

## 鋼繊維補強コンクリートを用いたプレテンション梁の曲げおよびせん断挙動

京都大学工学研究科博士課程・JSPS特別研究員 正会員 工修 ○ 尹 亨在  
京都大学工学研究科教授 正会員 工博 西山 峰広

Abstract : Pretensioned members have been used for controlling crack width and deflection under service load. However, pretensioned members tend to fail in compression in concrete, which leads to brittle failure. In addition, they have larger crack spacing and then crack width than ordinary reinforced concrete members because of inferior bond properties of prestressing steel to deformed mild steel bars. Steel-fiber reinforced concrete (SFRC) is expected to enhance the tensile properties of the resulting composite material. The drawbacks described above in pretensioned members can be improved by using SFRC, which can result in higher performance in terms of flexural and shear resistances, and durability. Cyclic loading tests were conducted on pretensioned beams constructed with SFRC. The test results revealed that performance in flexure was not significantly enhanced.

Key words : Steel-fiber reinforced concrete, Prestressed concrete, Pretension, Flexure, Shear

### 1. はじめに

プレストレストコンクリートは常時荷重下でのひび割れ幅とたわみを制御するために使用される。特に、プレテンション部材は、定着装置が不要のため、ポストテンション部材よりも製作費を低減することが可能である。しかしながら、プレストレストコンクリートは、鋼材量が多く、コンクリート圧壊が先行する圧縮破壊となりやすい。高強度コンクリートが使用されるため、カバーコンクリートの剥離、剥落も危惧される。さらには、PC鋼材の付着性状は、異形鉄筋に劣るため、常時荷重下でのひび割れ間隔が広くなりやすい。したがって、ひび割れ幅が大きくなり、耐久性上問題となる可能性がある。このような性状を改善し、さらに高性能の部材を製作するためにプレテンション部材に鋼繊維補強コンクリート（以下SFRC）を利用することを考案した。SFRCにより常時荷重下でのひび割れ分散効果とこれによる耐久性の向上、および終局時における靱性の向上が期待できる。さらには、曲げ性状の改善効果だけでなく、せん断補強としての効果も期待できる。本研究では、SFRCを用いたプレテンション梁（以下、PreSFRC）4体に対して実施した、曲げ載荷実験、せん断載荷実験について報告する。実験結果より、常時荷重下でのひび割れ性状、曲げおよびせん断強度、変形性能、破壊性状に関するデータを得、SFRCのプレテンション部材力学性状に対する効果を検討した。また、各種算定式による計算値と比較検討した。

### 2. 実験概要

#### 2. 1 試験体計画

試験体一覧を表-1に、試験体の断面形状および配筋詳細を図-1と図-2に示す。有効プレストレス力 $P_e$ はPCストランドに貼り付けたひずみゲージから測定したひずみを用いて算定した載荷直前の値である。実験変数は鋼繊維混入率0.3%と0.5%である。曲げ試験体はせん断破壊に先行して曲げ破壊が生じ、せん断試験体は曲げ破壊に先行してせん断破壊するように計画した。全試験体とも断面幅200mm、断面せい400mmである。曲げ試験体は全長4,250mm、せん断試験体は全長3,150mmであり2体ずつ製作した。曲げ試験体とせん断試験体のせん断スパン比は2.5と1.25である。試験体は全てプレテンション部材であり、図-1に示すように直径12.7mmの7本より線を上下6本ずつ配置した。

表-1 試験体一覧

試験体	繊維混入率 (%)	$P_e^{*1}$ (kN)	$\eta^{*2}$
PreSFRC03-B	0.3	1,150	0.264
PreSFRC05-B	0.5	1,178	0.264
PreSFRC03-S	0.3	1,096	0.241
PreSFRC05-S	0.5	1,106	0.242

