

# 軸方向プレストレスを有する コンクリート巻立て補強に関する研究

山本 貴士<sup>1</sup>・服部 篤史<sup>2</sup>・宮川 豊章<sup>3</sup>

<sup>1</sup>学生会員 工修 京都大学大学院 土木工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

<sup>2</sup>正会員 博士(工学) 京都大学大学院助教授 土木工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

<sup>3</sup>フェロー会員 工博 京都大学大学院教授 土木工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

耐震補強工法の一つであるRC巻立て工法において、補強部軸方向にプレストレスを導入することにより、ひび割れの制御、せん断耐力の向上あるいは復元力の向上が期待できる。この場合、橋脚へのプレストレスの適用が、補強部材の曲げ変形性状に与える影響を把握しておくことが重要である。本研究では、軸方向プレストレス、緊張材の機械的性質および補強部横拘束筋量が、補強部材の曲げ変形挙動に与える影響を正負交番繰返し載荷曲げ試験をもとに検討した。その結果、軸方向プレストレスの導入によるひび割れの制御、弾性域の大きな緊張材を用いることによる補強部材の復元特性の向上が可能であり、また補強部材の靱性が、塑性変形領域における復元特性に関係していることが判明した。

**Key Words** : *strengthening, reinforced concrete jacketing, longitudinal prestress, elastic restoration, ductility, mechanical properties of tendons, confinement ratio*

## 1. はじめに

兵庫県南部地震では、段落し部の曲げ耐力、せん断耐力、靱性の不足により、多くのコンクリート橋脚が被害を受けた。一方で、比較的損傷が軽微であるにもかかわらず、大きな残留変位のために地震後の供用が困難となり、撤去・再構築を余儀なくされた事例が数多く報告<sup>1)</sup>されている。これに対し、一般的な耐震補強の目的である曲げ耐力、せん断耐力、靱性の向上に加えて、地震後の迅速な復旧・供用性の回復を考慮した場合に、代表的な耐震補強工法の一つである鉄筋コンクリート巻立て(以下、RC巻立て)工法の巻立て補強部軸方向にプレストレスを導入することによって、ひび割れの制御、せん断耐力あるいは復元力の向上が期待できる。

しかし、耐震設計あるいは耐震補強設計においてエネルギー吸収型の靱性設計が主流となっている現在において、このような構造を地震時に大きな慣性力を負担する橋脚に適用した場合、圧縮縁コンクリートの終局ひずみへの早期到達、あるいはPC鋼材の破断という脆性的な破壊性状となり、補強部材の塑性変形能が低下する可能性がある。

本研究では、このような軸方向プレストレスを導入した補強部材に対し、正負交番載荷曲げ試験を実施し、その曲げ変形性状、特に靱性および復元特性に与える影響を、無補強供試体、炭素繊維シート巻

立て補強供試体(以下、CS供試体)、通常のRC巻立て補強供試体との比較の上で検討した。要因として、補強部コンクリートに導入される軸方向プレストレスの量、補強部緊張材の機械的性質および曲げ圧縮部の補強部横拘束筋量を探りあげた。

また、RC巻立て工法においては一般的に存在する既存部と補強部コンクリートの打継面を考慮した2次元有限要素解析により、RC巻立て補強部軸方向プレストレスの分布状態および導入量について検討を行うとともに、打継面の付着特性がRC巻立て補強部材の曲げ変形挙動に与える影響を検討した。

## 2. 実験概要

### (1) 実験要因

#### a) 軸方向プレストレス

軸方向プレストレスを導入する補強供試体において、補強部緊張材一本あたりに与える緊張力としては、平成8年制定コンクリート標準示方書設計編<sup>2)</sup>に定められている緊張作業直後の引張応力度の制限値である $0.7f_{puk}(0.85f_{pyk})$ を参考に、PC鋼棒(B種1号、 $\phi 11\text{mm}$ )を用いた場合のプレストレス導入率 $P_r$ (緊張応力/引張強度)=60%に相当する緊張力53.0kNを適用した。加えて、導入されるプレストレス量の影響を検討する目的で、非現実的ではあるが比較用に

表-1 補強部軸方向筋の機械的性質

種類	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
D13	356	517	210000	26.8
CFシート <sup>2)</sup>		3479	230300	1.5 <sup>1)</sup>
PC鋼棒φ11	1347	1410	199900	9.0
CFRPφ11		2100	156800	1.3 <sup>1)</sup>
AFRPφ11		1493	68600	2.2 <sup>1)</sup>

1)伸び=引張強度/弾性係数 2)シート幅250mm, 目付量200g/m<sup>2</sup>

$P_r=0\%$ の0.0kN, これらの中間の値として $P_r=30\%$ の26.5kNを設定した.

また, 同一の緊張力およびプレストレス導入量において, 緊張材の機械的性質が補強部材の変形挙動に与える影響を検討する目的で, 連続繊維補強材の緊張力には, PC鋼棒を用いた場合の $P_r=30, 60\%$ に相当する26.5kN, 53.0kNを適用した. この場合, CFRP(φ11mm)ではそれぞれ $P_r=15, 30\%$ , AFRP(φ11mm)ではそれぞれ $P_r=21, 42\%$ となる.

なお, 本研究では, スパン中央部のはり高さ中央(150mm)位置の補強部コンクリート応力を軸方向プレストレスとしている.

#### b) 補強部軸方向筋(緊張材)種類

補強部軸方向筋(緊張材)には, 異形鉄筋(SD295A, D13), PC鋼棒(B種1号, φ11mm), CFRP(φ11mm)およびAFRP(φ11mm)を用いた. なお, 比較用のCS供試体には軸方向にも曲げ補強用として炭素繊維シートを張付けた. これらの機械的性質を表-1に示す.

#### c) 横拘束筋体積比

RC巻立て補強部材の曲げ区間への横拘束筋配筋量は, 平成8年制定コンクリート標準示方書設計編<sup>2)</sup>に定められている配筋間隔以下で, かつ曲げ圧縮部の靱性改善に有効と考えられる値として, 既存部を含めたコアコンクリートに対して(既存部横補強筋は含まない)横拘束筋体積比 $\rho_v$ で0.92, 0.69, 0.46%の3種類を設定した. これらは, 配筋間隔としては $s=44, 59, 88\text{mm}$ となる.

### (2) 供試体

#### a) 無補強(既存部)供試体(Control供試体)

無補強供試体は図-1に示すように, 幅×高さ×スパン長=200×200×1800mmで, 主筋として異形鉄筋(SD295A, D16)を8本配筋した. 横補強筋には阪神大震災以前の基準である平成3年版コンクリート標準示方書設計編<sup>3)</sup>の最小配筋量に相当する間隔200mmで異形フープ筋(SD295A, D6, 135°フック付き)を配筋した. この場合, 曲げせん断耐力比( $V_u \cdot a/M_u$ )は1.15となる. また, 柱部材を想定し, 断面中心に配置したアンボンドPC鋼棒(B種1号, φ17mm)を用いて圧縮

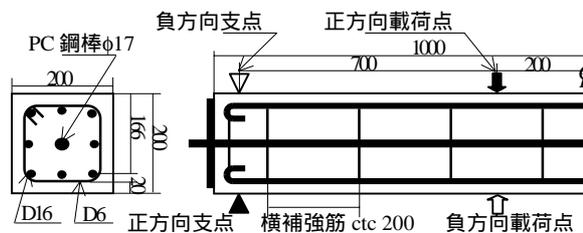


図-1 無補強(既存部)供試体 (単位:mm)

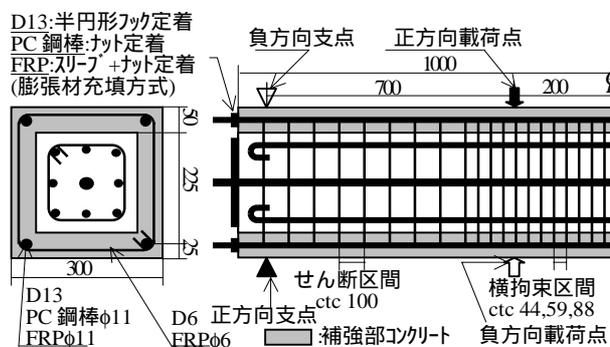


図-2 RC巻立て補強供試体 (単位:mm)

軸力を軸力比( $\sigma_c/f_c$ )=10%を目標に導入した. なお, 既存部のコンクリート目標強度 $f_{cr}$ は27N/mm<sup>2</sup>とした.

