

炭素繊維シートで横拘束したコンクリート柱 の応力度-ひずみ関係の定式化

細谷学¹・川島一彦²・星隈順一³

¹正会員 工修 東京工業大学研究生 (大成建設) 工学部土木工学科 (〒152-0033 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

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)

³正会員 工修 建設省土木研究所耐震技術研究センター耐震研究室 (〒305-0804 つくば市旭 1 番地)

兵庫県南部地震で被災した鉄筋コンクリート橋脚の多くは、じん性の重要性が考慮されていない1960~70年代の耐震基準で設計されたものである。そのため、被災した橋脚と同じ耐震基準で設計された既存橋脚の耐震補強が急務となっている。鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強法として、施工性を考慮して、炭素繊維シート巻き立て工法が注目されている。本研究では、地震時保有水平耐力法に基づき横拘束効果を耐震補強に取り入れるために、炭素繊維シートで横拘束されたコンクリート柱試験体の一軸圧縮試験を行い、コンクリートの応力度-ひずみ関係を求めた。さらに、応力度-ひずみ関係に影響を及ぼす要因を定量化し、炭素繊維シートで拘束されたコンクリート柱の応力度-ひずみ関係を提案する。

Key Words: carbon fiber sheet, confinement effect of concrete, seismic strengthening, seismic retrofit, bridge piers

1. まえがき

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、多くの鉄筋コンクリート橋脚（以下、RC橋脚と呼ぶ）に壊滅的な被害が生じた。これらの多くは、じん性の重要性が考慮されていなかった1960~70年代の耐震基準で設計されたものである。このため、被災した橋脚の復旧と同時に、1960~70年代の耐震基準で設計された既存橋脚の耐震補強が急務となっている。

RC橋脚の耐震補強工法には、RC巻き立て工法や曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法が採用されているが、施工性の良好さから、炭素繊維シート（以下、CFSと呼ぶ）を用いた巻き立て工法が注目されている。現在までに、すでに主鉄筋段落し部や橋脚基部のせん断耐力の向上に対してはCFSが有効であることが報告されている^{1)・2)}。CFSにより横拘束を高めれば、じん性と曲げ耐力の向上を図ることもできるはずであるが、この方面に対しては、勝俣らが炭素繊維ストランドを円柱および四角柱に巻き付けた実験³⁾を、また、大野らがCFSで四角柱を拘束した実験⁴⁾を行っている他は、全体的に少ないのが実

情である。しかも、これらの研究は建築柱を対象としており、試験体の断面長が100~150mmと小さい割には、CFS量が非常に多くなっており、コストや施工性の点から、実橋脚に取付け可能なCFS量を対象にして拘束効果を体系的に検討した研究はまだ行われていない。

CFSによる横拘束効果をじん性と曲げ耐力の向上として耐震補強設計に取り入れるには、CFS量に応じてコンクリートの最大圧縮応力度や変形性能の向上を把握し、横拘束効果を正しく定式化しなければならない。

そこで、本研究ではCFSによるコンクリートの横拘束効果を地震時保有水平耐力法によるRC橋脚の耐震補強計算に反映できるように、CFSで横拘束したコンクリート柱試験体の一軸圧縮試験を行い、横拘束がコンクリート柱の応力度-ひずみ関係に与える影響を求めることとした。既設橋脚にCFSを巻いて補強する場合には、橋脚には既に帯鉄筋が存在しているため、CFSと帯鉄筋の両者による横拘束力が作用する。したがって、実際に耐震補強設計を行うには、CFSと帯鉄筋の両者による横拘束効果の共同作用を把握することが必要である。しかし、

表-1 実験に用いた試験体

試験体 No.	断面形状	断面寸法	コンクリートの設計強度 (N/mm ²)	炭素繊維シート			
				公称弾性係数 (N/mm ²)	公称目付量 (g/m ²)	ρ _{CF} (%)	
Nシリーズ	N-1	円形 φ200mm ×h 600mm	30	-	-	-	
	N-2						
	N-3						
	N-6	正方形 □200mm ×h 600mm					
	N-7						
	N-8						
Sシリーズ	S-1	円形 φ200mm ×h 600mm	30	2.30×10 ⁴	200	0.056	
	S-2					0.111	
	S-3					0.167	
	S-4					1.336	
	S-9	正方形 □200mm ×h 600mm				200	0.056
	S-10						0.111
	S-11						0.167
	S-12						1.336
Hシリーズ	H-1	円形 φ200mm ×h 600mm	30	3.92×10 ⁴	300	0.169	
	H-2					0.338	
	H-3					0.676	
	H-4					1.352	
	H-5	正方形 □200mm ×h 600mm				300	0.169
	H-6						0.338
	H-7						0.676
	H-8						1.352

帯鉄筋による横拘束効果に対してはこれまでも国内外において多数の研究が行われている^{5)~9)}が、CFSによる横拘束効果に対しては前述のように十分に研究されていないのが現状である。そこで本研究では、CFSと帯鉄筋の両者による横拘束効果を検討する前に、まずCFSによる横拘束効果に対象を絞ることとした。実験の基本的な考え方は、帯鉄筋による拘束効果を調べたParkら^{5), 6)}、Manderら^{7), 8)}、星隈ら⁹⁾の研究に従った。実験にはCFS量とその剛性を変化させた合計22体の試験体を用い、こうした結果に基づいて、これらの特性がコンクリートの応力度~ひずみ関係に及ぼす影響を検討した。また、応力度~ひずみ関係を定量的に評価し、CFSで拘束したコンクリート柱の応力度~ひずみ関係のモデル式を提案する。

2. 実験に用いた試験体および実験方法

フーチング位置で固定された橋脚に、上部構造の慣性力の作用位置に繰返し水平力が作用した場合には、橋脚には曲げ変形が生じ、橋脚下端に曲げ圧縮力と曲げ引張力が繰返し作用することになる。RC橋脚の耐力を低下させる主要原因の1つはコンクリートの圧壊であるため、橋脚の圧縮縁から取り出したコンクリート柱を想定し、これに単調に一方に圧縮力を作用させた時のコンクリートの応力度~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。実橋脚には、圧縮力だけでなく引張力も作用し、かつ繰返し荷重が作用することや、応力がコンクリート断面に一様に分布する訳ではないこと等、実験の荷重状態と異なっている点はあるが、実験上の制約から、従来の研究ではコンクリート柱に対する一軸圧縮試験から横拘束効果が検討されており、本研究でも過去の研究に従うこととした。なお、CFSで補強した実橋脚では、軸方向鉄筋が座屈し、外にはらみ出す力によってCFSが破断し、耐力が低下することが考えられる。そこで本実験では、軸方向鉄筋の影響を取り入れるため、後述のようにいずれの試験体にも軸方向鉄筋を配置することとした。

本実験では、断面形状、CFS量、CFSの剛性を変化させて、表-1に示す合計22体の試験体を用いた。試験体の断面形状は円形および正方形とし、いずれも直径または辺長は200mm、高さは600mmである。試験体の高さは、通常の圧縮試験に用いるテストピース(直径100mm、高さ200mm)と相似になるように400mmを基本としたが、試験体の上下端面と載荷板との間に生じる摩擦による横方向の拘束の影響を小さくするために、上下に100mmずつ加えて、全体の高さを600mmとしたものである。コンクリートの設計強度はいずれも30N/mm²とし、早強ポルトランドセメントを使用し、スランブは8cmとした。粗骨材には最大寸法が20mmの砕石を使用した。試験体には軸方向鉄筋としてSD295、径

6mm の異形棒鋼を配置した。軸方向鉄筋比は一般の橋脚の配筋から約1%とした。表-1では、試験体番号が一部不連続となっているが、これは一連の実験の中から本解析に必要な試験体を取り出して示しているためである。

表-1では、N, S, Hの3シリーズに分けているが、ここで、Nシリーズとは、CFSで補強していない試験体（以下、無補強試験体と呼ぶ）である。Sシリーズでは、拘束効果に及ぼすCFS量の影響を検討するために、カーボンファイバー比 ρ_{CF} で表したCFS量を0.05~1.5%程度の範囲で変化させた。ここで、カーボンファイバー比 ρ_{CF} は次式のように定義している。

$$\rho_{CF} = 4 \times N \times t_{CF} / d \quad (1)$$

ここで、 t_{CF} : CFS 1層の厚さ (mm) , N : CFS の巻立て層数, d : コンクリート柱の断面長 (mm) である。ただし、 d としては、円形断面の場合は直径を、正方形断面の場合は辺長をとる。

ρ_{CF} の値は、実橋レベルでの施工性を考慮して定めた値であり、例えば直径3mの円柱橋脚を対象にすると、 ρ_{CF} が0.05~0.15%ということはCFSを2~6層程度巻いた場合に相当する。ただし、S-4とS-12、後述するHシリーズでは、 ρ_{CF} を0.15~1.5%程度と大きくした。これは、 ρ_{CF} を大きくすることにより、CFSの横拘束効果がより顕著に現れる領域を検討対象としたためである。