\*1: 有効プレストレス力, \*2: 有効プレストレス率

$(\eta = P_e / (bDf_c'))$

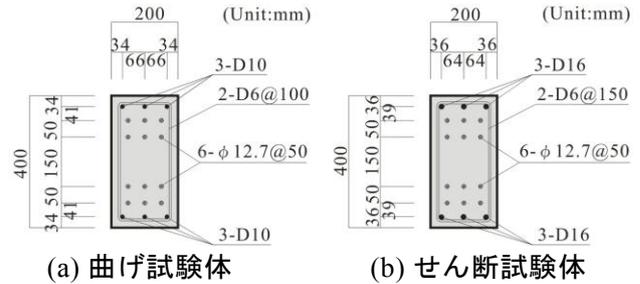


図-1 試験体断面

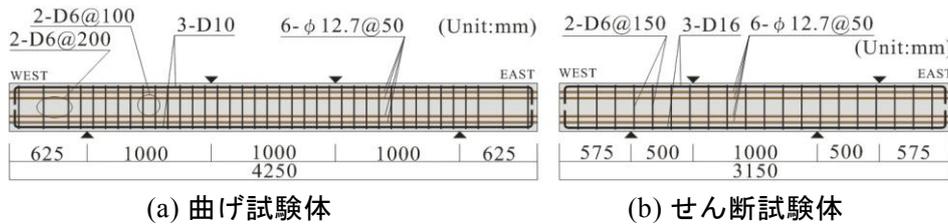


図-2 配筋詳細

2. 2 材料特性

表-2と表-3にコンクリート配合とコンクリートおよび鋼材材料特性を示す。PreSFRC03試験体にはSFC03を、PreSFRC05試験体にはSFC05を用いた。本研究では直径0.62mm, 長さ30mm, アスペクト比48.4, 引張強度1,050N/mm<sup>2</sup>の鋼繊維を用いた。図-3にシリンダー試験から得られた圧縮および割裂引張応力-ひずみ関係を示す。割裂引張応力-平均ひずみ関係の平均ひずみはシリンダー端面に生じるひび割れに対し直交方向に貼付けた検長60mmのひずみゲージによる測定値である。図-3に示すように普通コンクリートNCは圧縮強度と割裂引張強度に至った後顕著な耐力低下を示すが, SFRCは圧縮強度と割裂引張強度に至った後も荷重に抵抗しながら少しずつ強度が低下する粘りのある挙動を示す。図-4に載荷装置および変位計, ひずみゲージ位置を示す。載荷は梁の部材回転角R(%)により制御し, 0.05%, 0.1%, 0.25%, 0.5%, 0.75%, 1.0%, 2.0%, 4.0%, 6.0%においてそれぞれ2サイクルずつ繰り返すことを原則とする片振漸増載荷とした。材料試験結果に基づく曲げ試験体のつり合い破壊時引張鋼材比計算値は1.37%となる。ここで圧縮側に配置したPCストランドは有効プレストレス力に等しい圧縮力を与えると仮定した。曲げ試験体の引張側鋼材比は1.10%であり, ほぼつり合い破壊時鋼材比に近い量の鋼材が配置されている。したがって, 鋼繊維が引張鉄筋の役割を果たしたとしても最終

表-2 コンクリート配合

Con'c	設計強度 (N/mm <sup>2</sup> )	$V_f$ (%)	スランプ (mm)	W/C	空気量	水	セメント	細骨材	粗骨材	減水剤	AE剤
				(%)		(kg/m <sup>3</sup> )				(kg)	
NC	60	0.0	15.0	42.0	4.5	158	376	805	943	1.88	0.19
SFC03		0.3								2.44	0.00
SFC05		0.5								3.16	