#### b) RC巻立て補強供試体

RC巻立て補強供試体は図-2に示すように, 幅×高さ×スパン長=300×300×1800mmで補強厚50mmとした. 通常のRC巻立て補強においては, 200×200mmの既存部断面に対して補強厚30mm程度となるが, 本研究では補強部にプレストレスを導入することから幾分大き目の補強厚を適用した. また, 補強部せん断区間のせん断補強筋配筋間隔は100mmで, せん断補強筋比は既存部を含めた $b_w$ に対して, 既存部横補強筋も含めて, 異形フープ筋(SD295A, D6, 135°フック付き)を用いたもので0.21%, CFRPおよびAFRPスパイラル筋(φ6mm)を用いたもので0.14%である. なお, 既存部と補強部コンクリートの打継面(以下, 新旧コンクリート打継面)は, 通常RC巻立て補強を行う場合チッピング等による目荒らしが行われるが, 本研究ではこれを模擬するために既存部表面への凝結遅延剤使用による骨材洗出し処理を行った.

軸方向プレストレスを導入するものは, 所定の緊張力を4本の緊張材に適用し, 口型の定着板を用いて補強部断面のみに与えているが, 既存部と補強部コンクリートに付着があるため, プレストレスは既存部材にも伝達された. また緊張作業後, 直ちにシーズ内にグラウトを注入し, ボンドタイプとした. アンボンドタイプの方が, 曲げ変形時の緊張材の破断に対して安全であると考えられるが, 緊張材を断面の最外縁に配置するため, PC鋼材の腐食を勘案しボンドタイプとした. 軸方向プレストレスを有するRC巻立て補強供試体作製の流れを以下に示す.

表-2 供試体一覧

供試体名	載荷時軸力比 (%)	既存部 $f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	補強部 (横拘束筋体積比は曲げ区間の値)				軸方向プレストレス	
			軸方向	横方向	横拘束筋体積比 $\rho_v$ (%)	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	緊張力 (kN)	プレストレス (N/mm <sup>2</sup> )
Control	12.6	45.9						
CS	12.1	44.8	CFシート	CFシート	0.28			
RC1-0	9.7	40.3	異形鉄筋(SD295A,D13)	異形フープ筋(SD295A,D6)	0.92	50.0		
RC3-0	9.3	40.3	異形鉄筋(SD295A,D13)	異形フープ筋(SD295A,D6)	0.46	50.0		
PC1-0	10.5	33.1	PC鋼棒(B種1号φ11)	異形フープ筋(SD295A,D6)	0.92	45.9	0.0	0.00
PC1-1	10.7	33.1	PC鋼棒(B種1号φ11)	異形フープ筋(SD295A,D6)	0.92	45.9	26.5	1.03
PC1-2	11.5	45.1	PC鋼棒(B種1号φ11)	異形フープ筋(SD295A,D6)	0.92	45.4	53.0	2.60
PC2-2	11.6	45.1	PC鋼棒(B種1号φ11)	異形フープ筋(SD295A,D6)	0.69	45.4	53.0	1.36
PC3-2	10.6	40.2	PC鋼棒(B種1号φ11)	異形フープ筋(SD295A,D6)	0.46	40.2	53.0	2.29
CFPC1-1	10.5	35.5	CFRP(φ11)	CFRPスパイラル筋(φ6)	0.92	46.9	26.5	1.22
CFPC1-2	11.1	38.3	CFRP(φ11)	CFRPスパイラル筋(φ6)	0.92	45.5	53.0	2.83
AFPC1-1	10.9	35.5	AFRP(φ11)	AFRPスパイラル筋(φ6)	0.92	46.9	26.5	0.94
AFPC1-2	11.3	38.3	AFRP(φ11)	AFRPスパイラル筋(φ6)	0.92	45.5	53.0	3.03

既存部供試体打設・脱型・養生  
 軸力比10%を目標に軸力を導入  
 補強部鉄筋がご作成  
 補強部コンクリート打設・脱型・養生  
 軸方向プレストレス導入，軸力の再調整，グラウト注入

c) 炭素繊維シート巻立て補強供試体 (CS供試体)

炭素繊維シート巻立て補強供試体は，Control供試体の上・下縁面軸方向に，軸方向補強量がCFRPを用いたRC巻立て補強供試体の引張側補強繊維断面積 ( $p_f = A_f / (b \cdot d_f)$   $A_f$ :炭素繊維シート断面積  $b$ :はり幅  $d_f$ :引張側補強繊維の有効高さ)と同一の2.5層を張付けた．実際には，200,100mm幅のシートをそれぞれ2層と1層張付け2.5層とした．また，横方向には同じくCFRPを用いたRC巻立て補強部材のせん断区間のせん断補強筋比と等しくなる配筋量(シート中心線間隔197mm)で全長にわたりスパイラル状に巻付けた．

2. (1)の要因をもとに，Control供試体，CS供試体を含めて計13体の供試体を作成した．供試体一覧を表-2に示す．

(3) 載荷方法

載荷は図-1，図-2に示すように，スパン1800mmに対し，曲げスパン400mm，せん断スパン700mmの対称2点漸増繰返し型曲げ載荷試験とした．耐震性状を検討する場合，同一変位10回繰返し載荷を行うことが多いが，同一変位繰返しによる荷重低下は，4回目以降緩やかになるとの報告<sup>4)</sup>があることから，本研究では，同一変位3回繰返しを採用した．本実験は柱部材を想定したものであるが，曲げと軸力のみが作用する純曲げ区間に着目し，基本的な曲げ変形状態を検討した．なお，降伏荷重時変位 $\delta_y$ は各種

補強部軸方向筋ごとに1体目の載荷時荷重-変位曲線の屈曲点を求めることにより決定した．その結果，Control，CS供試体で $\delta_y=7.11$ mm，補強部軸方向筋にD13，PC鋼棒，CFRP，AFRPを用いたものでそれぞれ $\delta_y=6.17$ mm，7.06mm，8.09mm，7.52mmとなった．また，終局は最大荷重以降の荷重低下領域で荷重が降伏荷重を下回った点として定義した．

(4) 測定項目

スパン中央および支点位置に変位計(容量100mm)を設置し変位を測定した．また，既存部軸方向筋D16，軸力用PC鋼棒φ17mm，補強部緊張材のスパン中央部にひずみゲージ(それぞれ検長3mm，5mm，5mm)を貼付けひずみを測定した．さらに，スパン中央部の上縁と下縁コンクリート表面にひずみゲージ(検長60mm)をそれぞれ2つずつ貼付け，軸方向プレストレス導入時および載荷時のひずみを測定した．表-2に示す軸方向プレストレス量は，この4つのひずみの平均値から算出した．緊張力は油圧ジャッキに設置したロードセル(容量200kN)で測定し，表-2に示す緊張力になるように緊張作業を行った．

3. 実験結果および考察

(1) 軸方向プレストレス

補強部コンクリートのみには与えられた緊張力は，新旧コンクリートの打継面を介して既存部コンクリートにも伝達される．そこで，打継面の完全付着を仮定して軸方向プレストレス量を求めるとともに，打継面の付着特性を考慮した界面要素を用いた2次元有限要素解析<sup>5)6)</sup>により，軸方向プレストレスの導

入量ならびに新旧コンクリート，打継部の応力状態についても検討を行った。

まず，完全付着を仮定した軸方向プレストレスは，供試体端部の口型定着板により補強部断面のみに与えられた緊張力が，完全付着を仮定した打継面を介して既存部に伝達されるとして，次式により求めた。

$$\sigma_{ps} = E_{cj} \cdot \varepsilon_{cj} = E_{cj} \cdot P / (A_{cj} \cdot E_{cj} + A_{ce} \cdot E_{ce} + A_s \cdot E_s) \quad (1)$$

ここに， $\sigma_{ps}$ :軸方向プレストレス， $\varepsilon_{cj}$ :補強部コンクリートひずみ， $E_{cj}$ ， $E_{ce}$ ， $E_s$ :それぞれ補強部コンクリート，既存部コンクリートおよび既存部軸方向筋(D16)の弾性係数， $A_{cj}$ ， $A_{ce}$ ， $A_s$ :それぞれ補強部コンクリート純断面積，既存部コンクリート純断面積および既存部軸方向筋断面積，である。