Sシリーズでは、公称の弾性係数 E_{CF} が $2.30 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ のCFSを用いたが、CFSの剛性の影響を検討するために、Hシリーズでは、公称の弾性係数 E_{CF} が $3.92 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ とSシリーズよりも約1.7倍高い弾性係数をもつCFSを用いた。以下、これを高弾性タイプ、前述のSシリーズに用いたCFSを普通弾性タイプと呼んで、両者を区別することとする。

図-1はCFSの巻き付け方法を示したものである。いずれの試験体においても、CFSは周方向に巻き付けた。 ρ_{CF} が0.05~0.15%程度と小さい場合には、CFSを幅1~3cmの帯状にして一定間隔で巻き付けた。これは、CFSを全面に巻くと、1層だけでも上記の ρ_{CF} を上回ってしまうためである。CFSのラップ長は10cmとし¹⁰⁾、正方形断面の試験体では、コーナー部分において応力集中によりCFSが破断するのを防ぐため半径30mmの面取りを行った¹⁰⁾。

使用したCFSの材料特性を表-2に示す。単位面積当たりのCFSの質量を繊維目付量というが、S

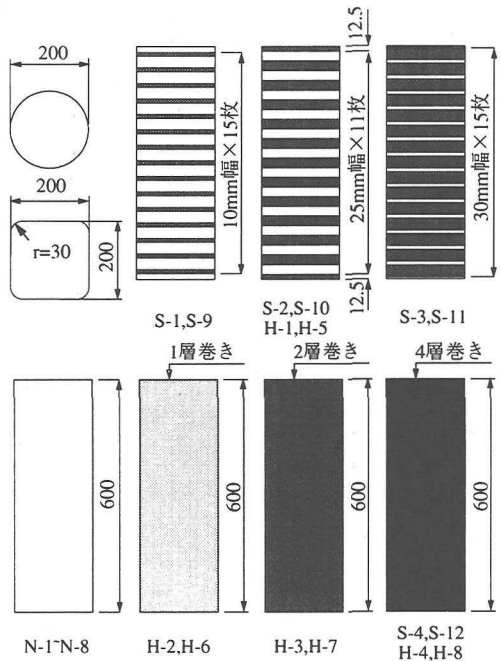


図-1 CFSの巻き付け方法

表-2 実験に用いたCFSの材料特性

	単位	普通弾性タイプ		高弾性タイプ	
		200	300	300	
公称値	繊維目付量	g/m ²	200	300	
	シート厚さ	mm	0.111	0.167	
	引張強度	N/mm ²	3,481		
	弾性係数	N/mm ²	2.30×10^5		
	破断ひずみ	%	1.5	1.5	1.0
試験値	繊維目付け	g/m ²	200	300	309.5
	シート厚さ	mm	0.110	0.167	0.169
	引張強度	N/mm ²	4,227	4,433	3,972
	弾性係数	N/mm ²	2.43×10^5	2.52×10^5	4.39×10^5
	破断ひずみ ^{注)}	%	1.74	1.76	0.90

注) 破断ひずみは実測していないため、ここに示す値は引張強度を弾性係数で除して求めたものである。

シリーズでは200g/m²、Hシリーズでは300g/m²の繊維目付量のCFSを用いた。ただし、S-4とS-12では、 ρ_{CF} を非常に大きくしているため、接着性や施工性を考慮して、巻き層数を抑える目的で繊維目付量が300g/m²のCFSを用いた。CFSの実測引張強度を実測弾性係数で除して求めた破断ひずみは、普通弾性タイプでは1.75%程度であるが、高弾性タイプでは0.90%である。これは、高弾性にすると現状の技術では破断ひずみが低下するためである。

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上下の荷重

板との空隙を石膏で埋めて、両者を密着させた。荷重時には、荷重、変位、CFSおよびコンクリート表面の周方向ひずみを計測した。周方向ひずみは、試験体の上部、中央部、下部の3カ所において、周方向に等間隔に各4点の合計12カ所で計測した。ただし、S-1~S-3、S-9~S-11では、周方向には各2点、合計6カ所で周方向ひずみを計測した。また、N-1、N-6ではコンクリート表面ではひずみを計測していない。試験体の軸方向ひずみは、試験体上下の荷重板間の変位を試験体全高で割って求めた。単調一軸圧縮状態において、コンクリート柱の軸方向ひずみは、荷重が低いレベルであれば、試験体全高にわたってほぼ一様に分布するが、荷重があるレベルに達すると、ある特定の領域に破壊が局部的に生じるようになる。このような荷重の段階になると、変位の測定区間の取り方によって、軸方向ひずみの値は異なってしまう。したがって、試験体の軸方向ひずみを求める際に、どこの区間の変位をもとにすべきかという点は重要である。例えば、コンクリートが局部的に破壊している領域の変位をもとに軸方向ひずみを求めるという考え方もあるが、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、荷重前にコンクリートの破壊位置を正確に予測することは困難であること、破壊している領域とそうでない領域を客観的に判断することが困難であること等の問題がある。また、コンクリートが破壊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、コンクリートに軸方向ひずみが一様に分布している状態からコンクリートが局部的に破壊し始める状態になる時に、求められた応力度~ひずみ関係が不連続になるという問題が生じる。したがって、本実験では既往の研究と同じように⁹⁾、荷重の初期段階から終局時まで比較的精度良くかつ客観的に軸方向ひずみが求められるという観点から、荷重板間の変位を試験体全高で割って、軸方向ひずみを求めることとした。

3. 無補強試験体の破壊特性

CFSによる横拘束効果を評価する前に、無補強試験体の特性を示す。写真-1は、無補強試験体の最終的な損傷状況の一例である。軸方向応力度が最大値に達するまでは外観上の変化は見られなかったが、最大圧縮応力度に達して軸方向応力度が低下し始めると、円形断面の場合(N-3)には試験体の上部から、また正方形断面の場合(N-8)には試験体上部のコーナー部から斜め方向にひび割れが生じ始めた。

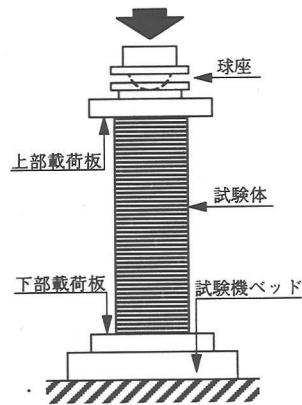


図-2 試験体の荷重方法

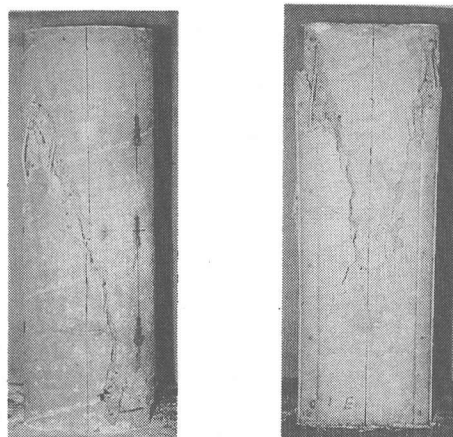


写真-1 無補強試験体の損傷状況
左：円形断面の場合(N-3)
右：正方形断面の場合(N-8)

その後、ひび割れは徐々に進展し、最終的にはいずれも軸方向に割れるように破壊して急速に耐力が低下した。無補強試験体に対するコンクリートの軸方向応力度~軸方向ひずみの関係を示すと図-3のようになる。いずれの試験体も初期剛性は約 $2.0 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ とほぼ同じであり、軸方向ひずみが約 $3,000 \sim 3,500 \mu$ に達すると、軸方向応力度は最大値 f_{co} をとる。最大圧縮応力度に達した後、いずれの試験体でも軸方向ひずみが約 $4,000 \mu$ に達した段階で急速に耐力が低下し、破壊に至った。

荷重につれて、どのように周方向のひずみが変化したかを示した結果が図-4である。ただし、同一の

試験体でも測定箇所によってひずみが異なるが、ここでは一例としてそれぞれの試験体で最も大きな損傷が生じた箇所のひずみを示している。図-4によれば、荷重初期の段階ではコンクリートの軸方向応力度にほぼ比例して周方向ひずみは増加する。その後、コンクリートの周方向ひずみが 500μ を越える付近から軸方向応力度の増加割合に対して周方向ひずみの増加割合が急速に大きくなり始め、コンクリートの周方向ひずみが $1,500\mu$ 程度に達すると軸方向応力度は増加せず、周方向ひずみだけが増加するようになる。これは、コンクリートの圧壊が進展して、急速にコンクリートの体積膨張が生じたことを表している。そこで、軸方向応力度がほぼ頭打ちになる時の周方向ひずみをコンクリート試験体の破壊時の周方向ひずみ ϵ_{pf} と定義することとする。最も大きな損傷が生じた高さで測定した4面の ϵ_{pf} の平均値を各試験体について求めると $1,200\sim 1,700\mu$ 程度となる。