表-3 コンクリートおよび鋼材材料特性

Con'c	コンクリート				鋼材			
	強度 (N/mm <sup>2</sup> )		$E_c^{*3}$ ( $\times 10^4$ N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	種別	$\sigma_y^{*4}$	$\sigma_u^{*5}$	$E_s^{*6}$ ( $\times 10^5$ N/mm <sup>2</sup> )
	$f_c^{*1}$	$f_t^{*2}$						
NC	66.2	4.77	3.12	0.193	D6(SD295)	425	516	1.90
SFC03-B	54.4	4.50	3.55	0.214	D10(SD295)	368	515	1.89
SFC05-B	55.8	4.52	3.29	0.209	D16(SD295)	364	522	1.84
SFC03-S	56.9	4.49	3.51	0.225	$\phi 12.7$ (SWPR7BL)	1,793	1,975	1.96
SFC05-S	57.1	4.74	3.31	0.199				

\*SFC03-BとS, SFC05-BとSはコンクリート配合は同じだが, バッチが違うためコンクリート材料特性にも違いがある。

\*1: 圧縮強度, \*2: 割裂引張強度, \*3: コンクリート弾性係数, \*4: 降伏強度, \*5: 引張強度, \*6: 鋼材弾性係数

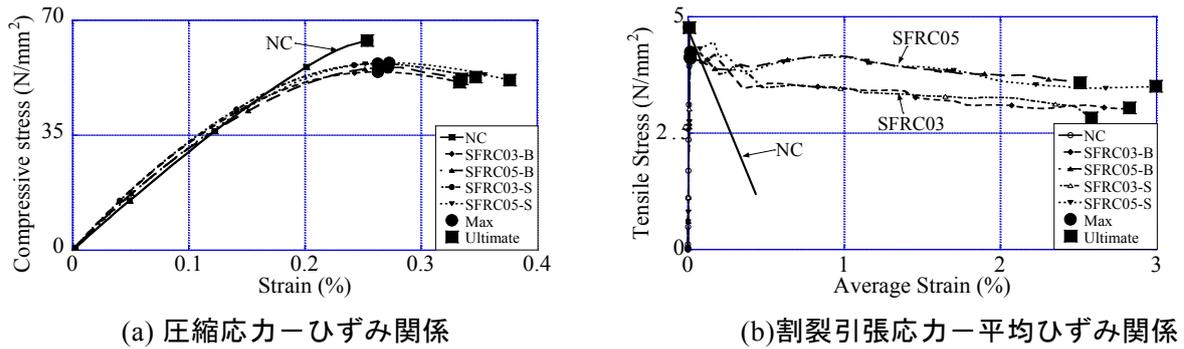


図-3 シリンダー試験の応力-ひずみ関係

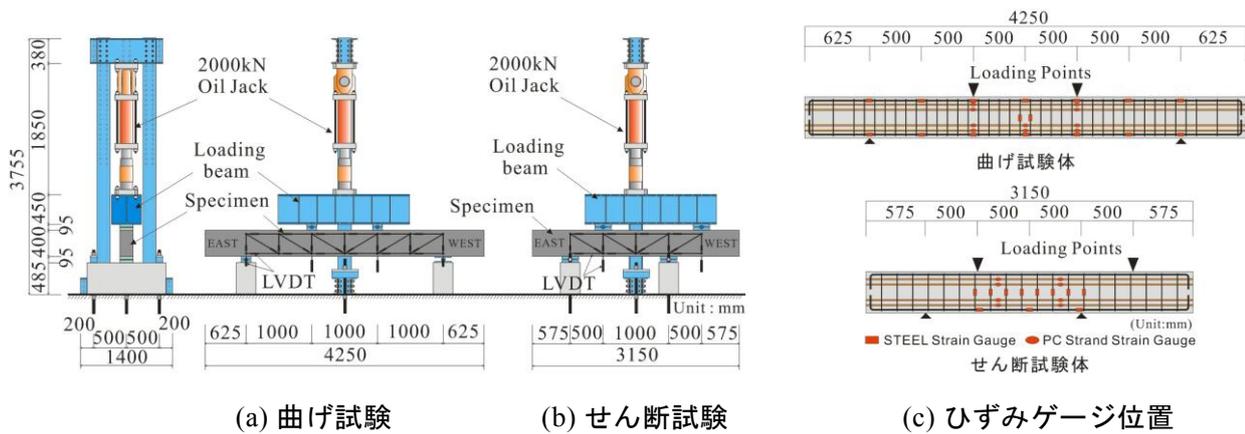


図-4 載荷装置および変位計, ひずみゲージ位置

的にコンクリートの圧壊によって曲げ強度が決まるため、曲げ強度の大きな向上は期待できない。

