

論文 緊張力を導入した PBO 繊維シートを巻き付けた円形断面 RC 柱の正負交番載荷試験

國枝 邦由^{*1}・横山 博司^{*2}・林 啓司^{*3}・早川 岳^{*4}

要旨：既存鉄筋コンクリート橋脚のじん性補強工法として、緊張力が導入可能である PBO 連続繊維シートを用いることによる接着不要のシート巻き立て補強工法を提案するとともに、本研究では、緊張力を導入した PBO シートを巻き付けた円形断面 RC 柱について基本性状・補強効果の確認を目的として正負交番載荷試験を実施した。その結果、1) シート両端部のみを定着し、中間部には PBO シートとコンクリートの付着がなくとも RC 柱の変形性能が改善され、高い補強効果が得られること、2) PBO シートへの緊張力の導入量により破壊性状が異なるとの結果を得た。

キーワード：鉄筋コンクリート橋脚，じん性補強，PBO 連続繊維シート，正負交番載荷試験

1. はじめに

既存の鉄筋コンクリート橋脚のじん性向上を目的とする補強工法として炭素繊維シート(以下 CFS)などを用いた連続繊維シート巻き立て工法があり、これまでに数多くの補強実績がある。しかし、現在の連続繊維シート巻き立て工法では、シートをエポキシ樹脂等で接着して橋脚に巻き立てる必要がある。

一方で、表-1に示すように炭素繊維シートと同等以上の強度特性を有し、なおかつ緊張力が導入可能である PBO 繊維シート(以下 PFS)の緊張接着工法が開発され実用化されている¹⁾。そこで、この PFS の緊張力導入特性を用いることで接着不要の巻き立て補強工法が可能であれば、水中接着作業は困難な施工であり、この工程を省くことにより河川内などの施工において締切

工が不必要となりコスト削減効果が望めるものとする。

そこで、本研究ではこの提案工法について 1) 橋脚補強工法としての適用性、2) その基本性状と補強効果、3) 補強工法として PFS への最適導入緊張力の3項目の確認を目的として、緊張した PFS を巻き立てた円形断面 RC 柱の正負交番載荷試験を実施した。

2. 試験概要

2.1 試験供試体

本実験では図-1に示す試験供試体を製作した。断面は直径 400mm の円形断面で、基部から載荷点までの高さは 1350mm、せん断支間比は、3.375 である。試験供試体は表-2に示すように、パラメーターを PFS 補強の有無、PFS の導入緊張力とした。

C0 供試体は無補強の供試体であり、軸方向鉄筋は、SD295-D13 を 12 本配筋し、軸方向鉄筋比は 1.21% である。これは、昭和 50 年代もしくはそれ以前に設計された橋脚を想定した。

表-1 各繊維シートの特性値

		PBO繊維シート	炭素繊維シート
繊維目付け量	(g/m ²)	200	200
シート厚さ	(mm)	0.128	0.111
引張強度	(MPa)	3500	3400
破断ひずみ	(μ)	14600	14800
弾性係数	(GPa)	240	230

*1 (株) 安部工業所 技術開発部開発課 (正会員)

*2 (株) 安部工業所 技術開発部長 工修 (正会員)

*3 (株) 安部工業所 P-PUT プロジェクト室長 (正会員)

*4 (株) 安部工業所 技術開発部次長

帯鉄筋は、SD295-D6を150mm 間隔で配置し、帯鉄筋比 ρ_s を式(1)により定義すると0.248%となる。

$$\rho_s = \frac{4A_s}{sd} \quad (1)$$

ここで、 A_s ：帯鉄筋の断面積、 s ：帯鉄筋の間隔、 d ：帯鉄筋の有効長である。これは想定した年代の橋脚からすれば高めとなるが、道

路橋示方書²⁾に基づき破壊形態が曲げ破壊型となるように決定した。配筋は全供試体において同一である。PFS 補強量は幅 50mm の PFS を 1 層巻き付けとし、体積比を同じく式(2)に定義すると、 $\rho_{PFS} = 0.096\%$ となる。