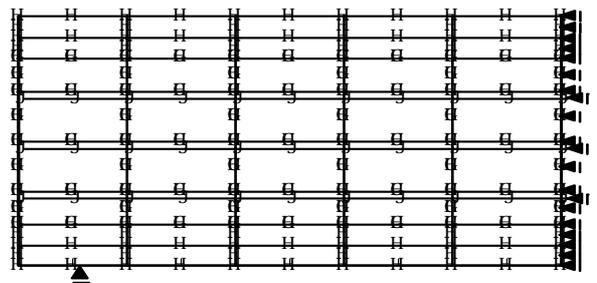
一方，有限要素解析では，既存部および補強部コンクリートには，2次のアイソパラメトリック四辺形要素，既存部軸方向筋には，2次のアイソパラメトリック線要素，既存部軸方向鉄筋と既存部コンクリートの付着および既存部コンクリート上・下縁と補強部コンクリートの打継面には，それぞれの界面6接点からなる2次のアイソパラメトリック線要素<sup>5)</sup>を用いた。上・下縁の補強部コンクリート要素の幅は300mm，付着線要素の幅は200mmである。また，既存部コンクリート側面と補強部コンクリートの打継面には，それぞれの界面16接点からなる2次のアイソパラメトリック四辺形要素<sup>6)</sup>を用いた。側面の補強部コンクリート要素の幅は100mm(50mm×2)である。なお，緊張材緊張力は，口型定着板を介してはり端部から軸方向に分布荷重として作用すると考え，補強部緊張材要素は考慮していない。

既存部コンクリート上・下縁と補強部コンクリート打継面付着要素の応力-変位関係は，軸直角方向の相対変形を $\delta_n$ ，軸方向の相対変形を $\delta_t$ とすると次式で表される。

$$\sigma = \begin{Bmatrix} \sigma_n \\ \tau_t \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} B_{nn} & B_{nt} \\ B_{tn} & B_{tt} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_n \\ \delta_t \end{Bmatrix} = B \cdot \delta \quad (2)$$

ここで，軸方向の変形に関する係数 $B_{tt}$ は，本来新旧コンクリート打継面に関する要素実験をもとに決定すべき値ではあるが，今回は文献7)の付着応力-すべり関係の実験結果を参考に $B_{tt}=3.0\text{N/mm}^3$ という値を用いた。また本解析では軸方向の変形のみを考慮し， $B_{nn}=1.0 \times 10^4\text{N/mm}^3$ ， $B_{nt}=B_{tn}=0\text{N/mm}^3$ とした。

一方，既存部コンクリート側面と補強部コンクリートの打継面付着要素の応力-変位関係は，水平方向のせん断応力と変形をそれぞれ $\tau_x$ ， $\delta_x$ ，鉛直方向のせん断応力と変形をそれぞれ $\tau_y$ ， $\delta_y$ ，また面法線



既存部コンクリート要素  
補強部コンクリート要素  
既存部軸方向鉄筋要素

図-3 メッシュ分割

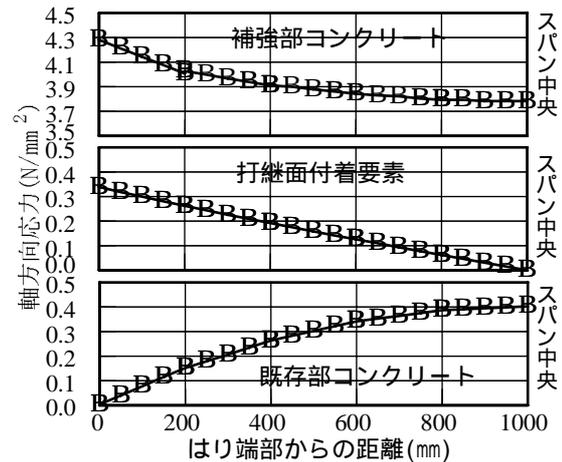


図-4 各要素の応力状態

方向の変形を無視すると，次式で表される。

$$\sigma = \begin{Bmatrix} \tau_x \\ \tau_y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} G_{xx} & 0 \\ 0 & G_{yy} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \end{Bmatrix} = G \cdot \delta \quad (3)$$

ここで，応力-変位マトリックスの係数 $G_{xx}$ ， $G_{yy}$ は付着線要素と同様に $G_{xx}=G_{yy}=3.0\text{N/mm}^3$ とし，他は $0\text{N/mm}^3$ とした。また，打継面の付着要素の厚さ $t$ は，文献8)に示されている処理深さの3.0mmを仮定した。

既存部および補強部コンクリートの圧縮強度，弾性係数は，それぞれ $f_c=27\text{N/mm}^2$ ， $E_c=2.65 \times 10^4\text{N/mm}^2$ ， $f_c=45\text{N/mm}^2$ ， $E_c=3.2 \times 10^4\text{N/mm}^2$ ，またポアソン比は $\nu=0.1667$ とし，既存部軸方向筋の弾性係数は $E_s=2.1 \times 10^5\text{N/mm}^2$ とした。なお，既存部コンクリート強度の実験値は仮定値よりも大きい，本解析では，既存部コンクリートに配合強度を用いて，本研究で想定する低強度の既存部にこれよりも強度の大きい補強部コンクリートを巻き立てる場合のプレストレス導入状態を検討した。また，本解析は，図-3に示すメッシュ分割において，はり端部の補強部コンクリート要素節点に軸方向強制微小増分変位を与えることによる弾性解析である。

総緊張力212kN(=53.0kN×4)が作用した時点の，補強部コンクリート，新旧コンクリート打継面付着面要素および既存部コンクリートのはり高さ150mm

:PC1-0 :PC1-1 :PC1-2 :PC2-2 :PC3-2  
 :CFPC1-1 :CFPC1-2 :AFPC1-1 :AFPC1-2

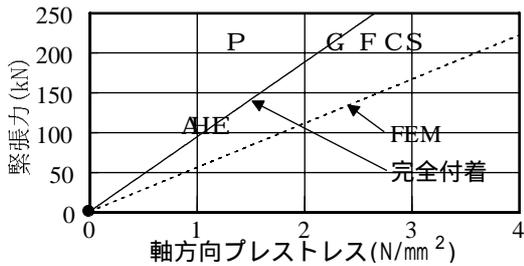


図-5 緊張力-軸方向プレストレス関係

位置での軸方向応力状態を図-4に示す。補強部コンクリート端部の支圧部は高応力状態であるが、スパン中央に近づくにつれ応力が減少しており、等曲げ区間ではほぼ一定のプレストレスが導入されている。やはり端部からの距離が等しい位置での補強部と既存部コンクリートに導入されたプレストレスの和は、部材軸方向でほぼ一定となっているが、補強部コンクリートのみに着目すると、曲げスパンに比べせん断スパンに大きなプレストレスが導入されている。このことは、補強部コンクリートに生じるせん断ひび割れの抑制に有効であると考えられる。また、本解析では打継面の付着特性を線形としているため、やはり軸方向の付着応力が線形的に減少している。さらに、既存部コンクリートに伝達される軸方向プレストレスは、本解析で用いた付着特性の場合、やはり中央付近において補強部コンクリートに導入される軸方向プレストレスの約1/10程度となっている。

次に、緊張材緊張力と補強部コンクリートスパン中央での軸方向プレストレス導入量の関係を図-5に示す。実験値は、PC2-2供試体の軸方向プレストレス導入量が小さい他は、緊張材の種類によらず、ほぼ緊張力に比例して導入量が増加しており、軸方向プレストレスの導入量は弾性解析により算定可能であると言える。また、打継面の完全付着を仮定した計算値と比較的良好一致が得られている。しかし、有限要素解析結果では、同一の緊張力において解析値のほうが実験値より大きなプレストレス導入量となっている。本実験で用いた供試体の打継面の処理深さが仮定した値よりも大きく、これにともなって粗骨材の噛み合わせ作用が大きくなり、付着応力-すべり関係の係数 $B_{tt}$ 、 $G_{xx}$ 、 $G_{yy}$ が仮定値よりも大きくなっているものと考えられる。したがって、打継面処理が十分に行われている場合には、打継面完全付着の仮定により軸方向プレストレスの算定が可能であるといえる。