### 3. 実験結果

表-4に曲げおよびせん断実験結果を示す。降伏とは、曲げ試験体では引張側PCストランドが降伏ひずみを超える時点、せん断試験体ではせん断補強筋が降伏ひずみを超える時点とした。材料試験から得られたPCストランド降伏ひずみは1.117%、せん断補強筋降伏ひずみは0.237%である。また、終局とは、曲げ試験体では最大耐力の80%まで耐力が低下した時、せん断試験体では破壊時とした。コンクリートひずみの算定には、図-4(a)に示したように載荷点間の圧縮側に取り付けた検長500mmの変位計2本を用いた。曲げ試験体では軸鉄筋とPCストランドが降伏後コンクリートが圧壊した。せん断試験体では軸鉄筋とPCストランドは降伏せず、対角線状のせん断ひび割れ発生後すぐにせん断補強筋が降伏し、その後ある程度耐力上昇した後せん断斜張力破壊に至った。

#### 3. 1 曲げおよびせん断強度

図-5に曲げおよびせん断試験体の荷重およびせん断力-たわみ関係を示す。図-6にPreSFRC03に対するPreSFRC05の強度比を示す。

表-4 実験結果

試験体	ひび割れ強度*1		降伏強度*2		Con'cひずみ0.3%*3		最大強度		終局強度*4	
	Q <sub>cr</sub> (kN)	δ <sub>cr</sub> (mm)	Q <sub>y</sub> (kN)	δ <sub>y</sub> (mm)	Q <sub>0.3</sub> (kN)	δ <sub>0.3</sub> (mm)	Q <sub>max</sub> (kN)	δ <sub>max</sub> (mm)	Q <sub>u</sub> (kN)	δ <sub>u</sub> (mm)
PreSFRC03-B	113	2.54	257	23.5	245	27.9	273	14.4	216	59.3
PreSFRC05-B	118	2.62	269	24.4	254	28.9	271	19.0	217	67.9
PreSFRC03-S	428	1.51	429	1.75	--	--	480	2.56	468	2.67
PreSFRC05-S	454	1.70	482	2.21	--	--	527	2.98	500	4.06

\*1: 曲げ試験体は曲げひび割れ発生時, せん断試験体はせん断ひび割れ発生時, \*2: 曲げ試験体はPCストランド降伏時, せん断試験体はせん断補強筋降伏時, \*3: 圧縮側コンクリートひずみが0.3%時, \*4: 曲げ試験体は最大耐力の80%まで耐力低下時, せん断試験体は破壊時