$$\rho_{PFS} = \frac{4nA_{PFS}}{sd} \quad (2)$$

ここで、 n ：PFS の層数、 A_{PFS} ：PFS1 層の断面積、 s ：PFS の巻付間隔、 d ：PFS の有効長である。これは、直径 2.5m の橋脚に繊維目付量 (= 単位面積当り繊維質量) 600g/m²、幅 100mm、の PFS を 100mm 間隔で約 2 層巻き付けた補強量に相当し、想定する補強量となる。PFS への導入緊張力は PFS の公称引張強度(3500MPa)に対する比率で表示しており、供試体名の数字は、その比率である。例えば C1 供試体は PFS の導

表-2 試験供試体の種類

供試体名	コンクリート		PFS			緊張力 σ_{pe} (Mpa)
	強度 σ_{ck} (Mpa)	形状 幅b×厚さd (mm)	間隔 s_{PFS} (mm)	体積比 ρ_{PFS} (%)	緊張力 σ_{pe} (Mpa)	
C-0	34.3	—	—	—	—	—
C-1	35.8	50×0.096 (150g/m ²)	50	0.096	35 (0.01 σ_{pu} ※)	
C-15	34.0				525 (0.15 σ_{pu} ※)	
C-30	39.8				1050 (0.30 σ_{pu} ※)	

※ σ_{pu} ：PFSの引張強度 (= 3500Mpa)

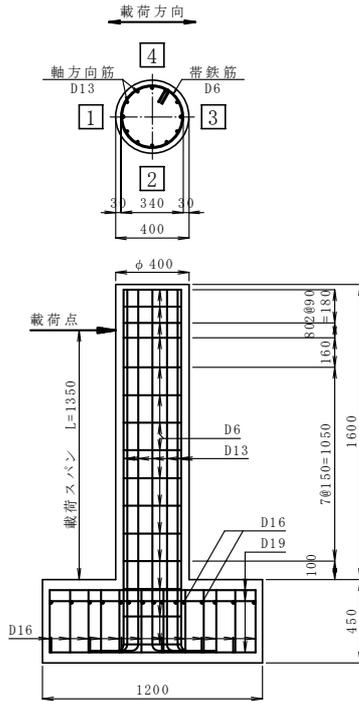


図-1 試験供試体

入緊張力が破断強度の 1% (35MPa) となる。

PFSは図-2に示すように供試体基部でコンクリートに樹脂接着され、その後、

緊張力を与えながら中間部を幅方向に 5mm の重ねを設けながら巻き付け、再び供試体上部で樹脂接着されている。コンクリート強度は設計基準強度を 24MPa に設定したが、試験時の各供試体の強度には表-2 に示すように、若干バラツキがある。

2.2 試験方法

試験は、一般的な都市高架橋の橋脚を想定し、橋脚天端に上部構造重量として一定軸力(橋脚断面コンクリート応力度が 1.5MPa)を作用させた状態で、図-3 に示す荷重装置により実施した。

水平荷重の加力方式は、橋脚基部断面の最外縁にある軸方向引張鉄筋が降伏ひずみに達した時の荷重位置における水平変位を初降伏変位 δy_0 とし、初降伏変位までは荷重制御方式、それ以降は変位制御による変位漸増方式とした。軸方向引張鉄筋の降伏ひずみは鉄筋の引張試験に