4. 横拘束におよぼすカーボンファイバー比 ρ_{CF} の影響

写真-2は、円形断面で、 ρ_{CF} が 0.056% と小さい場合(S-1)と ρ_{CF} が 1.336% と大きい場合(S-4)の破壊状況を示したものである。S-1では、荷重があるレベルに達し、帯状のCF Sのある1本が破断して耐力が低下し始めると、それにつれて次々と他の帯が破断して急速に耐力が低下した。またS-4では、荷重があるレベルに達すると、ある範囲のCF Sが一斉に破断して耐力が急速に低下した。 ρ_{CF} が小さい場合には、写真-2(a)のように、コンクリート柱のほぼ全高にわたって損傷が生じるのに対して、 ρ_{CF} が大きい場合には、写真-2(b)のように、比較的狭いある特定の範囲だけが損傷しており、この範囲以外のコンクリートにはほとんど損傷は認められなかった。また写真-3は、正方形断面で ρ_{CF} が 0.167% の場合(S-11)の破壊状況を示したものである。正方形断面の場合には、いずれの場合もCF Sはコーナー付近で破断しており、この部分が弱点となりやすいことを示している。

CF Sで補強した場合のコンクリート柱の軸方向応力度～軸方向ひずみの関係を図-5に示す。初期剛性は断面形状や ρ_{CF} に関係なく、いずれの試験体も約 $2.0 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ である。図中に矢印を付けた点でCF Sが破断し、CF Sの破断とともに試験体は終局状態を迎えた。

ρ_{CF} が $0.05\sim 0.15\%$ 程度の場合には、いずれの試

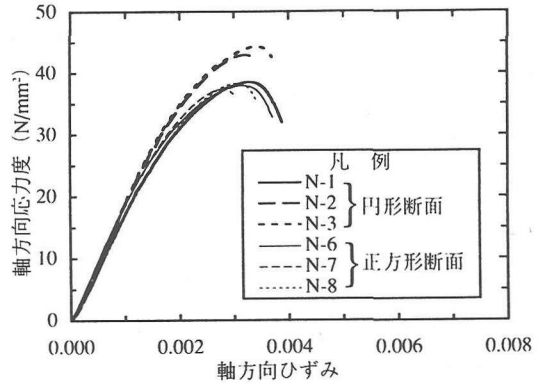


図-3 無補強試験体の軸方向応力度～軸方向ひずみの関係

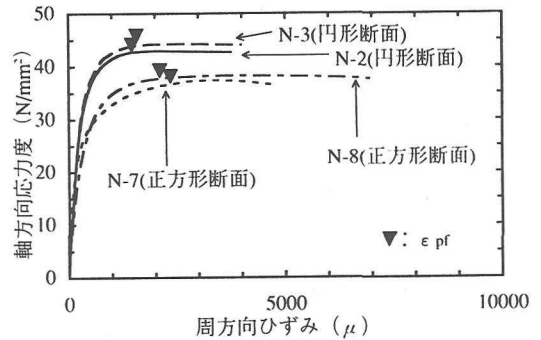


図-4 無補強試験体の軸方向応力度～周方向ひずみの関係

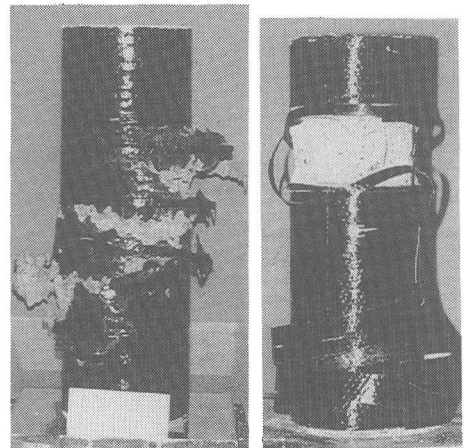


写真-2 ρ_{CF} の違いによる円形断面試験体の損傷状況

左： $\rho_{CF}=0.056\%$ の場合(S-1)
右： $\rho_{CF}=1.336\%$ の場合(S-4)

験体でも最大圧縮応力度 f_{cc} は $37\sim 41\text{N/mm}^2$ 程度、 f_{cc} に達する時の軸方向ひずみ ϵ_{cc} は $2,500\sim 3,000\mu$ 程度である。 f_{cc} や ϵ_{cc} に対する ρ_{CF} や断面形状による違いはあまり見られず、全体的に CFS による拘束効果は顕著には現れていない。しかし、 ρ_{CF} が増加するにつれて、最大圧縮応力度に達した後の下降勾配（以下、2次勾配と呼ぶ）は緩やかになり、コンクリートの終局ひずみも増加する。このような傾向は、正方形断面より円形断面の方が顕著に現れている。これらのことから、最大圧縮応力度以後になると、CFS による拘束効果が現れてくることがわかる。

ρ_{CF} が 1.336% と大きい場合には、円形断面、正方形断面ともにコンクリートの軸方向ひずみが $3,000\sim 3,500\mu$ に達した所で、軸方向応力度～軸方向ひずみ関係の勾配が緩くなるが、軸方向応力度は減少せず CFS が破断するまで上昇し続ける。緩くなった後の勾配を 2次勾配と定義すると、2次勾配には断面形状の違いがはっきり現れており、同一の ρ_{CF} であれば円形断面の方が正方形断面よりも 2次勾配は大きい。

コンクリートの軸方向応力度を CFS に生じる周方向ひずみとの関係で整理すると図-6 のようになる。ここでは、一例として各試験体とも損傷が最も大きかった箇所のひずみを示している。これによれば、 ρ_{CF} が $0.05\sim 0.15\%$ と比較的小さい場合には、コンクリートの軸方向応力度は CFS に生じる周方向ひずみがある値に達する所で最大となり、それ以上 CFS の周方向ひずみが増加してもコンクリートの軸方向応力度は減少していく。今、コンクリートの軸方向応力度が最大となる時に CFS に生じる周方向ひずみを ϵ_{CFc} と定義すると、 ϵ_{CFc} は $1,100\sim 2,500\mu$ 程度となる。引張試験による CFS の実測弾性係数は表-2 から $2.43\times 10^5\text{N/mm}^2$ であり、上記程度のひずみでは、CFS には $250\sim 550\text{N/mm}^2$ 程度の応力度しか生じていない。つまり、CFS の最大引張力の 1/10 程度の横拘束力（引張力）しか生じていない段階で、コンクリートの軸方向応力度は最大値を迎えることになる。

一方、S-4 や S-12 のように ρ_{CF} が大きい場合には、载荷の途中段階で軸方向応力度の増加割合は大きく変化するものの、CFS に生じる周方向ひずみとはほぼ比例してコンクリートの軸方向応力度は増加し続ける。初期勾配から 2次勾配に変化し終えたときに CFS に生じる周方向ひずみを ϵ_{CFr} と定義すると、 ϵ_{CFr} は $1,800\sim 1,900\mu$ 程度である。上述したように、 ρ_{CF} が $0.05\sim 0.15\%$ の場合には、コンクリートの軸

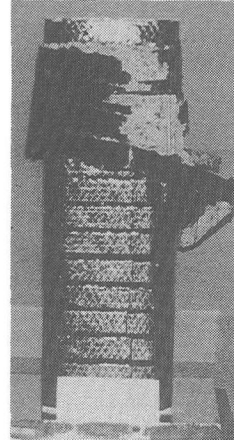
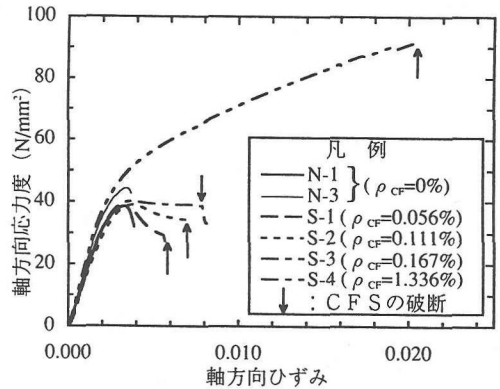
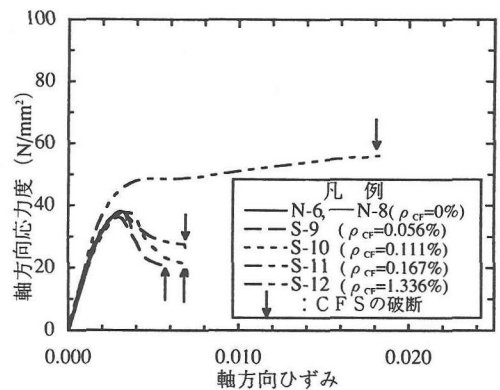


写真-3 $\rho_{CF}=0.167\%$ の正方形断面試験体 (S-11) の損傷状況



(a) 円形断面の場合



(b) 正方形断面の場合

図-5 コンクリート柱の軸方向応力度～軸方向ひずみ関係

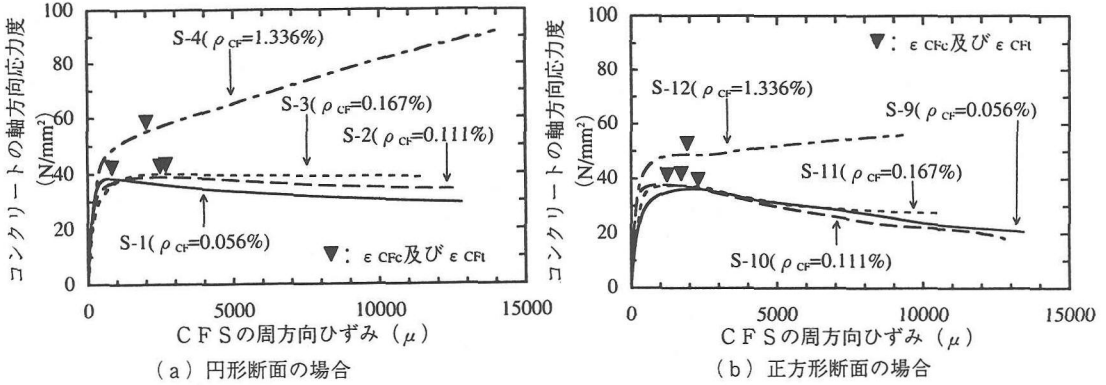


図-6 コンクリート柱の軸方向応力度～CFSの周方向ひずみ関係

方向応力度が最大となる時にCFSに生じる周方向ひずみ ϵ_{CFc} は1,100～2,500 μ であるから、 ϵ_{CFt} は ϵ_{CFc} と概ね同程度のレベルと見ることが出来る。