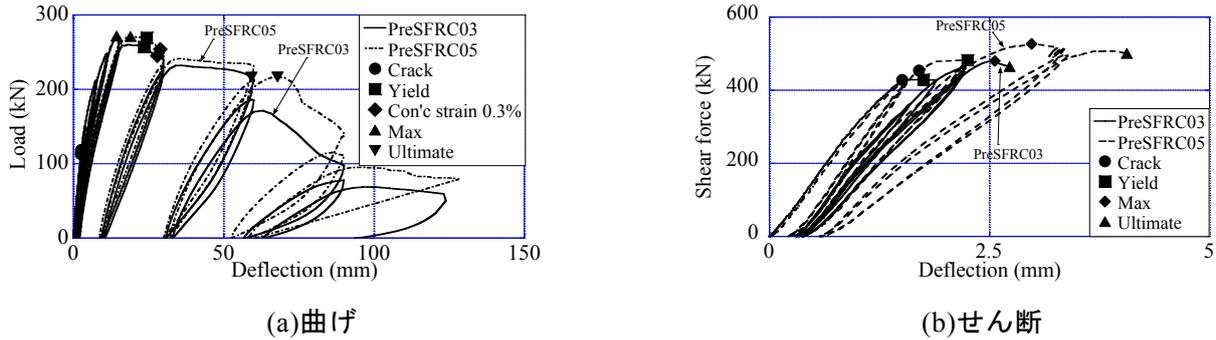


図-5 荷重およびせん断カーたわみ関係

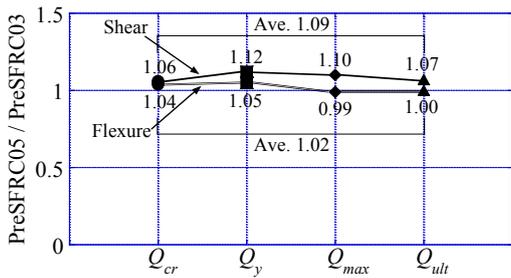


図-6 強度比関係

曲げ試験体のひび割れ強度から終局強度までの平均強度比は1.02となり、繊維補強差0.2%による強度向上効果は現れなかった。しかし、せん断実験結果では、PreSFRC03-Sに対するPreSFRC05-Sの各種強度比は平均1.09になり、大きくはないが繊維量の差0.2%による各種強度の向上が確認できた。

3.2 ひび割れ特性

図-7に載荷終了後のひび割れ状況を示す。本研究では、ひび割れが引張側鉄筋高さ以上進展していない微細なひび割れは無視した。モーメント一定区間内のPreSFRC03-BとPreSFRC05-Bの引張側鉄筋位置より上方に進展したひび割れ本数はそれぞれ13本と14本であった。モーメント一定区間に生じたひび割れに対する平均ひび割れ間隔はPreSFRC03-Bは77mm、PreSFRC05-Bは71mmであった。「プレストレスト鉄筋コンクリート(Ⅲ種PC)構造設計・同解説<sup>1)</sup>」(以下、PRC指針)による平均ひび割れ間隔は135mmと計算され、実験結果はその57%と53%となった。繊維によってひび割れが分散され、ひび割れ間隔が小さくなったと考えられる。鋼繊維補強コンクリートによる曲げひび割れ幅制御効果を確認するため、ひび割れ発生から降伏までの間でひび割れ安定段階と考えられる150kN時の最大ひび割れ幅とPRC指針による最大ひび割れ幅を比較した。PRC指針では引張鉄筋高さのひび割れ中、幅が最大ものを最大ひび割れ幅と定義しているため、実験結果からも引張鉄筋以上進展したひび割れ中から最大ひび割れ幅を求めた。荷重150kN時PreSFRC03-BとPreSFRC05-Bの最大ひび割れ幅はそれぞれ0.106mmと0.105mmである。PRC指針による最大ひび割れ幅は0.35mmと計算され、実験結果より3.3倍大きかったが、繊維量差0.2%によるひび割れ幅の差は見られない。これは、混入した鋼繊維のひび割れ抑制効果よりも導入したプレストレス力の効果が大きかったことによるものと考えられる。

3.3 靱性特性

全試験体の靱性を比較するため、図-8に実験から得られた曲げまたはせん断ひび割れ点、最大強度、PCストランドまたはせん断補強筋の降伏点、終局強度の4点を用いた包絡線を示す。曲げ試験体PreSF