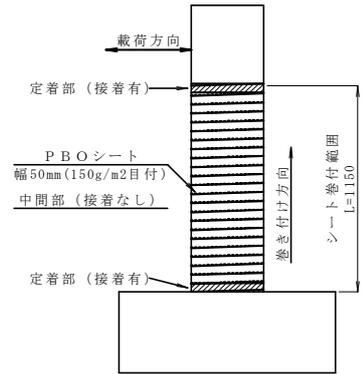


図-2 PFS の巻付け方

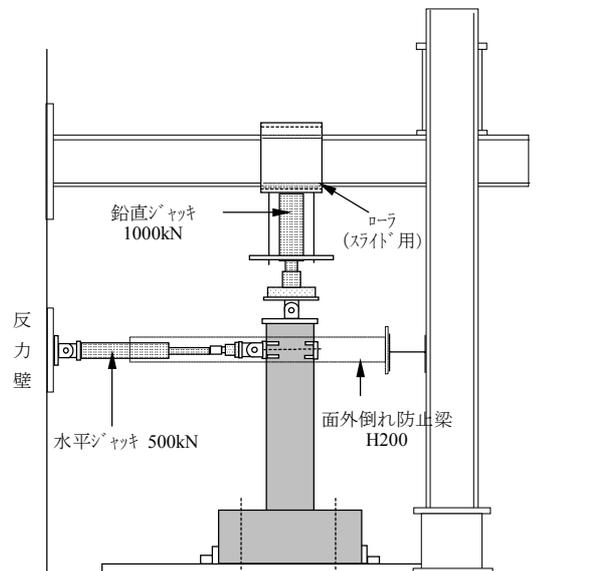


図-3 試験方法

より求め、初降伏変位 δy_0 は各供試体ごとに決定した。

載荷履歴は、各載荷ステップにおける繰返し回数を3回とし、水平変位は $1 \delta y_0 \rightarrow 2 \delta y_0 \rightarrow 3 \delta y_0 \rightarrow \dots$ と順次漸増させた。また、米田ら³⁾の研究によれば、載荷による橋脚基部の損傷の進展に伴ない、載荷方向の直角方向へ供試体が大きく傾斜するケースも報告されていることから、載荷方向と直角方向への変形を拘束するために供試体両脇に倒れ防止用の梁を設置したが、実際の試験では直角方向への傾斜はほとんど発生しなかった。

3. 試験結果

3.1 破壊性状

C0 供試体は、 $1 \delta y_0$ で、帯鉄筋が配置された高さにはび割れが発生し、 $5 \delta y_0$ までは徐々にひび割れが進展した。そして $6 \delta y_0$ で基部のかぶりコンクリートが一部剥離し、 $8 \delta y_0$ の3サイクル目で軸方向鉄筋が座屈し、付近のかぶりコンクリートが剥落した。最終的に $9 \delta y_0$ で基部より 300mm 付近までのかぶりコンクリートが剥落し、水平力が低下した。

一方、PFS 補強された供試体は、まず C1 供試体は $3 \delta y_0$ まで外観上に変化はなかったが、PFS 上から指で触れて確認すると、C0 供試体同様、帯鉄筋が配置された高さにはび割れが発生していた。その後、 $4 \delta y_0$ で巻き付けた PFS の一部にたるみが発生した。後述するが、これはコンクリートと PFS が一体となって挙動しておらず、PFS が繰返し変位により徐々にズレてい

ったためである。 $6 \sim 7 \delta y_0$ では基部より高さ 100mm の位置で PFS が繊維方向と直角方向へ裂け始め、 $11 \delta y_0$ ではその裂け目からかぶりコンクリートの剥離が確認された。その後、 $12 \delta y_0$ でかぶりコンクリートがはらみ出し、PFS が一部破断した。この時点では水平力の低下は確認できなかったが、水平変位測定用の変位計の測定能力が不足したため実験を終了した。

