and Park, R. : Flexural members with confined concrete, *Journal of the Structural Division*, ASCE,

Vol.97, No.ST7, pp.1969-1990, Jul. 1971.

- 2) Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R. : Theoretical stress-strain model for confined concrete, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol.14, No.ST8, pp.1804-1826, Aug.1988.
- 3) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K., and Taylor, A.W. : Stress-strain model for confined reinforced concrete in bridge piers, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.123, No.5, pp.624-633, May 1997.
- 4) 細谷学, 川島一彦, 星隈順一 : 炭素繊維シートで横拘束効果したコンクリート柱の応力度～ひずみ関係の定式化, 土木学会論文集 V-39, pp.37-52, 1998.5.
- 5) 小島克朗, 大内一 : 炭素繊維補強による道路橋橋脚の靱性能評価, 土木学会第 51 回年次学術講演会, V-467, pp.932-933, 1996 年 9 月.
- 6) Miyauchi, K., Nishibayashi, S., and Inoue, S. : Estimation of strengthening effects with carbon fiber sheet for concrete column, Non-Metallic(FRP) Reinforcement for Concrete Structures Proceedings of the Third International Symposium, Vol.1, pp.217-224, Oct. 1997.
- 7) 細谷学, 川島一彦 : 炭素繊維シートと帯鉄筋で補強した円柱試験体の応力度～ひずみ関係, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.861-869, 1998 年 3 月.
- 8) 細谷学, 川島一彦, 星隈順一, 宇治公隆 : 炭素繊維シートと帯鉄筋による拘束効果がコンクリート柱の応力度～ひずみ関係に与える影響, 土木学会第 24 回地震工学研究発表会, pp.357-360, 1997 年 7 月.
- 9) 細谷学, 川島一彦 : 炭素繊維シートと帯鉄筋で横拘束したコンクリート柱の軸方向応力度～ひずみ関係の定式化, 東京工業大学土木工学科耐震工学研究グループ, TIT/EERG 98-3, 1998 年 2 月.

(1998.3.24 受付)

A STRESS-STRAIN MODEL FOR CONCRETE CYLINDERS CONFINED BY BOTH CARBON FIBER SHEETS AND HOOP REINFORCEMENT

Manabu HOSOTANI and Kazuhiko KAWASHIMA

In the seismic strengthening of existing reinforced concrete bridge piers with use of carbon fiber sheets(CFS), it is essential to evaluate the confinement effect of the concrete by the CFS. Since there must exist the lateral hoops in the columns, it is required to evaluate the interaction between the CFS and the hoop on the confinement effect. A series of uniaxial loading test was conducted for concrete cylinders confined by the hoops and the CFS. The interaction effect is analyzed based on the test results, and a stress-strain model of concrete confined by both CFS and the hoops is proposed.