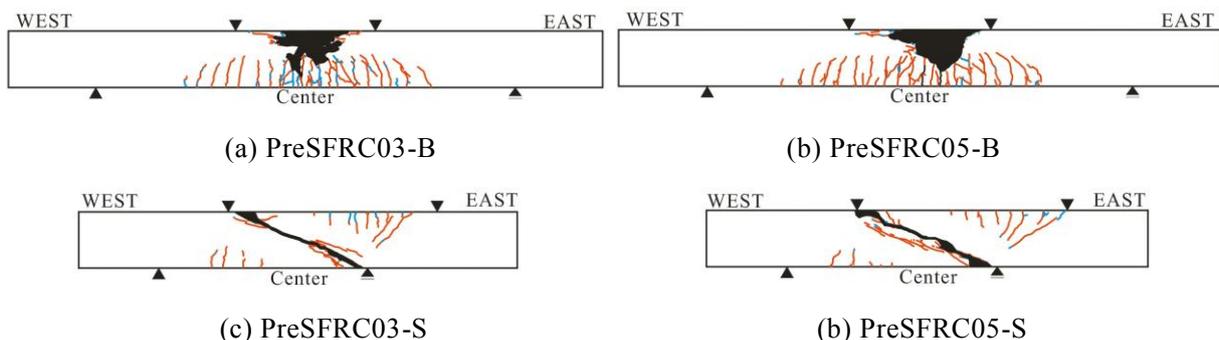


図-7 載荷終了後ひび割れ状況

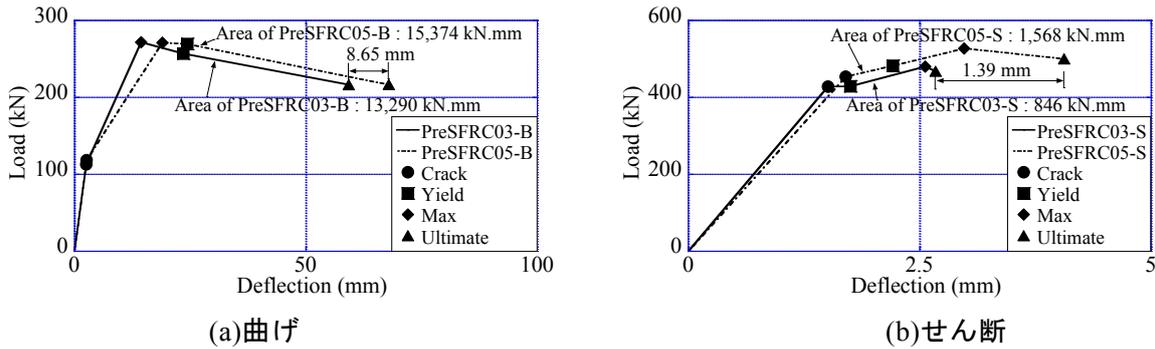


図-8 靱性(Toughness)比較

RC03-Bの包絡線が囲む面積は13,290kN.mm, PreSFRC05-Bでは15,374kN.mmとなり, PreSFRC05-Bの靱性が約15.7%大きい。しかし, 曲げ試験体では, 最大耐力から20%の耐力低下点である終局時までの範囲では繊維補強による靱性向上は確認できなかった。せん断試験体PreSFRC03-SとPreSFRC05-Sの面積はそれぞれ846 kN.mm, 1,568 kN.mmとなり, PreSFRC05-SはPreSFRC03-Sの1.85倍となった。

4. 考察

4. 1 曲げ

表-5に曲げおよびせん断試験体の終局強度計算値と, 実験から得られたコンクリート圧縮ひずみ0.3%時曲げ強度とせん断終局強度の比較結果を示す。本研究で曲げ終局強度算定に用いたSwamyら<sup>2)</sup>とHenagerら<sup>3)</sup>のモデルではコンクリート圧縮ひずみ0.35%および0.3%時をそれぞれ想定しているため, 対応する実験値を求めようとしたが, コンクリート圧縮ひずみ0.3%に至った後すぐに0.35%を超えてしまうため0.35%時の曲げ強度は得られなかった。したがって, 実験値はコンクリート圧縮ひずみ0.3%時耐力である。式(1)と(2)にSwamyとHenagerが提案したSFRCの終局強度算定式にPCストランド寄与分を加えた修正式を, 図-9に修正応力ブロック関係を示す。圧縮鉄筋は無視し, 圧縮側に配置したPCストランドは有効プレストレスに相当する圧縮力を与えるものとした。引張側PCストランドと引張鉄筋は降伏していると仮定した。

