論文　バサルト短繊維補強が鉄筋コンクリートの付着特性に及ぼす影響

笹田　航平[*1]・田中　徹[*2]・仁平　達也[*3]・井戸　康浩[*4]

要旨：バサルト繊維補強コンクリートを用いた，鉄筋コンクリート要素の供試体について一軸引張試験を行い，平均付着応力および鉄筋とコンクリート界面のすべり量について検討した。その結果，バサルト繊維補強コンクリートを用いた供試体の平均付着応力の最大値は，短繊維のないコンクリートよりも 1.13 倍程度大きくなり，同混入率の鋼繊維よりも大きくなった。また，最大付着応力到達時の鉄筋ひずみは，短繊維のないコンクリートは 1000μ 程度，バサルト繊維と鋼繊維を混入したコンクリートは 2000μ 程度となり，短繊維補強コンクリートを用いることでひび割れの定常状態に至る応力レベルが，大きくなることが考えられた。

キーワード：短繊維補強コンクリート，バサルト繊維，ひび割れ，付着-すべり関係

1. はじめに

コンクリートやモルタルに短繊維を混入することで，コンクリートの引張強度や曲げ靭性，ひび割れの抑制などの性能が向上することが明らかとなっており，短繊維補強コンクリートとして様々な構造物での利用が始まりつつある [1)]。鉄道分野において，鉄筋コンクリート構造物に短繊維補強コンクリートを適用する場合は，はく落防止の観点から，高架橋の水平部材に使用された事例 [2)] や，ひび割れ抑制の観点から，合成床版の連続桁の負曲げモーメントが作用する範囲に，鋼繊維が採用された事例 [3)]等がある。

バサルト繊維とは，玄武岩由来の繊維であり，著者らは，これまで，繊維を束ねた短繊維を開発し，短繊維補強コンクリートとして使用した際の基本的な性状について検討している。例えば，鉄道構造物の合成床版に鋼繊維を混入した実績とほぼ同様である，水セメント比 W/C=50%程度，鋼繊維の繊維混入率 1.0Vol/%の配合条件において，短繊維補強コンクリートとしての曲げ性状や，供試体長さ 3.0m 程度の鉄筋コンクリートの一軸引張試験を行い [4)]，そのひび割れ抑制効果等について，大きな差異はないことを確認している [5)]。しかしながら，鉄筋とコンクリートの付着性状等がひび割れ抑制効果に及ぼす影響は，明らかではなかった。

そこで，本論文では，既往の実験 [6), 7)]を参考に，供試体寸法 200mm 角程度のコンクリートに埋め込まれた鉄筋の一軸引張試験を行い，付着応力ーすべり関係がひび割れ抑制効果に与える影響について検討した。

2. バサルト繊維の概要

バサルト繊維は，玄武岩を 1500℃程度で溶融押し出し（遠心）紡糸し，得られた直径 13μm の糸を束ねたものがその原糸となる。しかし，この状態では繊維自体が解れてしまうため，ビニルエステル樹脂を含浸し，炭素繊維と同様に，繊維強化プラスチック（FRP）とした。糸を 3 本束ね，合計 792tex（1tex＝単位長さ 1000m あたりの糸の重さが 1g）とし，繊維長は一般的な最大粗骨材寸法（Gmax）の 2 倍である 40mm とした。また，加工の際に緩やかに（3 回転/m 程度で）回転しながら束ねている影響等により，表面は微小な凹凸を有している。**表－1** に短繊維の原料を示す。**図－1** に BF の概形を示す。

表－2 にバサルト繊維の基本的性質を示す。ヤング係数は 30.1kN/mm^2 であり，鋼繊維の約 15%となっている。

本検討で対象とした短繊維補強コンクリートに用いたコンクリートは，本章で示したバサルト繊維（以下，BF）および比較として繊維長 40mm，端部にフックがついた形状の鋼繊維（以下，SF）とした。