前章に示したように、無補強試験体の破壊時の周方向ひずみ ϵ_{pf} は1,200～1,700 μ であった。このことを考慮すると、上述した ϵ_{CFc} が1,100～2,500 μ 、 ϵ_{CFt} が1,800～1,900 μ という点は、いずれもこの程度の周方向ひずみに達するとコンクリートの破壊が始まることを表している。すなわち、CFSによる横拘束を与えても、基本的に周方向ひずみが ϵ_{pf} 1,200～1,700 μ 程度の値に達するとコンクリートの破壊が始まり、このため ρ_{CF} が0.05～0.15%程度であれば、軸方向応力度は減少し始め、 ρ_{CF} が1.336%と大きければ、軸方向応力度が減少するには至らないが2次勾配の減少となって表れる。

5. 横拘束に及ぼす高弾性CFSの効果

前述したように、CFSによる拘束効果はコンクリートの破壊が始まり、周方向にコンクリートが膨張する段階になって発揮される。コンクリート柱に作用する拘束力は、コンクリートの周方向への変形にともなってCFSに生じる引張力によるものである。したがって、同じ変形量であればCFSの剛性が大きいほど、より大きな拘束力がコンクリートに作用することになるため、拘束効果が大きくなると期待される。そこで、ここでは高弾性タイプのCFSにより拘束した場合の効果を検討する。

写真-4は、円形断面で、 ρ_{CF} が0.169%の場合(H-1)と ρ_{CF} が1.352%の場合(H-4)の損傷状況を示したものである。損傷状況は、前述の普通弾性タイプで拘束した場合とほとんど同じであり、 ρ_{CF} が大きいほど破壊領域が限定され、損傷が著しい部

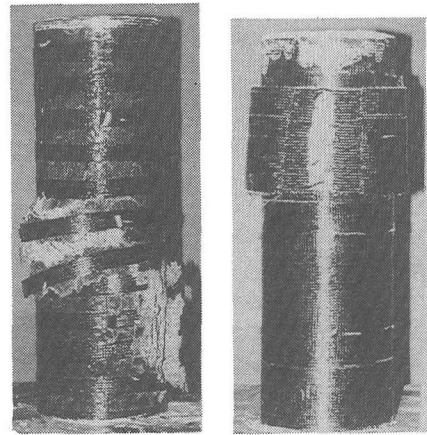


写真-4 高弾性タイプで拘束した円形断面試験体の損傷状況
左： ρ_{CF} =0.169%の場合(H-1)
右： ρ_{CF} =1.352%の場合(H-4)

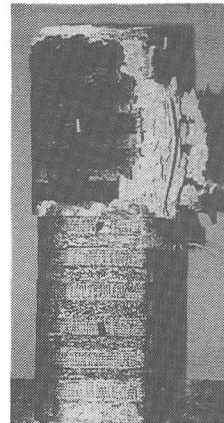
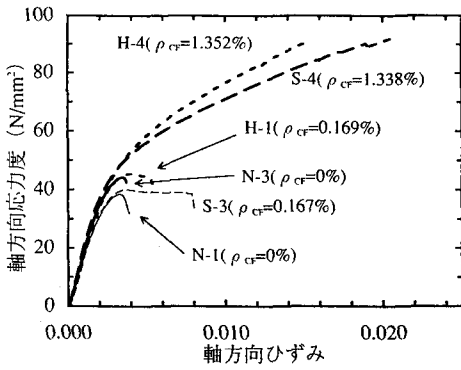
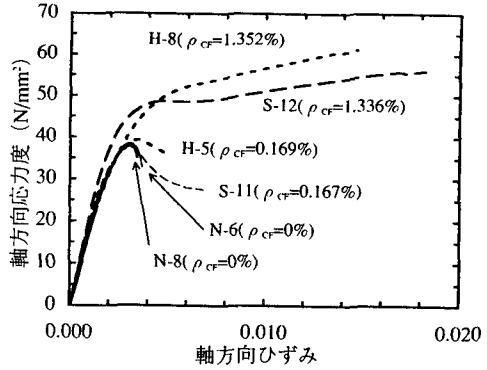


写真-5 高弾性タイプにより ρ_{CF} =0.169%で拘束した正方形断面試験体(H-5)の損傷状況

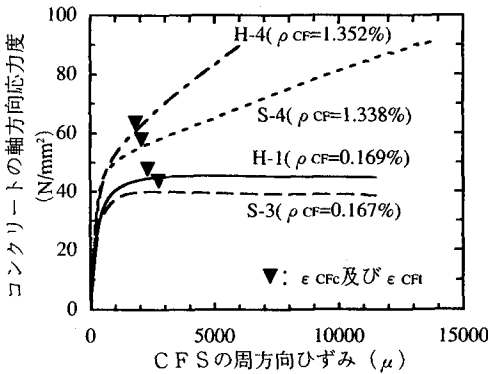


(a) 円形断面の場合

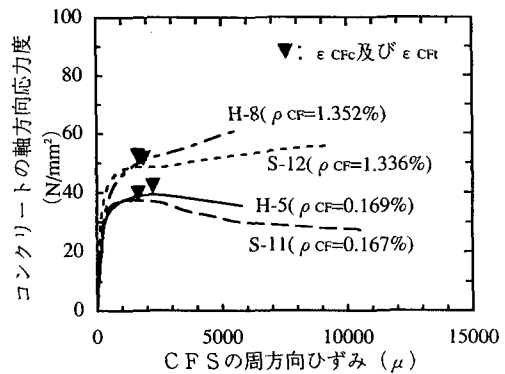


(b) 正方形断面の場合

図-7 ρ_{CF} がほぼ等しい普通弾性タイプと高弾性タイプで拘束した
コンクリート柱の軸方向応力度～軸方向ひずみ関係の比較



(a) 円形断面の場合



(b) 正方形断面の場合

図-8 ρ_{CF} がほぼ等しい普通弾性タイプと高弾性タイプで拘束した
コンクリート柱の軸方向応力度～CFRSの周方向ひずみ関係の比較

分とほとんど損傷がない部分とははっきりと区別できる。また、写真-5は正方形断面で ρ_{CF} が0.169%の場合(H-5)の損傷状況を示したものである。コーナー付近でCFRSが破断し、この部分が弱点になりやすいことなど、普通弾性タイプのCFRSで拘束した場合と基本的には同じ損傷状況であった。

図-7は、 ρ_{CF} がほぼ等しい普通弾性タイプと高弾性タイプで拘束した試験体の軸方向応力度～軸方向ひずみの関係を比較した結果である。円形断面、正方形断面ともに、 ρ_{CF} がほぼ等しければ、高弾性タイプの方が普通弾性タイプよりも、同一のコンクリートの軸方向ひずみに対応するコンクリートの軸方向応力度および2次勾配は大きい。これは、コンクリートの周方向の変形量が同じであれば、高弾性タイプは普通弾性タイプよりも、弾性係数比に相当す

る約1.7倍の拘束力をコンクリート柱に与えることができるためである。

ただし、コンクリートの終局ひずみは、高弾性タイプの方が普通弾性タイプに比べて小さい。これは、表-2に示したように、高弾性タイプは普通弾性タイプと比較して破断ひずみ ϵ_{CFc} が実測値で約50%小さいためである。

同様に、 ρ_{CF} がほぼ等しい普通弾性タイプと高弾性タイプで拘束した試験体のコンクリートの軸方向応力度～CFRSの周方向ひずみの関係を比較した結果が図-8である。前述したように、ここでは一例として最も損傷の大きかった箇所のひずみを示している。CFRSに生じる周方向ひずみ(ϵ_{CFc} 及び ϵ_{CFt})は、 ρ_{CF} が0.169%と比較的小さいH-1とH-5では $\epsilon_{CFc} \approx 2,200 \mu$ 、 ρ_{CF} が1.352%と大きいH-4とH-

8では ε_{CF} ≒1,700 μ であり、高弾性タイプを用いた場合でも、前述した普通弾性タイプと同程度(1,100~2,500 μ)の周方向ひずみに達すると軸方向応力度が初期勾配から2次勾配に変化する。すなわち、今回の実験で対象とした範囲内では、CF Sの剛性や ρ_{CF} 、試験体形状に関係なく、CF Sの周方向ひずみが概ね1,100~2,500 μ 程度に達すると、コンクリートの軸方向応力度~軸方向ひずみの関係において初期勾配から2次勾配に変化する。このことは、どのような横拘束を加えようと、結果としてコンクリートに前述した ε_{pf} =1,200~1,700 μ の周方向ひずみが生じるとコンクリートが破壊し始めることを示している。