$$Modified\ Swamy: M_u = F_c(d_n - k_2) + F_{pc}(d_n - d'_p) + F_{st}(d - d_n) + F_{ft} \frac{(D - d_n)}{2} + F_{py}(d_p - d_n) \dots (1)$$

$$Modified\ Henager: M_u = A_s \cdot \sigma_y \left( d - \frac{a}{2} \right) + \sigma_t \cdot b(h - e) \left( \frac{h}{2} + \frac{e}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_p \cdot \sigma_{py} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) \dots (2)$$

ここで,  $F_c$  = コンクリート圧縮力;  $F_{pc}$  = 圧縮側ストランドによる圧縮力;  $F_{st}$  = 引張鉄筋降伏張力;  $F_{ft}$  = 鋼繊維による引張力;  $F_{py}$  = ストランド降伏張力;  $d_n$  = 中立軸深さ;  $d'_p$  = 圧縮縁から圧縮側ストランド重心位置までの距離;  $d_p$  = 圧縮縁から引張側ストランド重心位置までの距離;  $k_2$  = 圧縮縁から圧縮応力ブロック重心までの距離;  $A_s, A_p$  = 引張鉄筋およびPCストランド断面積;  $\sigma_y, \sigma_{py}$  = 鉄筋およびPCストランドの降伏強度;  $d$  = 断面の有効高さ;  $a$  = ACI-318等価応力ブロックの高さ;  $\sigma_t$  = 繊維補強コンクリートの引張応力;  $b$  = 断面幅;  $h$  = 断面高さ;  $e$  = 圧縮縁から繊維補強による引張応力ブロックの上端までの距離

表-5 計算値-実験値比較

試験体	Swamy	Henager	PC規準	実験結果		計算値 / 実験値		
	$M_{s(1)}$	$M_{s(2)}$	$Q_{PC}$	$M_{0.3}^{*1}$	$Q_{ult.}^{*2}$	$M_{s(1)}$	$M_{s(2)}$	$Q_{PC}$
	(kN.m)		(kN)	(kN.m)	(kN)	$/M_{0.3}$	$/M_{0.3}$	$/Q_{ult.}$
PreSFRC03-B	312	344	—	245	—	1.27	1.40	—
PreSFRC05-B	313	345	—	254	—	1.23	1.36	—
PreSFRC03-S	—	—	371	—	468	—	—	0.79
PreSFRC05-S	—	—	373	—	500	—	—	0.75

\*1:圧縮側コンクリートひずみが0.3%時の曲げモーメント, \*2:せん断試験体の破壊時せん断力

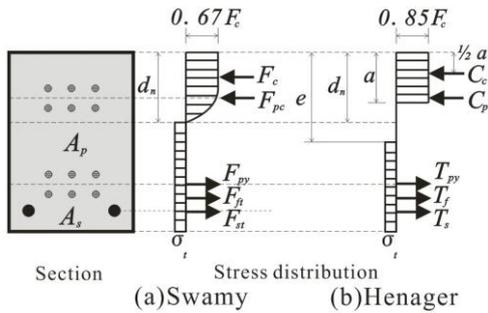


図-9 修正応力ブロック

(図-9) である。式(1)と(2)によるPreSFRC03-Bの計算値は312kN.mと344kN.m, PreSFRC05-Bの計算値は313kN.mと345kN.mとなる。PreSFRC03-BとPreSFRC05-Bの曲げ終局強度  $M_u$  の中で繊維寄与分は、式(1)ではそれぞれ0.2%と0.4%, 式(2)ではそれぞれ0.8%と1.4%であり、これらの部材では繊維寄与分は大きくない。実験から得られた圧縮側コンクリートひずみ0.3%時の曲げモーメントと比較すると、式(1)によるPreSFRC03-BとPreSFRC05-Bの算定値は実験値に対しては27%と23%, 式(2)によつては40%と36%大きくなり、平均32%過大評価している。