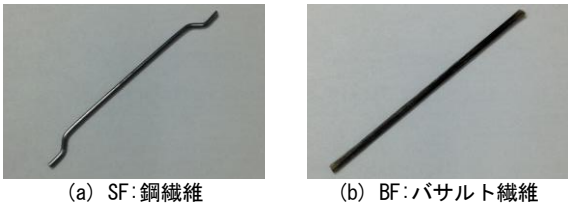
表－1　開発した繊維の原料

バサルト繊維	792（tex）（264（tex）を 3 本束ねた形状）
含浸樹脂	ビニルエステル樹脂

表－2　使用した繊維の基本的性質

	平均長さ (mm)	平均直径 (mm)	平均断面積 (mm^2)	密度 (g/cm^3)	引張強度 (N/mm^2)	ﾔﾝｸﾞ係数 (kN/mm^2)
SF(鋼)	40	0.75	0.60	7.85	1070	200
BF(ﾊﾞｻﾙﾄ)	40	0.90	0.64	1.68	882	30.1

※BF：実測値（JIS K 6911 に準拠），SF：カタログ値
※BF の平均断面積は，繊維密度より換算した値



(a) SF:鋼繊維　　(b) BF:バサルト繊維

図－1　使用した繊維の概形

*1（公財）鉄道総合技術研究所　構造物技術研究部　鋼・複合構造　修士（工学）　(正会員)
*2 戸田建設（株）　技術研究所　工修　(正会員)
*3（公財）鉄道総合技術研究所　構造物技術研究部　鋼・複合構造　博士（工学）　(正会員)
*4 戸田建設（株）　技術研究所　修士（工学）　(正会員)

3. 一軸引張試験

3.1 供試体の概要

(1)配合および繊維混入率

表－3，表－4 に供試体に用いたコンクリートの配合，繊維混入率を示す。短繊維補強コンクリートの配合は，**2 章**に示した著者らの既往の研究 [5]と同一条件である，水セメント比（W/C）50%とし，短繊維混入率 1.0vol.%とした。本配合は，文献 [3]に示された，鉄道構造物に用いた鋼繊維補強コンクリートの実績を参考にして設定したものである。なお，事前に，本配合においてはファイバーボールができないことを確認している。

(2)繊維補強コンクリートの力学特性

表－5 に，繊維補強コンクリートの力学特性（圧縮強度，割裂引張強度，静弾性係数，曲げ強度，曲げ靭性係数）を示す。圧縮強度，割裂引張強度，静弾性係数の試験は，JIS に規定された方法に従った。

繊維を混入していないコンクリート（以下，NC）は，48.6 N/mm^2 であったのに対して，SF を混入したコンクリート（以下，SFC）の圧縮強度は，54.6 N/mm^2（NC に対して 1.12 倍），および BF を混入したコンクリート（以下，BFC）の圧縮強度は，51.3 N/mm^2（NC に対して 1.06 倍）であった。

NC の静弾性係数は，25.7 kN/mm^2 であったのに対して，SFC の静弾性係数は，25.0 kN/mm^2（NC に対して 0.97 倍），BFC の静弾性係数は，24.6 kN/mm^2（NC に対して 0.95 倍）であった。圧縮強度および静弾性係数の傾向は，先行研究と同様であり，繊維混入による圧縮特性への影響は顕著でなかった。

表－5 に，SFC と BFC の曲げ靭性係数を示す。SFC と BFC の曲げ靭性係数は概ね同等である。繊維を混入したコンクリートの引張特性は，曲げ変形試験によって求めた。曲げ変形試験は，JSCE-G552「鋼繊維補強コンクリートの曲げ強度および曲げタフネス試験方法（案）」に従った。

図－2 に，SFC と BFC の引張軟化特性を示す。引張特性は，超高強度繊維補強コンクリートの設計施工指針（案）[8]等に従い，JCI-S-001-2003 に基づいた切欠き曲げ試験の荷重―ひび割れ開口変位関係を逆解析して求めた。なお，等価検長は，繊維長さと同一の 40mm として整理した。

SFC と BFC の引張軟化特性を比較すると，BFC は，SFC と比べて引張応力の最大値が小さいものの，最大応力を保持できるひずみの最大値が大きく，最大応力後の軟化勾配は概ね同等であった。

(3)鉄筋の機械特性

表－6 に，鉄筋の機械特性を示す。本試験は，最大付着強度を超えたポストピークの軟化過程を含めて検討するため，事前に焼鈍しの処理を施し，降伏強度の高い鉄筋を使用した。