## (2) 破壊形式およびひび割れ性状

### a) 載荷時のひび割れ、損傷状況および破壊形式

曲げせん断耐力比1.15のControl供試体は、曲げ降伏後せん断スパン内に多くのせん断あるいは曲げせん断ひび割れが発生したものの、 $3\delta_y$ の繰返し載荷中にかぶりが剥落するとともに、横補強筋による拘束効果が小さいことから曲げ圧縮部コンクリートの圧かいが進行し、曲げ破壊による終局に至った。正負交番荷重作用下ではコンクリートのせん断抵抗が低下することから、せん断破壊を生じる可能性があったが、アンボンドPC鋼棒により軸力として導入したプレストレスにより、せん断ひび割れ面での骨材噛み合わせによるせん断力の伝達が向上し、せん断耐力が増加したものと考えられる。

CS供試体は、 $3\delta_y$ の繰返し載荷中にまず軸方向のシートが破断、その後同一変位繰返し中に曲げ圧縮部隅角部において横方向のシートが破断し、荷重が低下したものの降伏荷重は下回らず、最終的には曲げ圧縮部コンクリートの圧かきにより終局に至った。

RC1-0、RC3-0供試体は、 $5\delta_y$ の繰返し載荷中に補強部軸方向筋の座屈と既存部軸方向筋の座屈ともなう補強部コアコンクリートの損傷が顕著になり、補強部横拘束筋のフック部分が破損し、コアコンクリートに対する拘束力を失い、終局に至った。したがって、RC巻立て補強を行う場合には、軸方向筋の座屈を防ぐことが重要となる。

PC1-0、PC1-1供試体は、 $7\delta_y$ の繰返し載荷中に曲げ圧縮部コンクリートの圧かきが進行し、終局に至った。これに対し、プレストレス導入率60%のPC1-2供試体は、 $7\delta_y$ の繰返し載荷中に引張側補強部緊張材が破断し終局に至った。しかし、既存部軸方向筋が存在するため、すべての耐力を失うことはなかった。また、PC2-2、PC3-2供試体は、PC1-2供試体とプレストレス導入率は同じであるが、横拘束筋体積比が小さいために、 $7\delta_y$ の繰返し載荷中に曲げ圧縮部コンクリートの圧かきが進行し、終局に至った。

CFPC1-1供試体は、降伏後 $3\delta_y$ 繰返し載荷中に一方のせん断スパン片側の曲げせん断ひび割れが顕著となり、その後せん断圧縮破壊を生じた。せん断ひび割れが進展したスパンのウェブ領域では、既存部に比べて補強部の損傷が大きくなっており、打継面を介して既存部と補強部でせん断力の伝達が上手く行われず、補強部のみに負担が集中していた可能性がある<sup>9)</sup>。このスパンの打継面は補強部打設時(水平打設)に底面側となった領域であり、打設時の打継面の湿布が困難で乾燥したために局所的に既存部と補強部コンクリートの付着が劣悪になったことが考えられる。また、このスパンはせん断補強筋として

CFRPスパイラル筋を用いているため、主引張応力に対して不利な角度となっている領域でもあった。一方、CFPC1-2供試体は、 $5\delta_y$ の繰返し载荷中に引張側補強部緊張材の破断が生じ終局に至ったが、緊張材としてPC鋼棒を用いた供試体と同様、すべての耐力を失うことはなかった。

AFPC1-1供試体は、 $7\delta_y$ の繰返し载荷中に曲げ圧縮部コンクリートの圧かいが進行し、終局に至った。また、AFPC1-2供試体は、CFPC1-2供試体と同様、 $5\delta_y$ の繰返し载荷中に引張側補強部緊張材が破断し、終局に至ったが、上記の供試体と同様、すべての耐力を失うことはなかった。

b) 载荷終了後のひび割れ状況

载荷終了後のひび割れ状況を図-6に示す。無補強供試体は、せん断スパン内に多数のせん断あるいは曲げせん断ひび割れが見られた。RC1-0供試体は、ひび割れの分散性は良く、広範囲にわたって曲げひび割れが発生している。一方、PC1-2供試体は、せん断スパン内に発生するひび割れが少なく、曲げス