C15 供試体は、 $1 \sim 2 \delta y_0$ ではやはり外観上の変化はなく、帯鉄筋位置のひび割れが指触にて確認できるという C1 供試体と同様の現象であった。 $5 \delta y_0$ で基部より高さ 100mm の位置においてひび割れの中に PFS が入り込む現象が発生し、その後はひび割れの進展に伴い PFS が挟み込まれていった。 $7 \delta y_0$ では、ひび割れの進展状況が PFS 上から目視で確認できた。その後、 $11 \delta y_0$ の2サイクル目で基部より高さ 200mm の位置で PFS が幅 $2 \sim 3\text{mm}$ に渡り破断したため、コンクリートと付着していないことによる他部位の PFS への影響を確認したが、破断した巻付段の上下各1段までしか影響は及んでいなかった。これは PFS に導入されている緊張力により他部位への影響が抑制されたためである。さらに載荷を継続するとコンクリートのはらみ出しは発生しないまま、突然、水平力が低下した。試験終了後、PFS を撤去すると軸方向鉄筋が2本破断しているのが確認された。

C30 供試体は、載荷初期の現象は前述の2体の供試体と変わらないが、PFS がひび割れの間に入り込む現象が $3 \delta y_0$ で発生し、C15 供試体と比較して2ステップほど早くなっている。ま

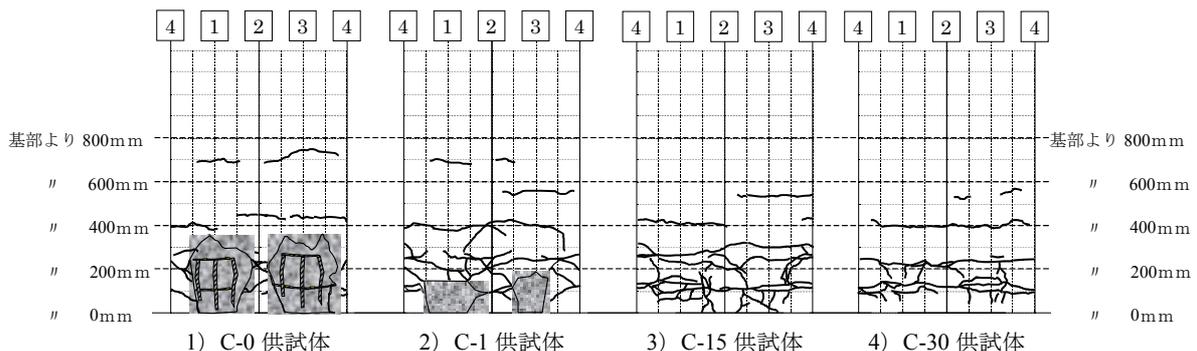


図-4 各供試体の損傷状況

た、PFSの破断(幅5mm)が確認されたのも10 δy_0 であった。その後、PFSが繊維方向とは直角方向に裂け、その部分がわずかにはらみ出し最終的にC15供試体同様、12 δy_0 で軸方向鉄筋の破断により水平力が低下した。各イベントの発生がC15供試体と比較して早いのは導入緊張力の差によるものであり、PFS損傷の進展が早い。つまり、過大な緊張力はPFS自体の損傷を早めてしまうことになると考えられる。

PFS補強した供試体については試験終了後、PFSを撤去しコンクリートの損傷状況を確認した。図-4に全供試体の損傷状況を示す。導入緊張力が大きいほどひび割れの本数が少なく、損傷範囲が基部付近に集中している。PFSを撤去した際、C1供試体はPFSを取り除いた瞬間に損傷部の大部分のかぶりコンクリートが剥落してきた。C15供試体は剥離しているが、剥落はほとんどなく、C30供試体は一部のかぶりコンクリートが剥落してくる程度であった。このことから緊張力を導入されたPFSにより損傷範囲が狭くなり、損傷程度が異なってくることを確認できた。

最終的な破壊性状の比較では先述したとおり、C0,C1供試体は軸方向鉄筋の座屈からかぶりコンクリートの剥落による圧縮縁側の破壊であるのに対し、C15,C30供試体は軸方向鉄筋の破断という引張縁側の破壊性状を示している。破断した鉄筋を確認すると引張破断時の断面減少が発生しておらず、塑性変形を伴う引張破断ではなく繰返し変形による破断もしくは衝撃的な荷重による破断ではないかと推測される。