6. 帯鉄筋との比較からみたCF Sによる横拘束の特徴

以上のように、CF Sで拘束した場合には、どのような拘束を与えても、コンクリートの周方向ひずみが ε_{pf} =1,200~1,700 μ 程度に達するとコンクリートが破壊し始めるため、軸方向応力度は初期勾配から2次勾配に変化することが明らかとなった。そして、この時点でのCF Sの周方向ひずみは概ね1,100~2,500 μ でCF Sの破断ひずみ(約15,000 μ)の1/10程度に過ぎないため、CF Sには最大時の1/10程度の引張力(横拘束力)しか生じていない。

一方、帯鉄筋で拘束する場合にも、CF Sの場合と同様にコンクリートの周方向ひずみが ε_{pf} =1,200~1,700 μ 程度に達するとコンクリートが破壊し始めると考えると、帯鉄筋の降伏ひずみは約1,800 μ であるから、コンクリートの破壊と帯鉄筋の降伏はほぼ同時に生じることになる。したがって、この時点では、帯鉄筋は降伏強度、すなわち最大強度に達しており、横拘束力も最大になっている。

重要な点は、コンクリートが破壊し始める時点では、CF Sはまだ最大引張力に達しておらず、載荷を続けるとさらに拘束力が増加するのに対して、帯鉄筋は既に降伏しているため、横拘束力はそれ以上大きくならないということである。

ここで、帯鉄筋で拘束した場合には、帯鉄筋が降伏強度に達して横拘束力が最大となった時点で、コンクリートの軸方向応力度は最大値に達するという考え方をCF Sで拘束する場合にも適用して、帯鉄筋で拘束した場合と同一の横拘束力をCF Sにより与えるとすれば、CF Sの引張強度 f_{CF} は3,500~4,500N/mm²で帯鉄筋の降伏強度 f_{yh} の約10倍あるため、

$$\rho_{CF} = \rho_s \times \frac{f_{yh}}{f_{CF}} \approx \frac{1}{10} \rho_s \quad (2)$$

と、 ρ_{CF} は ρ_s の1/10程度の断面積で良いことになる。ここで ρ_s は帯鉄筋の体積比である。しかし、式(2)のようにCF Sの断面積を帯鉄筋の断面積の1/10とすると、コンクリートとCF S(普通弾性タイプの場合)の弾性係数はほぼ同じであるから、コンクリートの周方向ひずみがある値($\leq \varepsilon_{pf}$)に達した時にCF Sに生じる引張力は、帯鉄筋に生じる引張力の1/10にしかならず、CF Sによる拘束効果は帯鉄筋の場合ほど期待できないことになる。すなわち、CF Sと帯鉄筋より同一の拘束効果を得るためには、コンクリートの周方向ひずみが ε_{pf} より小さい領域では、それぞれ同程度の補強量が必要となる。これに対して、コンクリートの周方向ひずみが ε_{pf} より大きい領域では、帯鉄筋による拘束力は、帯鉄筋の降伏時の拘束力以上にはならないのに対して、CF Sによる拘束力は、コンクリートの変形にともなって増加し続けるために、同一の補強量であれば、帯鉄筋よりも大きな拘束効果がCF Sによって発揮されるようになる。

7. CF Sによる拘束効果のモデル化

以上までに示したように、 ρ_{CF} が0.05~0.15%程度と小さい場合には、コンクリートの軸方向応力度は、軸方向ひずみがある値に達した時に最大値を取り、その後、軸方向ひずみの増加とともにほぼ直線的に減少する。一方、S-4やS-12あるいはH-4やH-8のように ρ_{CF} が1.35%程度に大きい場合には、軸方向ひずみがある値に達すると、軸方向応力度の増加割合が小さくなり勾配が緩くなるが、その後はほぼ直線的に軸方向応力度は増加し続ける。すなわち、 ρ_{CF} によらず、コンクリートの軸方向ひずみがある値に達すると、軸方向応力度の増加割合に変化が生じたり、軸方向応力度が減少する。

そこで、コンクリートの軸方向応力度~軸方向ひずみの関係を、図-9に示すように、軸方向応力度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領域に区分する。そして、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でモデル化することとする⁹⁾。

このようにすると、 ρ_{CF} が小さく軸方向応力度の下降域がある場合、すなわち $E_g < 0$ の場合には、応

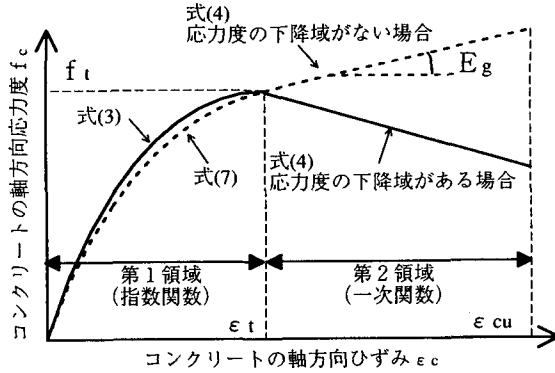


図-9 CFSで横拘束したコンクリート柱の軸方向応力度～軸方向ひずみ関係のモデル化

応力度～ひずみ関係は次のように表すことができる。

・第1領域 ($0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_t$)

$$f_c = E_c \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_t} \right)^{n-1} \right\} \quad (3)$$

ただし, $n = \frac{E_c \varepsilon_t}{E_c \varepsilon_t - f_t}$

・第2領域 ($\varepsilon_t \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$)

$$f_c = f_t + E_g (\varepsilon_c - \varepsilon_t) \quad (4)$$

ここで, ε_{cu} =コンクリートの終局ひずみ, 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応力度, ε_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, E_c =初期弾性係数 (N/mm²), E_g =第2領域における勾配 (N/mm²) である。

式(3)は, 以下の4つの条件を満足するように, モデル化したものである⁹⁾。

- 1) 初期条件: $\varepsilon_c = 0$ で, $f_c = 0$
- 2) 初期勾配条件: $\varepsilon_c = 0$ で, $\partial f_c / \partial \varepsilon_c = E_c$
- 3) 終点条件 1): $\varepsilon_c = \varepsilon_t$ で, $f_c = f_t$
- 4) 終点条件 2): $\varepsilon_c = \varepsilon_t$ で, $\partial f_c / \partial \varepsilon_c = 0$

次に, ρ_{CF} が大きく軸方向応力度の下降域がない場合, すなわち $E_g \geq 0$ の場合には, 式(3)においてコンクリートの軸方向応力度が第1領域から第2領域へ滑らかに変化するように, 式(5)のうち終点条件2)を次のように仮定する。

$$\varepsilon_c = \varepsilon_t \text{ で, } \partial f_c / \partial \varepsilon_c = E_g \quad (6)$$

このようにすると第2領域での軸方向応力度～軸方向ひずみ関係は式(4)のままでよいが, 式(3)

は次のように書き換えなければならない。

$$f_c = E_c \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(1 - \frac{E_g}{E_c} \right) \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_t} \right)^{n-1} \right\} \quad (7)$$

ただし, $n = \frac{(E_c - E_g) \varepsilon_t}{E_c \varepsilon_t - f_t}$

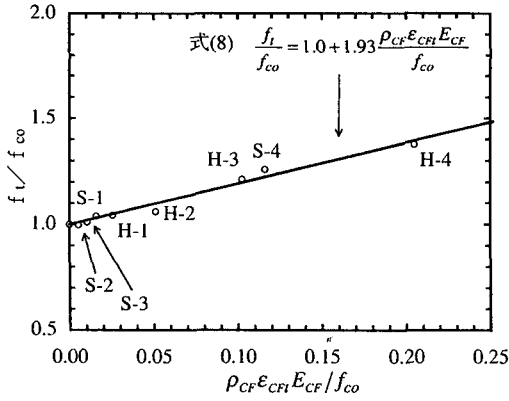
図-9の破線は式(7)を示している。式(7)を用いれば, 指数関数から直線に滑らかに変化するのがわかる。

CFSによる拘束効果を式(3), (4), (7)で与えるためには, f_t , ε_t , E_g , ε_{cu} を定めなければならない。以下, これについて示すこととする。

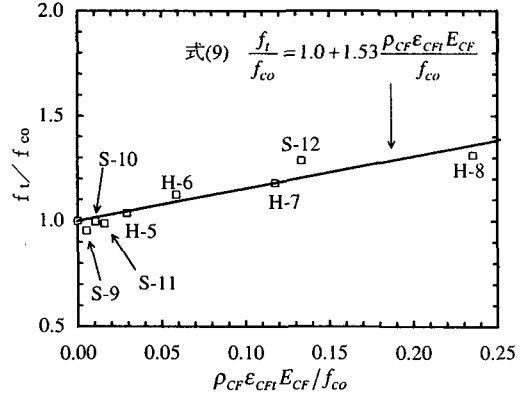
(1) 第1領域から第2領域へ変化する点の軸方向応力度 f_t

$E_g < 0$ の場合には, $f_t = f_{cc}$ とすればよい。しかし, ρ_{CF} が大きく, $E_g > 0$ の場合には, 直接 f_t を定めることは困難である。そこで, 軸方向応力度の増加とともに軸方向ひずみが大きく増加し始め, その後やがてほぼ線形に上昇し始める点を f_t とみなすこととする。すなわち, 前述した ε_{CF1} に相当する軸方向応力度を f_t とする。