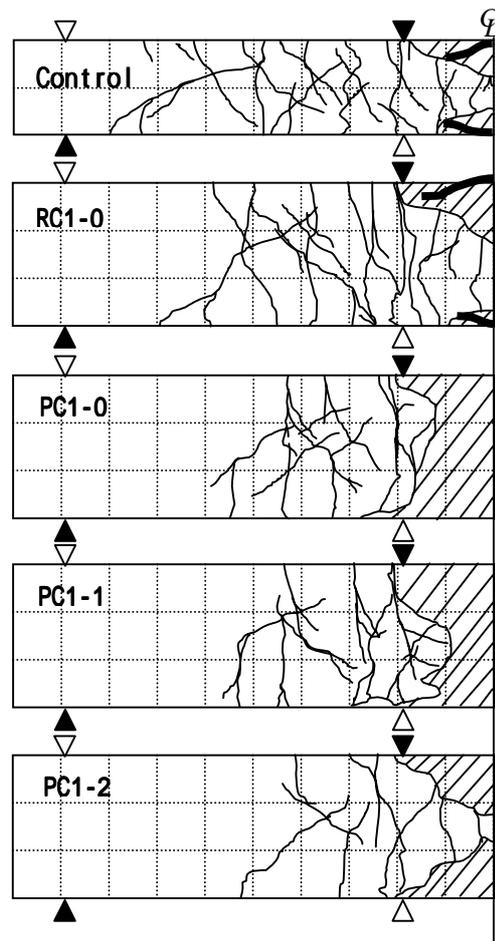


図-6 载荷終了後のひび割れ状況

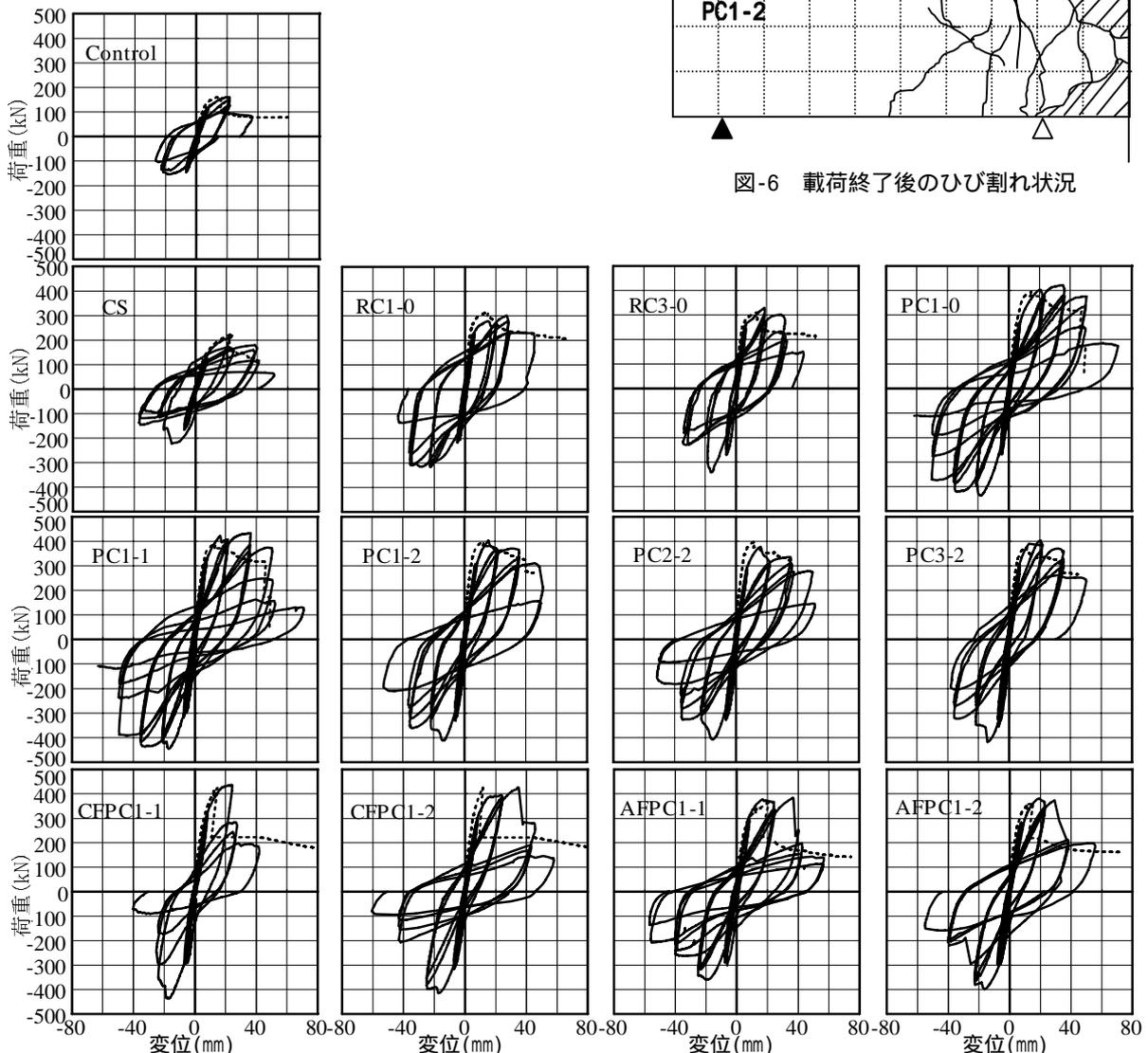


図-7 荷重-変位曲線 ——— 実験値      - - - - - 計算値

パン付近に限定されている。このことは、地震などの外力を受け損傷した場合の補修が簡便で済むことを示していると考えられる。また、PC1-0、PC1-1、PC1-2供試体のひび割れ状況を比べると、軸方向プレストレス量が大きいものほど、せん断スパンの微細なひび割れが若干減少しているようである。軸方向プレストレスによりひび割れの復元性が大きいことも载荷中に目視で判断できた。なお、曲げせん断ひび割れの供試体高さ中央付近の斜めひび割れの角度に与える軸方向プレストレスの影響については、それほど顕著な傾向は見られない。以上のようなプレストレスによるひび割れの制御は、劣化要因となる物質あるいは元素等の侵入抑制、さらには美観・安心感に対して有効であると思われる。

### (3) 荷重-変位曲線

各供試体の荷重-変位曲線を、平面保持を仮定した断面分割法による一方向载荷の曲げモーメント-曲率解析により得られた荷重-変位曲線とともに図-7に示す。なお、コンクリートの応力-ひずみモデルは、CS供試体には、CFシートによる拘束効果を考慮した文献10)のモデルを、D6横拘束筋を配筋した供試体には、鋼横拘束筋による拘束効果を考慮した文献11)のモデルを、また、CFRPあるいはAFRPスパイラル筋を横拘束筋とした供試体には、文献12)のモデルを用いた。既存部コンクリートは補強部横拘束コンクリートのコアコンクリートとして取扱っているが、既存部横補強筋の横拘束効果は考慮していない。鉄筋およびPC鋼棒には平成8年制定コンクリート標準示方書設計編<sup>13)</sup>の応力-ひずみモデルを、軸方向のFRPには文献14)の引張力-ひずみモデルを用いた。なお、各材料の強度および弾性係数は強度試験値を用い、また既存部と補強部コンクリートの打継面は考慮せず、コンクリートの強度および弾性係数のみを変化させた一体化部材として取扱った。

荷重-変位曲線の実験値から、軸方向プレストレスを導入したRC巻立て補強部材においても、既存部にRC構造が存在するため、顕著な原点指向型の履歴曲線形状にはなっていないことがわかる。また、PC1-2、CFPC1-2、AFPC1-2供試体は、緊張材破断により終局に至ったが、既存部軸方向筋が存在するため、すべての耐力を失ってはいない。

一方、計算においてRC巻立て補強部材を一体化部材として扱うことによっても、降伏荷重 $P_y$ および最大荷重 $P_m$ は比較的精度良く算定することができており、今回適用した程度の打継面処理を行った場合には、一体化部材として扱うことにより設計可能であるものと考えられる。また、PC1-2、PC2-

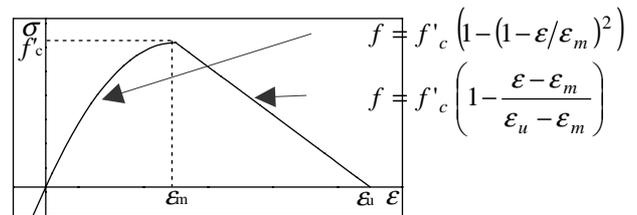


図-8 コンクリートの応力-ひずみ関係

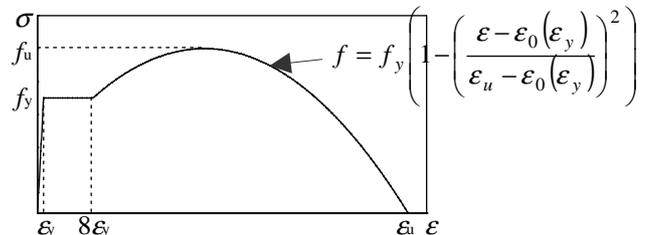


図-9 鉄筋の応力-ひずみ関係

2、PC3-2供試体のうち、コンクリートの終局ひずみが最も大きくなるPC1-2供試体( $\rho_v=0.92\%$ )が緊張材破断型の破壊形式となっており、実験結果と一致するものであった。なお、実験結果では横拘束筋体積比0.92%で緊張力53.0kNを適用した補強部材のみが緊張材破断型の破壊形式になったのに対し、計算結果では、緊張力0kN、26.5kNの供試体においても補強部緊張材が破断して終局に至る結果となった。一方向単調载荷をモデル化した計算よりも、同一変位3回繰返しを行った実験の方が、曲げ圧縮部コンクリートの圧かいの進行しやすく、緊張力が小さいものでは緊張材の破断ひずみに達しなかったものと考えられる。

次に、3.(1)と同様に、新旧コンクリート打継面の付着特性を考慮した界面要素を用いた2次元有限要素解析により、RC巻立て補強部材の曲げ変形挙動に与える打継面の影響を検討した。

本解析には、3.(1)で用いた要素に加え、既存部軸方向筋として、鉄筋の曲げ剛性EIを考慮した2次のアイソパラメトリックはり要素を用い、補強部軸方向筋として、2次のアイソパラメトリック線要素、補強部せん断補強筋として付着を考慮しない1次の線要素を用いた。

既存部および補強部コンクリートの応力-ひずみ関係を図-8に示す。本解析では軸方向のみに非線形性を導入し、軸直角方向には一定値(初期値)を用いた異方性材料として取り扱った。また、本解析では、コンクリートの引張応力に対する軟化域を設けていない。そこで、コンクリートに過大な引張応力が生じることを避けるために、はり端部から600、800、1000mm位置の既存部および補強部コンクリート要素間に、上記の付着線要素と同様の考え方で、コン

クリート要素間に接触する2面の界面要素を曲げひび割れを模擬し導入した<sup>15)</sup>。なお、この要素は要素法線方向の応力のみを伝達するものとした。

既存部および補強部軸方向筋には、図-9に示す応力-ひずみ関係を適用した。なお、計算の安定のため、ひずみ硬化域から破断までを一つの曲線で表しているが、実際の解析で生じた鉄筋ひずみはひずみ硬化領域までで、応力の降下域の影響は出ていない。さらに、打継面の各付着要素には、3.(1)で用いた応力-変位関係の他に、打継面の完全付着を仮定し、既存部コンクリート要素の接点と補強部コンクリート要素の接点を剛接した(既存部と補強部コンクリート要素のそれぞれの接点間の相対変位が生じないようにした)ものと、打継面の完全付着無を仮定して係数 $B_{it}=G_{xx}=G_{yy}=1.0 \times 10^{-10} \text{N/mm}^3$ としたものを適用した。なお、これらの付着要素特性は、線形とした。

解析は、図-10に示すメッシュ分割図において、はり端部から800mm位置の鉛直方向に強制増分変位を与えることによる非線形解析とした。

補強部軸方向鉄筋として4-D13を用いたRC1-0供試体について行なった荷重-変位曲線の解析結果と実験値を図-11に示す。完全付着の計算値は、最も傾きが大きく、実験値に近い挙動となっており、本研究で適用した打継面処理はほぼ完全付着であるものと推定できる。ただし、 $B_{it}=G_{xx}=G_{yy}=3.0 \text{N/mm}^3$ の場合も傾きに大きな差は見られず、また、打継面付着要素特性を線形としているため、付着要素の特性に関しては、さらなる検討が必要である。