この結果からC15,C30供試体は本試験にて設定した補強量と導入緊張力では横拘束効果が過剰になり、コンクリートの圧縮破壊が起きる前に、軸方向鉄筋が破断したと考えられる。

今後は供試体の寸法効果、配筋量、PFS補強量および導入緊張力と破壊性状との関係を解明する必要がある。

3.2 水平力-水平変位関係

各供試体の水平力-水平変位の履歴曲線を

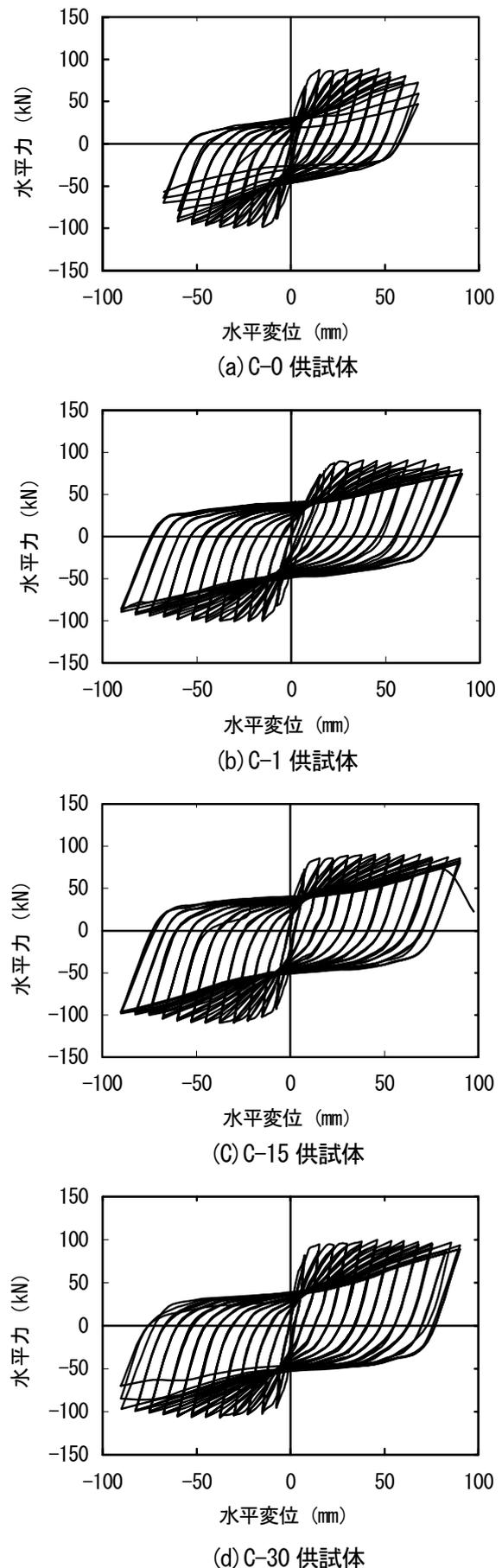


図-5 各供試体の水平力-水平変位履歴曲

図-5に示す。無補強のC0 供試体は5 δy_0 で最大水平力を示し、7 δy_0 までは安定した履歴を示した。そして8 δy_0 で軸方向鉄筋の座屈に伴ないかぶりコンクリートが剥落して水平力が低下した。

履歴曲線は8 δy_0 の3 サイクル目の载荷から履歴ループの経路が2 サイクル目の経路からずれ始め、原点側に絞られた形状となっており、9 δy_0 では1 サイクル毎にその性状が顕著になっている。星隈⁴⁾らの研究によればこのような形状が現われた時の損傷は、軸方向鉄筋が座屈し、かぶりコンクリートが剥落するような損傷が発生するような状態に相当しており、本試験でも同様の傾向が確認された。