4. 2 せん断

日本建築学会「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説<sup>4)</sup>」(以下、PC規準)ではトラスアーチ機構に基づく式(3)によつてせん断終局強度を算定した。

$$Q_{PC} = b_0 j_0 p_w w f_y + \frac{b_0 D}{2} (v F_c - 2 p_w w f_y) \tan \theta \dots \dots \dots (3)$$

ここで、 $b_0$  = 断面幅;  $j_0$  = 圧縮鉄筋と引張鉄筋の重心間距離;  $F_c$  = コンクリート圧縮強度;  $w f_y$  = せん断補強筋降伏強度;  $p_w$  = せん断補強筋比;  $v$  = コンクリート有効係数である。せん断試験体PreSFRC03-SとPreSFRC05-Sに対する式(3)による算定値はそれぞれ371kNと373kNとなり、実験値に比べてそれぞれ21%, 25%小さくなった。式(3)はせん断補強筋が降伏するせん断引張破壊に対する耐力を求める式であり、本実験のようにせん断斜張力破壊した場合には適用できないと考えられる。本試験体のせん断破壊時の試験区間中心における斜張応力を実験時耐力とプレストレス力から算出した。PreSFRC03-SとPreSFRC05-Sの斜張応力はそれぞれ4.28 N/mm<sup>2</sup>と4.74N/mm<sup>2</sup>となり、コンクリート割裂引張強度とほぼ一致した。以上のことより、本試験体は斜張力ひび割れを生じた後、繊維によりせん断補強筋の抵抗能力が向上しひび割れ幅の進展が抑制される。その後、繊維による延性の限界に達し、破壊したものと考えられる。

5. まとめ

- 1) プレテンション部材にSFRCを用いることによる曲げ強度向上は大きくはなかったが、せん断実験では繊維混入量差0.2%によつてひび割れから終局まで平均1.1倍せん断強度が上昇した。これは、繊維とせん断補強筋がともにせん断力に対して抵抗したためと考えられる。
- 2) プレテンション部材にSFRCを用いることによる曲げおよびせん断破壊靱性向上が確認できた。
- 3) ひび割れ間隔はPRC指針によるひび割れ間隔算定値の約半分となり繊維によるひび割れ分散性は確認できた。しかし、実験結果からは繊維量差0.2%による曲げ部材のひび割れ分散効果は確認できなかった。プレストレス力によるひび割れ幅制御が繊維補強差0.2%によるひび割れ幅制御効果に優れたものと考えられる。
- 4) 曲げ部材耐力実験値はSwamy, Henagerの評価式より21~29%小さく、せん断耐力実験値はPC規準式算定値と比べ21~25%小さくなった。曲げ、せん断部材ともに繊維補強効果を適切に反映した設計法が必要である。

参考文献

- 1) 日本建築学会, プレストレストコンクリート(Ⅲ種PC)構造設計・同解説, 1986
- 2) R. N. Swamy, Sa'ad A. Al-Ta'an, "Deformation and ultimate strength in flexure of reinforced concrete beams made with steel fiber concrete", *Structural Journal, ACI*, Vol. 78, No.36, pp.395-405, 1981
- 3) Charles H. Henager, M. ASCE and Terrance J. Doherty, "Analysis of reinforced fibrous concrete beams", *Journal of Structural Division, ASCE*, Vol. 102, No.ST1, pp.177-188, 1976
- 4) 日本建築学会, プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説, 1998