#### (4) ひび割れ発生荷重

軸方向プレストレスがひび割れ発生荷重に与える影響を計算値とともに図-12に示す。なお、計算値は3.(3)の断面分割法により求めたものである。実験値、計算値ともに軸方向プレストレスの増加にほぼ比例してひび割れ発生荷重が増加しており、軸方向プレストレスの導入により補強部材のひび割れ発生を制御することができるものと考えられる。さらに、3.(2)に示したひび割れ性状とあわせて、補強部材が外力を受けた場合の補修性向上が期待できる。

#### (5) 最大荷重

補強部軸方向筋の種類が最大荷重に与える影響を断面分割法により求めた計算値とともに図-13に示す。すべての補強供試体において最大荷重の増加が得られたと同時に、補強供試体の最大荷重は補強部軸方向筋の引張強度 $f_u$ とその断面積 $A$ の積にほぼ比例して増加していることがわかる。また、計算値は実験値に対して比較的良い一致が得られた。さらに、

既存部コンクリート要素      既存部軸方向鉄筋要素  
補強部コンクリート要素      補強部軸方向鉄筋要素

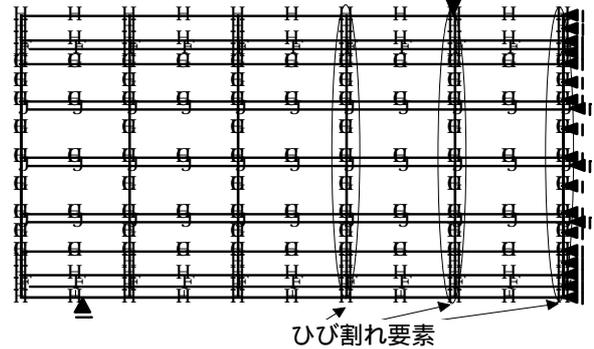


図-10 メッシュ分割

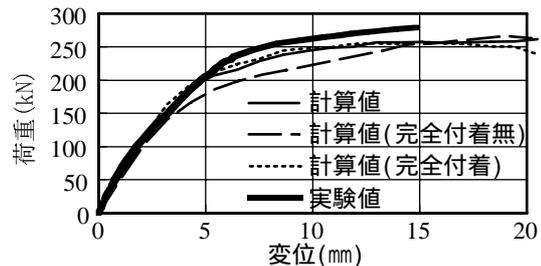


図-11 荷重-変位曲線

:Control :RC1-0 :PC1-0 :PC1-1 :PC1-2  
白抜き:それぞれの計算値

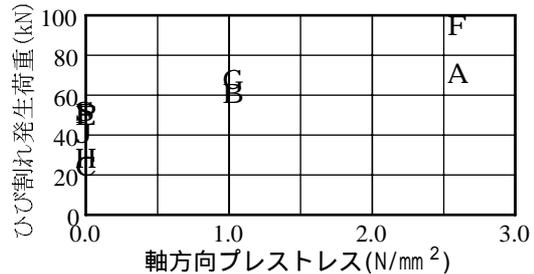


図-12 軸方向プレストレスがひび割れ発生荷重に与える影響

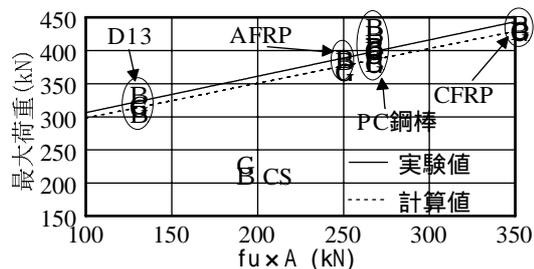


図-13 補強部軸方向筋の種類が最大荷重に与える影響

CFPC1-1, CFPC1-2供試体の方が、同一の引張側補強繊維断面面積比でCFシートを適用したCS供試体に比べ、巻立て補強コンクリートを有する分、圧縮領域コンクリート断面積が増加するため最大荷重の増加が大きくなっている。

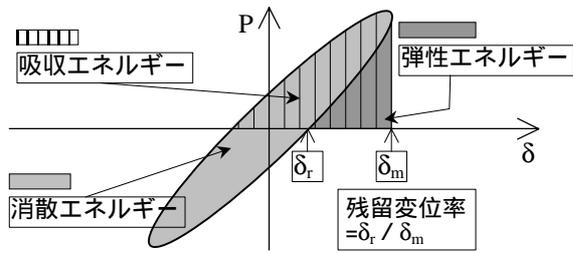


図-14 吸収・消散・弾性エネルギーおよび残留変位率の定義

(6) 靱性

本研究では，靱性を表す指標として変位靱性率 ( $\mu = \delta_u / \delta_y$ )，吸収エネルギーおよび消散エネルギー<sup>16)</sup>を用いた．吸収エネルギーおよび消散エネルギーの定義を，3.(7)で用いる残留変位率および弾性エネルギーとともに図-14に示す．このように，弾性エネルギーは吸収エネルギーと消散エネルギーの差で表される．なお，荷重-変位履歴ループの包絡線の下面積で表される吸収エネルギーと履歴ループの囲む面積で表される消散エネルギーは，部材のエネルギー容量，すなわちエネルギー靱性を表す指標であるが，復元特性(弾性エネルギー)によってこれら各種エネルギーの構成割合に違いが見られる可能性があるため，本研究では吸収エネルギーと消散エネルギーを分けて検討した．

a) 軸方向プレストレスが靱性に与える影響

軸方向プレストレスが変位靱性率，終局時までの吸収エネルギーおよび消散エネルギーの累積挙動に与える影響を図-15に示す．

補強供試体の変位靱性率，吸収エネルギーはControl供試体より大きく，補強効果が得られた．ただし，変位靱性率よりも吸収あるいは消散エネルギーを指標とした方が，Control供試体に対する補強効果が現れる結果となった．これは，RC巻立て補強を行ったことにより，降伏荷重も増加したため変位靱性率としての増加はそれほど得られなかったものの，補強部軸方向筋として高引張強度材料を用いることにより荷重が増加し，より多くのエネルギーを吸収あるいは消散できるようになったためである．したがって，今回適用した工法による補強は，曲げ耐力の向上に有効な補強工法であると同時に，これらの耐力増加によりエネルギー靱性の向上も可能であると考えられる．

せん断圧縮破壊を生じたCFPC1-1供試体以外は，軸方向プレストレスの増加にともない，曲げ圧縮部の圧かい進行にともなう荷重低下が大きくなるとともに，破壊形式が緊張材破断型になるため変位靱性率，吸収エネルギーが低下する傾向にある．また，消散エネルギーでは，変位靱性率，吸収エネルギー

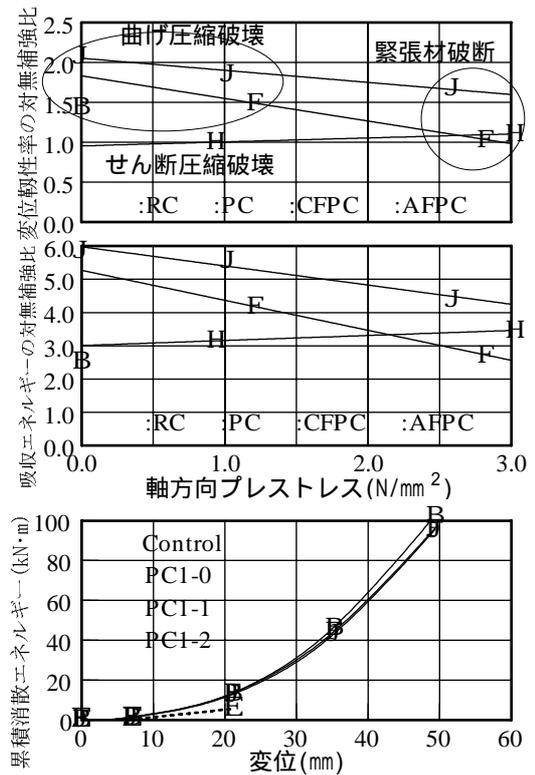


図-15 軸方向プレストレスが靱性に与える影響

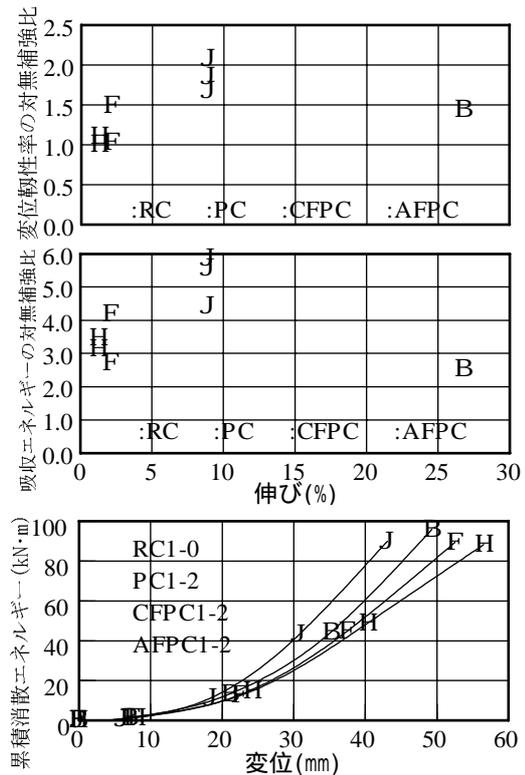


図-16 補強部軸方向筋の伸び能力が靱性に与える影響

に比べると軸方向プレストレスによる影響が小さい．すなわち，曲げ圧縮部圧かい進行にともなう荷重低下が軸方向プレストレスの増加にともない大きくなるため，弾性エネルギーが低下し，吸収エネルギー