C1 供試体は、11 δy_0 まで安定した履歴を示し、12 δy_0 で軸方向鉄筋の座屈が発生し、かぶりコンクリートがはらみ出してきたがC0 供試体の様な履歴ループの大幅な変化はみられない。この理由としてかぶりコンクリートが剥離した後もPFSにより拘束され剥落せず、圧縮力を負担できていたためではないかと考えられる。また、C0 供試体の様に水平力の低下まで確認できていないことも考慮しなければならない。

C15, C30 供試体はC1 供試体同様、11 δy_0 まで安定した履歴を示し、それぞれ13 δy_0 , 12 δy_0 で軸方向鉄筋の破断に伴ない水平力が低下した。C30 供試体は軸方向鉄筋が破断した12 δy_0 の2 サイクル目以降に履歴ループの変化が見られるが、軸方向鉄筋の座屈は発生しておらず、これはC15 供試体と比較してPFSの損傷が

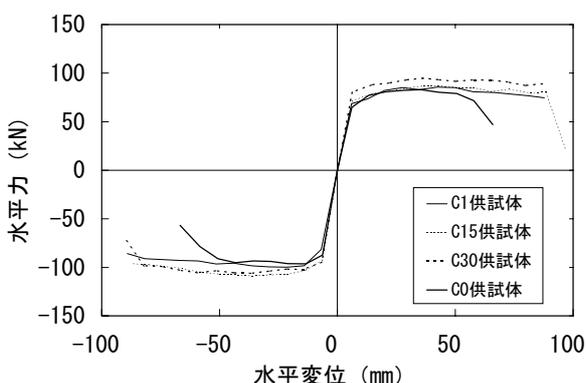


図-6 履歴曲線の包絡線

大きいことからかぶりコンクリートが局部的に剥離し、PFSの裂け目から剥落し、圧縮力を負担する領域が減少したためと考える。次に図-6に全供試体の包絡線を示す。最大水平力は、C30 供試体が他の供試体にくらべ若干高い値を示しているが、表-1に示したコンクリートの圧縮強度のバラツキを考慮すると、PFSによる横拘束効果は導入緊張力によらず最大水平力にほとんど影響していない。

水平変位については、全ての供試体が5~6 δy_0 で最大水平力を示しており、最大水平力を示す変位もPFS補強の有無および導入緊張力にほとんど影響を受けないことがわかる。

水平力が低下するまでの変位はPFS補強することにより大幅に増加しており、PFS補強によるじん性能の向上効果が確認された。緊張力毎による比較では、PFS補強の供試体はすべて12~13 δy_0 で、導入緊張力によらずほぼ同程度となった。しかし、破壊性状が軸方向鉄筋の座屈または破断と異なっており一概に評価することはできない。

3.3 コンクリートとPFSの一体性について

図-7はPFS補強した各供試体の基部から高さ175mm位置におけるコンクリートとPFSの円周方向ひずみの比較である。まず、導入緊張力が大きいほど発生しているひずみが、コンクリート・PFSとも小さくなっており、PFSおよび緊張力による拘束効果が確認できる。

载荷による波形は、C1 供試体では4 δy_0 付近からコンクリートとPFSが異なった形状を示し始め、6 δy_0 付近からはコンクリートのひずみが急激に増加しているのに対してPFSのひずみの変動が小さいことからPFSがコンクリートの挙動に追随していないと考えられる。また、この段階でPFSにたるみが発生していたことから確認できる。

C15, C30 供試体はコンクリートとPFSが概ね同じ形状をしており、PFSがコンクリートの挙動に追随している。よって、今回の実験ではPFSの引張強度の15%程度の緊張力を導入した倍