図-10は拘束効果が変わると f_t がどのように変化するかを示したものである。これは, コンクリートの軸方向応力度が f_t に達する時にCFSに生じる引張力は, $\varepsilon_{CF1} \times E_{CF}$ となるため, 拘束効果を $\varepsilon_{CF1} E_{CF}$ と ρ_{CF} の積で与えることとし, f_t を無補強コンクリートの圧縮強度で無次元化して示した結果である。ここでは, ε_{CF1} を 1,500 μ と仮定して与えることとした。これは, 前述したように, CFSの剛性や ρ_{CF} , 試験体形状に関係なく, CFSの周方向ひずみが概ね 1,100~2,500 μ 程度に達すると, コンク

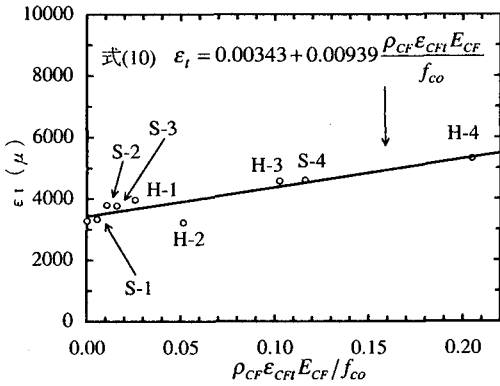


(a) 円形断面の場合

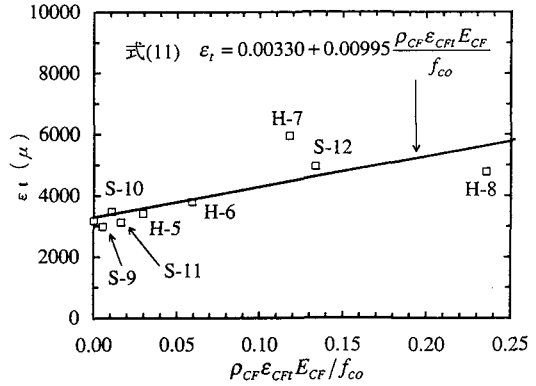


(b) 正方形断面の場合

図-10 拘束効果と f_t の関係



(a) 円形断面の場合



(b) 正方形断面の場合

図-11 拘束効果と ϵ_t の関係

リートの軸方向応力度～軸方向ひずみの関係において初期勾配から2次勾配に変化すること、さらに無補強試験体では $\epsilon_{pf} \approx 1,200 \sim 1,700 \mu$ になるとコンクリートが破壊し始めることを考慮して定めたものである。

このようにすると、 f_t/f_{co} と $\rho_{CF} \epsilon_{CFt} E_{CF}$ は、断面形状によって傾きは異なるが、ほぼ線形関係にあることがわかる。断面形状別に回帰式を求めると次のようになる。なお、このときの相関係数は円形断面の場合には0.98、正方形断面の場合には0.90である。

$$\text{円形断面} : \frac{f_t}{f_{co}} = 1.0 + 1.93 \frac{\rho_{CF} \epsilon_{CFt} E_{CF}}{f_{co}} \quad (8)$$

$$\text{正方形断面} : \frac{f_t}{f_{co}} = 1.0 + 1.53 \frac{\rho_{CF} \epsilon_{CFt} E_{CF}}{f_{co}} \quad (9)$$

式(8)、(9)を比較すると正方形断面の場合

の拘束効果は、円形断面の場合の約80%であることがわかる。

(2) 第1領域から第2領域へ変化する点の軸方向ひずみ ϵ_t

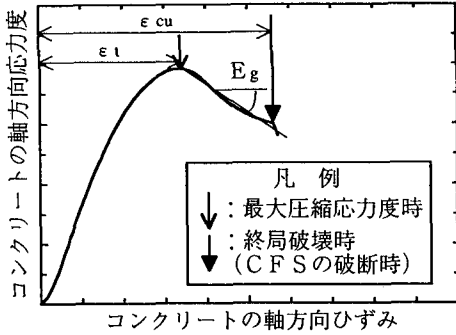
前節と同様に、CFSの拘束効果を $\epsilon_{CFt} E_{CF}$ と ρ_{CF} の積で与えれば、 ϵ_t と $\rho_{CF} \epsilon_{CFt} E_{CF} / f_{co}$ の関係は図-11のようになる。これより、両者の関係は、ほぼ線形関係にあることがわかる。そこで、断面形状別に回帰分析を行った結果、次の関係式が得られた。

円形断面：

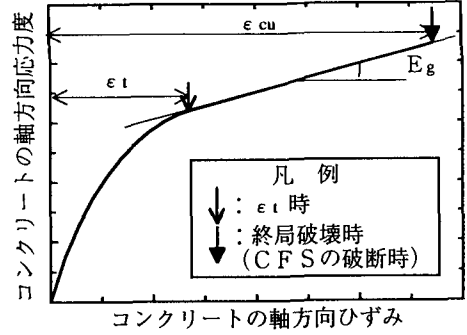
$$\epsilon_t = 0.00343 + 0.00939 \frac{\rho_{CF} \epsilon_{CFt} E_{CF}}{f_{co}} \quad (10)$$

正方形断面：

$$\epsilon_t = 0.00330 + 0.00995 \frac{\rho_{CF} \epsilon_{CFt} E_{CF}}{f_{co}} \quad (11)$$



(a) 応力度の下降域がある場合 ($E_g < 0$)



(b) 応力度の下降域がない場合 ($E_g \geq 0$)

図-12 E_g の定義

このときの相関係数は円形断面の場合には0.82, 正方形断面の場合には0.60である。

式(10), (11)を比較すると, ϵ_l に対しては, 断面形状による拘束効果の違いはほとんどないことがわかる。

(3) 2次勾配 E_g

2次勾配 E_g としては, 最大圧縮応力度に達した後軸方向応力度が減少する場合には, 図-12(a)に示すように最大圧縮応力度に達した時からCFSが破断し終局破壊に至る時までの平均弾性係数を, また, ρ_{CF} が大きく第2領域で軸方向応力度が増加し続ける場合には, 図-12(b)に示すように第1領域から第2領域に変化する点と終局破壊に至る時までの平均弾性係数を, それぞれ E_g と定義する。

帯鉄筋で拘束した場合には, 第2領域において帯鉄筋はすでに降伏しているため, 終局時まで一定の拘束力しか作用しないが, この場合には, 2次勾配は $f_{co}^2 / \rho_s f_{yh}$ と良い比例関係にあることが明らかにされている⁹⁾。そこで, CFSで拘束した場合にも, これと同じような関係が成立すると考え, E_g と $f_{co}^2 / \rho_{CF} \epsilon_{CF} E_{CF}$ との関係を示した結果が, 図-13である。ここで, ϵ_{CF} は $1,500 \mu$ として与えられるため, $\rho_{CF} \epsilon_{CF} E_{CF}$ はコンクリートが破壊する時にCFSに生じている拘束力を表している。図-13より, E_g と $f_{co}^2 / \rho_{CF} \epsilon_{CF} E_{CF}$ とはほぼ線形の関係にあることがわかる。さらに, CFSで拘束した場合には, 第2領域に入っても拘束力が増加するため, 帯鉄筋のように一定の拘束力が継続する効果に加えて, さらにこのレベルから拘束力が上昇していく効果を見込まなければならない。前述した図-5および図-7より, ρ_{CF} および E_{CF} が大きいほど2次勾配 E_g も大きくなることから, 第2領域で拘束力が増加し続ける効果は ρ_{CF} および E_{CF} との相関が高いと考えられる。そこ

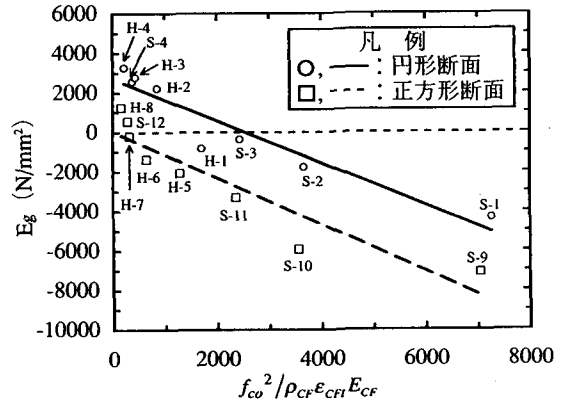


図-13 E_g と $f_{co}^2 / \rho_{CF} \epsilon_{CF} E_{CF}$ との関係

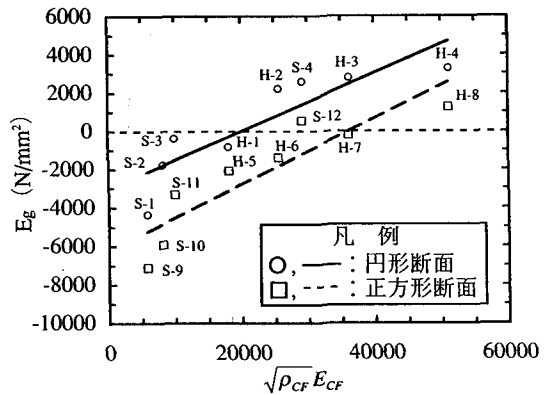


図-14 E_g と $\sqrt{\rho_{CF}} E_{CF}$ との関係

で, E_g と ρ_{CF} および E_{CF} との関係を求めたところ, 図-14のように, E_g と $\sqrt{\rho_{CF}} E_{CF}$ とはほぼ線形関係にあることがわかった。以上のことより, E_g は $f_{co}^2 / \rho_{CF} \epsilon_{CF} E_{CF}$ および $\sqrt{\rho_{CF}} E_{CF}$ との相関が大きいこ