は低下するが、履歴ループの囲む面積は軸方向プレストレスの影響を受けていないことを示している。

b) 補強部軸方向筋の種類が靱性に与える影響

補強部軸方向筋の伸び能力が変位靱性率、吸収エネルギーおよび消散エネルギーの累積挙動に与える影響を図-16に示す。

補強部横拘束筋のフックが破損し変位靱性率の顕著な増加が得られなかったRC1-0供試体以外は、その破壊形式によらず、補強部軸方向筋としてFRPを用いたものよりもPC鋼棒を用いたものの方が、変位靱性率、吸収エネルギーが大きくなった。FRPはPC鋼棒に比べて伸び能力が小さく、早期に終局ひずみに達するとともに、塑性変形が生じないために、特に弾性係数の大きなCFRPでは部材降伏後も曲げ圧縮部コンクリートの圧縮応力が増大し続け、圧かいの進行にともなう荷重低下が大きくなるのが原因として考えられる。また、補強部軸方向筋の引張強度の大きいPC供試体の方が、最大荷重が大きいことで吸収エネルギーが大きくなったが、累積消散エネルギー値はRC供試体の方が他より大きくなっている。RC供試体の方が弾性エネルギーが小さく、紡錘形の履歴ループ形状を呈しているためである。さらに、弾性材料であるFRP、特に弾性領域の大きなCFRPを用いたものが、圧縮縁コンクリートへの負担が大きくなるため、 $3\delta_y$ 以降の累積消散エネルギーの増加率が小さくなっている。

c) 横拘束筋体積比が靱性に与える影響

補強部横拘束筋体積比が変位靱性率、吸収エネルギーおよび消散エネルギーの累積挙動に与える影響を図-17に示す。

PC供試体は、横拘束筋体積比0.92%で緊張材破断による終局となったため、横拘束筋体積比の増加にともなう変位靱性率、吸収エネルギー、同一変位における消散エネルギーの累積値に顕著な差は見られなかった。RC供試体は、 $5\delta_y$ 繰返し载荷中に補強部軸方向筋の座屈による横拘束筋フックの破損および既存部軸方向筋の座屈によるコアコンクリートの損傷が生じたため、横拘束筋体積比の影響が現れず、PC供試体に対する変位靱性率の優位性は認められなかった。また、変位靱性率よりも吸収エネルギーの方がRC供試体とPC供試体の差が大きくなっている。補強部軸方向筋として高引張強度のPC鋼棒を用いたPC供試体の方が、最大荷重が大きく、吸収エネルギーが大きくなるためである。

(7) 復元特性

本研究では、復元特性指標として図-14に示す残留変位率および弾性エネルギーの $(2n-1)\delta_y$  1サイクル

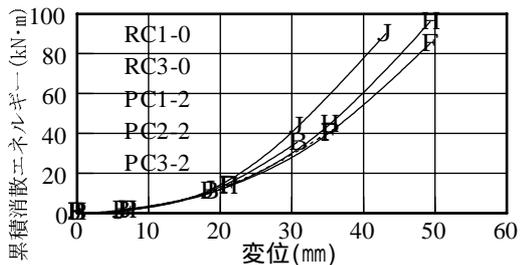
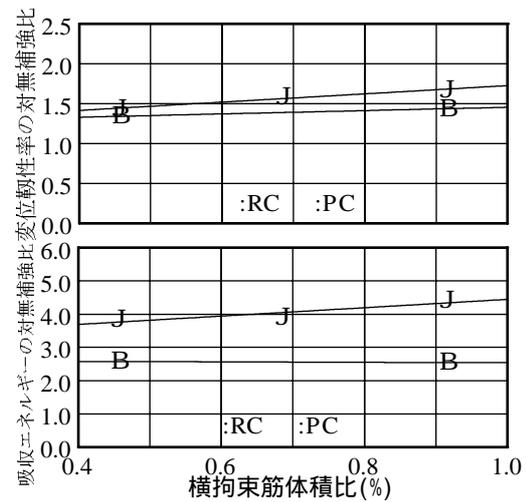


図-17 横拘束筋体積比が靱性に与える影響

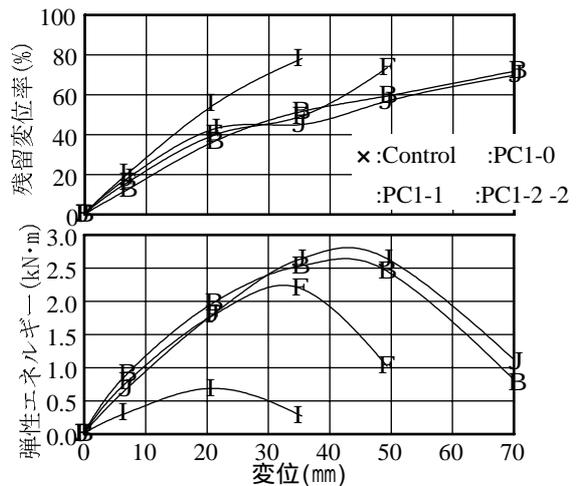


図-18 軸方向プレストレスが残留変位率，弾性エネルギーに与える影響

正方向载荷時の値を用いた。

a) 軸方向プレストレスが復元特性に与える影響

軸方向プレストレスが残留変位率-変位、弾性エネルギー-変位関係に与える影響を図-18に示す。PC供試体の方がControl供試体に比べ、同一変位での残留変位率が小さく、弾性エネルギーが大きい。また、軸方向プレストレスが最も大きいPC1-2供試体は、緊張材破断の生じた $7\delta_y$ において残留変位率の増加および弾性エネルギーの低下が顕著である。したがって、緊張材破断による荷重低下が補強部材の復元特性に極めて大きな影響を与えていると言える。

b) 補強部軸方向筋の種類が復元特性に与える影響

補強部軸方向筋の種類が残留変位率-変位，弾性エネルギー-変位関係に与える影響を図-19に示す．降伏後 $3\delta_y$ 付近では，補強部軸方向筋としてCFRPを用いたもので， $5\delta_y$ 以降ではPC鋼棒を用いたもので，残留変位率が小さく，弾性エネルギーが大きくなっている．このことから，弾性領域の大きな材料を用いることによって大きな復元特性を得ることができるが，大変形領域においては曲げ圧縮部コンクリートへの負担増大あるいは緊張材破断による荷重低下により復元特性が低下するため，塑性変形を生じる材料を用い，最大荷重以降の荷重低下を小さく抑えることによって復元特性の塑性変形領域における持続が可能であると考えられる．

c) 横拘束筋体積比が復元特性に与える影響

横拘束筋体積比が残留変位率-変位，弾性エネルギー-変位関係に与える影響を図-20に示す．横拘束筋のフックが破損したRC供試体では，終局時の残留変位率，弾性エネルギーはほぼ同じであり，横拘束筋体積比の影響は小さい．一方，PC供試体では，緊張材破断の生じたPC1-2供試体よりも曲げ圧縮破壊を生じたPC2-2，PC3-2供試体の方が，終局時の残留変位率が小さく，また弾性エネルギーが大きくなっている．横拘束筋体積比を大きくした場合，曲げ圧縮部コンクリートの終局ひずみが増大し，圧かきによる荷重低下が小さく抑えられ，曲げ圧縮部コンクリートの負担力は持続する．しかし，通常の鉄筋よりも伸びが小さい緊張材を用いてプレストレスを導入する本工法では，横拘束筋体積比が大きい場合，終局に至る荷重低下の原因が曲げ圧縮部の圧かきではなく，緊張材破断となる可能性がある．したがって，大変形領域での復元特性を維持するためには，補強部材が曲げ圧縮破壊となるように横拘束筋配筋量を決定する必要があると考えられる．