にはコンクリートとの一体性が確保できたもの
と考える。

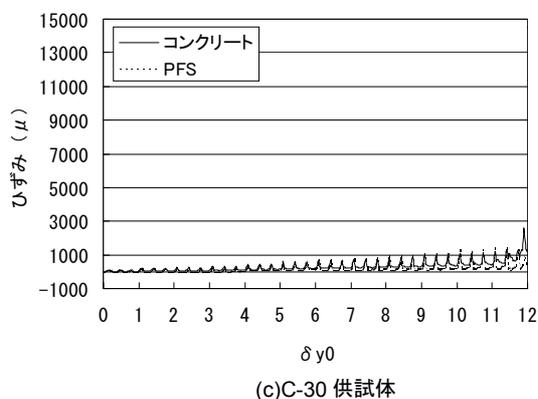
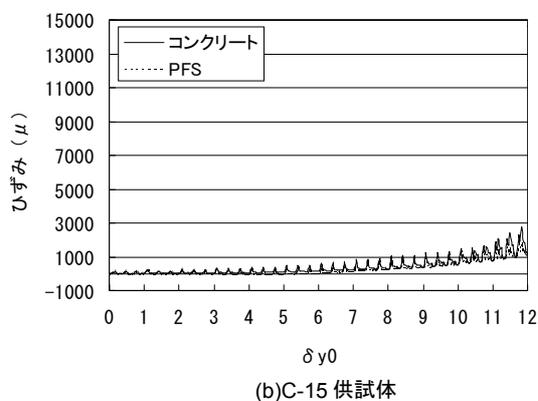
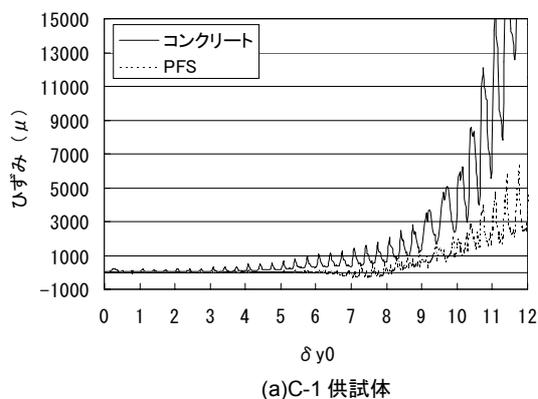


図-7 コンクリートとPFSのひずみ

4. まとめ

本試験より得られた結果・結論を述べる。

(1) 無補強のC0 供試体は軸方向鉄筋の座屈によりかぶりコンクリートの剥落が生じ、水平力が低下した。PFS 補強された供試体は、C1 供試体は軸方向鉄筋の座屈によるかぶりコンクリートの剥落により、また C15,C30 供試体は軸方向鉄筋の破断により水平力の低下が生じた。

(2) PFS への導入緊張力が大きいほど損傷範囲が基部付近に集中し、PFS の損傷の進展が早まる。

(3) PFS の導入緊張力により破壊性状が異なった結果から、今後、供試体の寸法効果、配筋量、補強量および導入緊張力と破壊性状との関係を検討する必要がある。

(4) 水平力が低下し始める水平変位は無補強のC0 供試体は $8 \delta y_0$ であったのに対して PFS で補強した供試体は、 $12 \sim 13 \delta y_0$ となり、PFS 補強によるじん性向上効果が確認できた。このことから橋脚補強への適用性はあるものと考えられる。

(5) PFS の導入緊張力による性状は、破壊性状は異なるが、水平力が低下し始める変位はほぼ等しくなった。

(6) 今回の実験からは、繰返し载荷に対して PFS が緩んでずれないという点からは 1% より大きく、破壊性状からは 15% より小さい範囲に、最適導入緊張力が存在するものと考えられるが、今後(3)の項目と併せて検討する必要がある。

参考文献

- 1) 花森信行ほか：ひのき橋補強工事の施工 (PBO 連続繊維シートの緊張接着による補強)，第 12 回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp353-356，2003.10
- 2) 道路橋示方書・同解説 5 耐震設計編，日本道路協会，2002
- 3) 米田慶太ほか：炭素繊維シートを用いた円形断面鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強効果，土木学会論文集，No.682/1-56，pp41-56，2001.7
- 4) 星隈順一ほか：鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究，土木学会論文集，No.669/5-50，pp215-232，2001.2