とから、 E_g を次式のように与えることとした。

$$E_g = \alpha \frac{f_{co}^2}{\rho_{CF} \epsilon_{CF} E_{CF}} + \beta \sqrt{\rho_{CF}} E_{CF} \quad (12)$$

ここで、 α 、 β は実験結果から定める定数である。断面形状別に重回帰分析により α 、 β を求めると、式(12)は以下ようになる。

円形断面の場合：

$$E_g = -0.658 \frac{f_{co}^2}{\rho_{CF} \epsilon_{CF} E_{CF}} + 0.078 \sqrt{\rho_{CF}} E_{CF} \quad (13)$$

正方形断面の場合：

$$E_g = -1.198 \frac{f_{co}^2}{\rho_{CF} \epsilon_{CF} E_{CF}} + 0.012 \sqrt{\rho_{CF}} E_{CF} \quad (14)$$

なお、このときの重相関係数は、円形断面の場合には0.97、正方形断面の場合には0.94である。式(13)、(14)を用いた計算値と実験値とを比較した結果が図-15である。これより計算値は実験値と比較の精度良く一致していることがわかる。

(4) 終局ひずみ ϵ_{cu}

CFSが破断して、コンクリート柱が終局状態となる時のコンクリートの軸方向ひずみ ϵ_{cu} は、図-5より ρ_{CF} が大きいほど増大する。また、図-7より ρ_{CF} が同じであれば、高弾性タイプより普通弾性タイプで拘束した方が終局ひずみ ϵ_{cu} は大きい。これは、高弾性タイプより普通弾性タイプの方が、CFSの破断時のひずみ ϵ_{CFu} が大きいからである。したがって、 ϵ_{cu} に影響を及ぼす変数として、 ρ_{CF} すなわち終局時におけるCFSによる拘束力の大きさ($=\rho_{CF} f_{CF} / f_{co}$)と ϵ_{CFu} ($=f_{CF} / E_{CF}$)が考えられる。そこでこれらを用いて、終局ひずみ ϵ_{cu} を定量化する。

そこで、 ϵ_{cu} と $\rho_{CF} f_{CF} / f_{co}$ および f_{CF} / E_{CF} がどのような関係にあるかを求めると、図-16に示すように、 ϵ_{cu} と $(\rho_{CF} f_{CF} / f_{co})^{3/4} (f_{CF} / E_{CF})^{1/2}$ とは、断面形状によって傾きに違いはあるが、ほぼ線形関係にあることがわかる。そこで、断面形状別に回帰分析すると、次の関係式が得られる。

円形断面：

$$\epsilon_{cu} = 0.00383 + 0.1014 \left(\frac{\rho_{CF} f_{CF}}{f_{co}} \right)^{3/4} \left(\frac{f_{CF}}{E_{CF}} \right)^{1/2} \quad (15)$$

正方形断面：

$$\epsilon_{cu} = 0.00340 + 0.0802 \left(\frac{\rho_{CF} f_{CF}}{f_{co}} \right)^{3/4} \left(\frac{f_{CF}}{E_{CF}} \right)^{1/2} \quad (16)$$

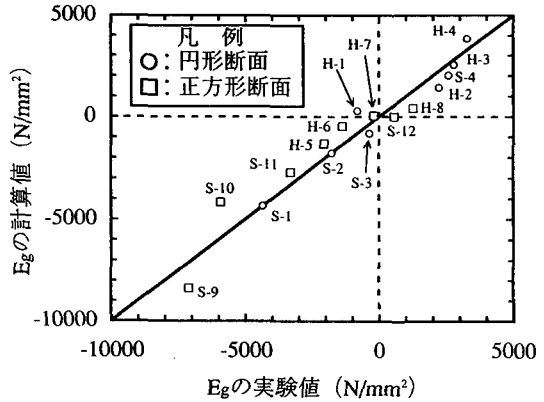
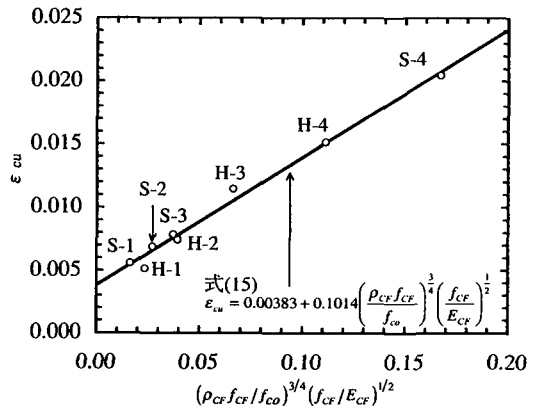
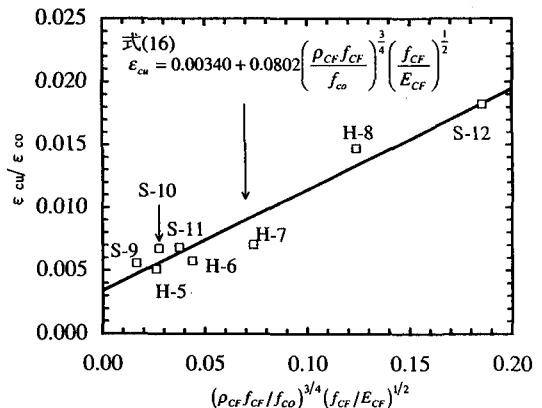