4. 結論

本研究では，軸方向プレストレスを導入したRC巻立て補強部材に対して，正負交番荷曲げ試験を行い，その曲げ変形挙動について検討した．補強の方針として，曲げ耐力の増加およびエネルギー靱性の確保に加えて，復元特性の改善を得ることにより，外力作用後の補修の容易さ，耐久性および美観・安心感を向上させることを考慮した．

本研究の範囲内で得られた主な結果をまとめて本論文の結論とする．

(1) 軸方向プレストレスの導入量は新旧コンクリ

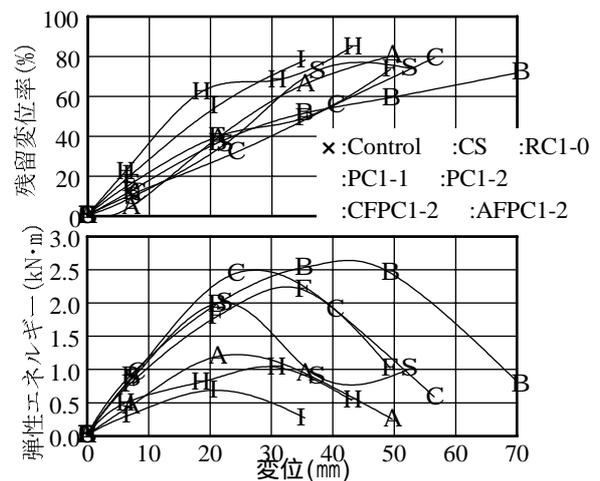


図-19 補強部軸方向筋の種類が残留変位率，弾性エネルギーに与える影響

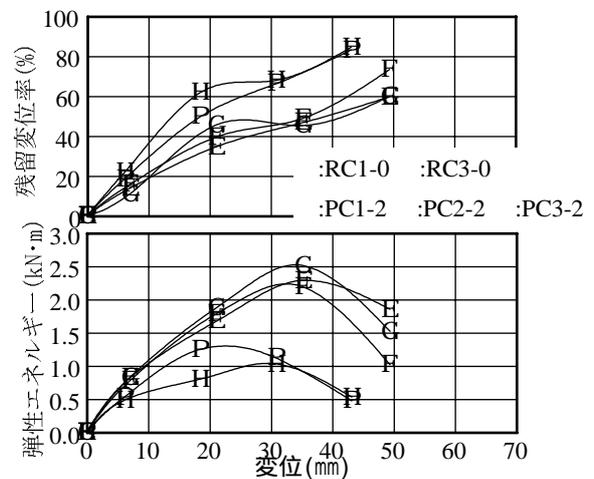


図-20 横拘束筋体積比が残留変位率，弾性エネルギーに与える影響

ート打継面を完全付着と仮定することにより算定可能である．また，打継面に付着要素を適用した2次元有限要素弾性解析によって，軸方向プレストレスの分布を把握することができる．

(2) RC巻立て補強部への軸方向プレストレスの導入量が大きいほど，ひび割れ発生荷重が増加し，せん断スパンのひび割れが減少する．したがって，補修性が向上するとともに，ひび割れの復元性が向上し，耐久性および美観・安心感に対して有効である．

(3) 軸方向プレストレスを有するRC巻立て補強部材は，補強部軸方向筋として高引張強度材料を使用しているため，同程度の補強筋比を適用した通常のRC巻立て補強部材よりも降伏耐力，最大耐力が増加する．また，これらの降伏耐力，最大耐力は，新旧コンクリート打継面の完全付着および平面保持を仮定することにより算定可能である．

(4) 軸方向プレストレスを有するRC巻立て補強部

材は、曲げ耐力の向上によりエネルギーを吸収することによって靱性を確保する構造形式となる。また、連続繊維補強材よりもPC鋼棒を緊張材として使用した方が、大きな靱性を得ることができる。

(5) 軸方向プレストレスを有するRC巻立て補強部材において、補強部緊張材として弾性領域の大きい材料を用いることによって、補強部材の復元特性が向上する。また、緊張材としてPC鋼棒を用いるとともに、補強部緊張材の量に応じた補強部横拘束筋量の適切な上限値を設定することで、緊張材の破断が生じにくくなり、大変形領域での復元特性が維持できる。

謝辞:本論文の作成にあたり、立命館大学教授児島孝之先生、ならびに立命館大学大学院博士後期課程日比野憲太氏に貴重なご助言、ご指導を賜りました。ここに厚く御礼申し上げます。

#### 参考文献

- 1) 例えば、日本コンクリート工学協会近畿支部：土木コンクリート構造物の震災対策に関する研究委員会報告書，1999.5.
- 2) 土木学会：平成8年制定コンクリート標準示方書，設計編，1996.3.
- 3) 土木学会：平成3年版コンクリート標準示方書，設計編，pp.165-166，1991.9.
- 4) 町田 篤彦：鉄筋コンクリート構造物の耐震設計法に関する研究の現状，土木学会論文集，No.366/V-4，pp.1-11，1986.2.
- 5) 児島 孝之，高木 宣章，松尾 真紀，山田 崇雄：コンクリートと連続繊維棒材との付着特性に関する有限要素解析，土木学会関西支部年次学術講演概要，V-2-1～2，1998.5.
- 6) 日比野 憲太，中越 貴宣，児島 孝之，高木 宣章：耐震補強されたRC橋脚の力学的挙動解析，第54回年次学術講演会講演概要集，V-287，pp.574-575，1999.9.
- 7) 横谷 貴光，香取 慶一，林 静雄：コンクリート打継ぎ面における表面粗さの評価とせん断力伝達能力に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17，No.2，pp.171-176，1995.7.
- 8) 日本ジッコウ：技術資料(コンクリート打継面レイトン処理剤)
- 9) 山本 貴士，服部 篤史，宮川 豊章：PC巻立て補強への連続繊維補強材の適用に関する研究，第53回年次学術講演会講演概要集，V-438，pp.876-877，1998.9.
- 10) 細谷 学，川島 一彦，星隈 順一：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，土木学会論文集，No.592/V-39，pp.37-52，1998.5.
- 11) 藤井 学，小林 和夫，宮川 豊章，井上 晋，松本利彦：横拘束コンクリートの応力-ひずみ関係の適用に関する検討，セメント技術年報第42巻，pp.311-314，1988.
- 12) 睦好 宏史，谷口 裕史，喜多 達夫，町田 篤彦：連続繊維補強材を用いたPC部材の曲げ靱性改善に関する研究，土木学会論文集，No.460/V-18，pp.103-111，1993.2.
- 13) 土木学会：平成8年制定コンクリート標準示方書，設計編，pp.36-37，1996.3.
- 14) 土木学会：連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針(案)，コンクリートライブラリー88，pp.10，1996.9.
- 15) 日本コンクリート工学協会近畿支部：土木コンクリート構造物の震災対策に関する研究委員会報告書，pp.322-330，1999.5.
- 16) Young Soo Chung, Christian Meyer and Masanobu Shinozuka：Modeling of Concrete Damage, *ACI Structural Journal*, Vol.86, No.3, 1989.5-6.

(2000.5.15 受付)

## A STUDY ON RC MEMBER STRENGTHENED WITH LONGITUDINAL PRESTRESSED CONCRETE JACKET

Takashi YAMAMOTO, Atsushi HATTORI and Toyoaki MIYAGAWA

In the seismic strengthening technique that uses reinforced concrete jacketing, application of longitudinal prestress for jacketing concrete is effective for the control of crack propagation and improvement of elastic restoration behavior. In this study, the influences of longitudinal prestress, mechanical properties of tendons and confinement ratio on crack propagation, failure mode, ductility and elastic restoration behavior were investigated under load reversal. The results indicate that longitudinal prestress is capable of the crack propagation control and elastic restoration behavior is improved by the use of high strength and elastic modulus tendons. Furthermore, the results revealed elastic restoration behavior to be related with ductility of strengthened member in the post peak region.