図-15 E_g の実験値と式(13)、(14)を用いた計算値との比較

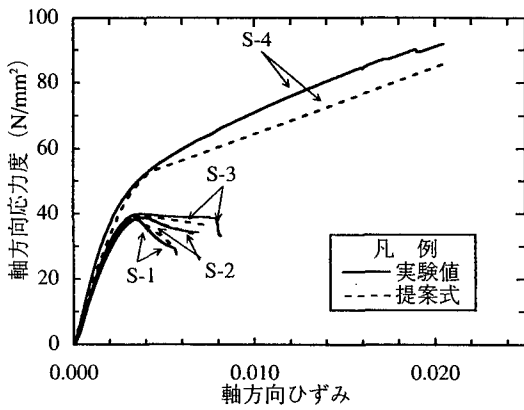


(a) 円形断面の場合

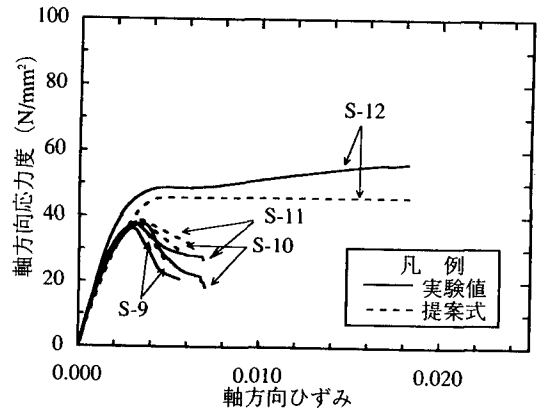


(b) 正方形断面の場合

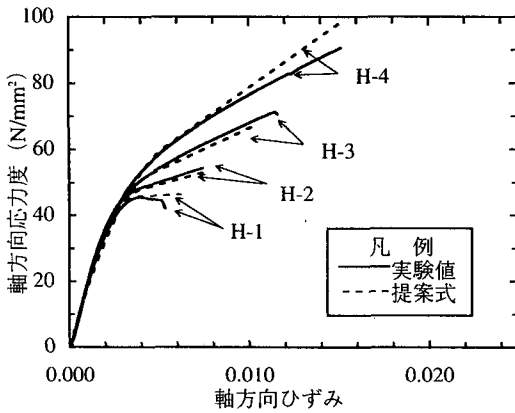
図-16 拘束効果と終局ひずみ ϵ_{cu} との関係



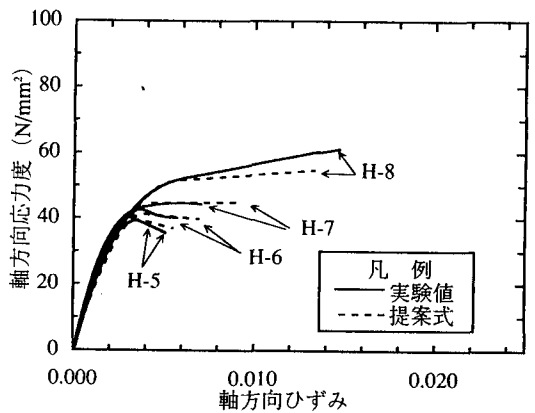
(a) Sシリーズ、円形断面の場合



(b) Sシリーズ、正方形断面の場合

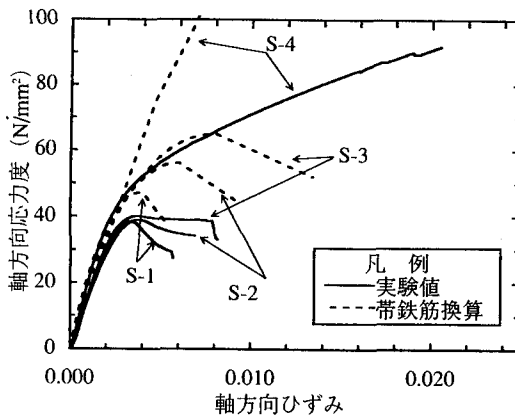


(c) Hシリーズ、円形断面の場合

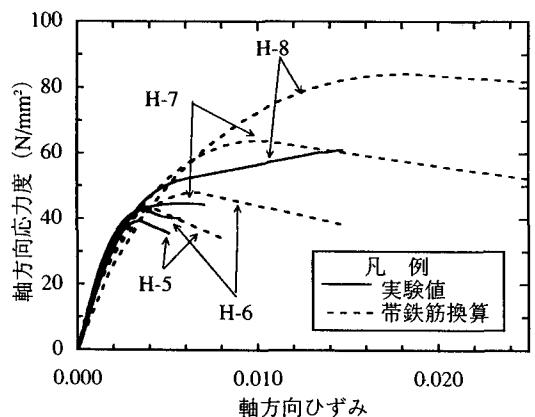


(d) Hシリーズ、正方形断面の場合

図-17 提案式と実験値との比較



(a) Sシリーズ、円形断面の場合



(b) Hシリーズ、正方形断面の場合

図-18 式(2)によりCFSを帯鉄筋換算し、式(3)、(4)により評価した場合と実験値との比較

なお、このときの相関係数はそれぞれ、0.99 およ
び 0.94 である。

8. 提案式と実験結果との比較

上記の推定式により求めたコンクリートの軸方向
応力度～軸方向ひずみの関係と実験値を比較した結
果が図-17 である。

これによれば、全体としては、推定値は実験結果
をよく表している。 ρ_{CF} が小さく、第 2 領域で応力
度が減少する試験体では、 ρ_{CF} が大きい試験体に比
べると終局ひずみ ε_{cu} の精度が少し低い場合がある
が、実用的なレベルで、計算値は実験値の特徴を表
しているとみることができる。円形断面に比べると、
正方形断面では終局ひずみ ε_{cu} の推定式の精度にば
らつきが見られる。この理由は、一般に正方形断面
の場合には、CFS がコーナー部分から破断しやす
く、荷重の早い段階で CFS がコーナー部分で破断
した場合と比較的最終段階まで CFS が破断しな
かった場合の違いによると考えられる。

なお、CFS による横拘束効果を、式 (2) に基
づき CFS と帯鉄筋の強度比により帯鉄筋換算して、
帯鉄筋による拘束を与える式 (3)、(4) から評
価する方法が行われる場合がある。しかし、このよ
うにすると拘束効果は図-18 のようになり、応力度
および終局ひずみともに実験値を過大に評価する。
したがって、CFS による拘束効果を評価する場合
に、CFS を強度比に基づき帯鉄筋換算して、式
(3)、(4) を用いることは、CFS による拘束
効果を過大評価するため注意が必要である。

9. 結論

本研究では、CFS による横拘束効果を地震時保
有水平耐力法による設計体系に基づき RC 橋脚の耐
震補強に反映できるように、CFS で横拘束された
コンクリート柱試験体の一軸圧縮試験を行い、横拘
束下でのコンクリートの軸方向応力度～軸方向ひ
ずみの関係を求めて、実用的な推定式を開発した。

本研究で得られた結論は以下の通りである。

(1) ρ_{CF} が 0.05～0.15% 程度であれば、コンク
リートの最大圧縮応力度やこれが生じる時のひずみは
ほとんど変化しない。これは、CFS の強度が帯鉄
筋の 10 倍程度あることから、CFS の断面積を帯鉄
筋の 1/10 程度にすると、横拘束効果に有効な引張剛
性が帯鉄筋の 1/10 程度しかなく、このため、CFS
の引張強度が最大になる前にコンクリートの周方向

のひずみは 1,100～2,500 μ に達し、破壊し始める
ためである。しかし、CFS はコンクリートが最大
圧縮応力に達した後の耐力低下の度合い (2 次勾
配) を減少し、終局ひずみを増大するためには有効
である。これは、コンクリートが破壊し始めて膨張
を始めると、拘束力が次第に大きくなり、拘束効果
が現れてくるためである。

(2) ρ_{CF} が 1.35% 程度に大きくなると、コンク
リート柱の軸方向応力度は、CFS が破断して終局状
態に達するまで上昇し続ける。すなわちコンクリ
ート柱の応力度は、荷重の初期では軸方向ひずみのほ
ぼ指数関数として上昇するが、コンクリートの軸方
向ひずみが 3,000 μ 付近で、上昇勾配は一度緩くな
り、その後、軸方向ひずみにほぼ線形に比例して上
昇する。上昇勾配が緩くなる付近で CFS に生じる
ひずみは 1,800～2,200 μ 程度であり、これは、上
記(1)に示したコンクリート柱が最大圧縮強度に達
するときにコンクリートに生じるひずみとほぼ同じ
である。このことから、 ρ_{CF} の大きさに関係なく、
コンクリートは、周方向のひずみが 1,100～2,500
 μ に達した時に破壊し始めるが、その後は ρ_{CF} が少
ないとコンクリート柱の耐力は低下し、 ρ_{CF} が高い
と、勾配は少し低下するが上昇し続けることがいえ
る。

(3) CFS で拘束されたコンクリート柱の応力度
～ひずみ関係を第 1 領域と第 2 領域の 2 つの区域に
分け、式 (3)、(4) に示すコンクリートの応力
度～ひずみ関係の推定式を提案した。また、応力度
～ひずみ曲線を与えるための特性値として、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
応力度 f_t 、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_t 、③第 2 領域にお
ける直線の勾配 E_g 、④終局時のコンクリートの軸方
向ひずみ ε_{cu} の評価法を提案した。提案式を用いた
コンクリートの応力度～ひずみの関係は実験値と良
く一致しており、CFS による拘束効果を良く表し
ている。

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。ここに記して厚く御礼申し上げます。

参考文献

1) 宇治公隆, 横田和直, 池田尚治: シート状炭素繊維に
よる既設構造物の耐荷性能向上機構, コンクリート工

- 学年次論文報告集, Vol.14, No.2, pp.695~700, 1992年.
- 2) 藤原博, 東田典雅, 大野了, 岡島豊行: 炭素繊維によるRC橋脚の耐震補強効果について(その1 載荷実験), 土木学会第46回年次学術講演会, V-377, pp.770~771, 1991年9月.
 - 3) 勝俣英雄, 小島克朗, 武田寿一: 炭素繊維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3), 大林組技術研究所報, No.38, pp.54~58, 1989年2月.
 - 4) 大野了, 山本忠久, 小島克朗: 炭素繊維を巻き付けて拘束したコンクリートの圧縮性状, 土木学会第47回年次学術講演会, V-353, pp.736~737, 1992年9月.
 - 5) 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.
 - 6) Park, R., Priestley, M.J.N. and Gill, Wayne D.: Ductility of square-confined concrete columns, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol.108, No.ST4, pp.929-950, Apr. 1982.
 - 7) 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.
 - 8) Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R.: Observed stress-strain behavior of confined concrete, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol.114, No.ST8, pp.1827-1849, Aug.1988.
 - 9) 星隈順一, 川島一彦, 長屋和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係, 土木学会論文集, No.520/V-28, pp.1~11, 1995年8月.
 - 10) 田中良典, 杉山哲也, 小林朗: 炭素繊維シートの基本的物性, 土木学会第51回年次学術講演会, V-546, 1996年9月.

(1997. 1.10 受付)

A STRESS-STRAIN MODEL FOR CONCRETE CYLINDERS CONFINED BY CARBON FIBER SHEETS

Manabu HOSOTANI, Kazuhiko KAWASHIMA and Jun-ichi HOSHIKUMA

Most of reinforced concrete bridge piers which suffered damage in the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake were designed with the seismic codes in 1960s. At that time, the importance of ductility was not taken into account. Therefore, the existing reinforced concrete columns designed with the seismic codes in 1960s are required to be strengthened. The carbon fiber sheet jacketing is one of the interesting seismic strengthening methods because of its favorable workability. To take account of the confinement effect by carbon fiber sheet in seismic strengthening, a series of compressive loading tests of concrete cylinders was conducted and a stress-strain relation was obtained. Based on the test results, a stress-strain model of concrete confined by carbon fiber sheet is proposed.