使用した鉄筋は，降伏棚が明瞭に現出しないため，鉄筋単体での材料試験を行い，比例限度を決定した。ここで比例限度は，付着強度の計測精度に合わせて，有効数字 3 桁程度を確保するため，鉄筋の降伏強度 1/2 時点の割線弾性係数に対して割線弾性係数の低下率が 1.0%となった点とした。

表－3　コンクリートの配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	水セメント比 (-)	細骨材率 (-)	単位量 (kg/m^3)			
			水 *W*	セメント *C*	細骨材 *S*	粗骨材 *G*
20	50.0	0.60	175	350	1039	713

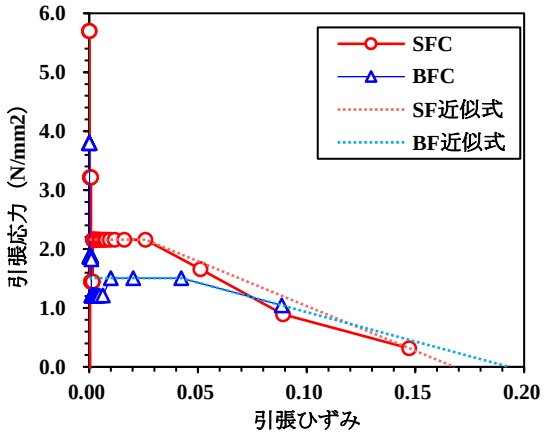
表－4　繊維混入率

	供試体の種類	混入率
NC	普通コンクリート	－
SFC	鋼繊維補強コンクリート	1.0（vol.%）
BFC	バサルト繊維補強コンクリート	1.0（vol.%）

表－5　コンクリートの力学特性

	圧縮強度 (N/mm^2)	割裂引張強度 (N/mm^2)	静弾性係数 (kN/mm^2)	曲げ強度 (N/mm^2)	曲げ靭性係数 (N/mm^2)
NC	48.6	3.97	25.7	-	-
SFC	54.6	4.52	25.0	6.40（0.16）	4.00（0.15）
BFC	51.3	4.04	24.6	6.00（0.57）	4.20（0.26）

※数値は平均値，弧内は標準偏差



図－2　短繊維補強コンクリートの引張応力-ひずみ関係

表－6　鉄筋の機械特性（D25，ねじ節）

比例限度 (N/mm^2)	降伏応力 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)	引張強さ (N/mm^2)
777.9	1019	190.0	1114

(4) 供試体諸元

図－3 に，供試体の概略図を示す。供試体の寸法は，実構造物の梁部材等の水平部材を想定した。断面寸法は，断面幅（b）×断面高さ（h）= 200×160 mm とし，打設時に短繊維のせき板効果が生じないように短辺が繊維長の 4 倍（160mm）以上を確保した。使用した鉄筋はねじ節（東京鉄鋼社製）鉄筋の D25 とし，鉄筋比は 1.56%とした。供試体シリーズは，使用したコンクリートの配合 NC と SFC と BFC で各 3 体とし，N，SF，BF と称す。

(5) 計測項目および載荷条件

図－3 に，計測位置を示す。荷重，鉄筋の伸び，鉄筋のひずみ等を計測した。鉄筋の伸びは，鉄筋の露出した部分（供試体中心から 223mm の位置）にターゲットを設置し，変位計によって変位を計測した。両端の変位差を鉄筋の伸びとした。

1000kN の万能試験機を用い，鉄筋の両端に軸引張力を加える両引き試験を行った。載荷方法は単調載荷とし，載荷速度は，約 20～40 N/mm^2 /min とした。

3.2 載荷試験結果

図－4 に，載荷荷重－内部鉄筋の分担荷重の関係を示す。載荷荷重は，露出した鉄筋のひずみに対して，ヤング係数および断面積を乗じた値を用いた。内部鉄筋の分担荷重は，RC 内部の鉄筋のひずみに対し，ヤング係数および断面積を乗じた値を用いた。

図－5 に試験中の供試体の写真を示す。試験中の供試体に，鉄筋の軸に沿ったひび割れ（以下，付着割裂ひび割れ）の有無を観察した。付着割裂ひび割れは，最大荷重前（150～250kN）に発生を確認した。

また，目視による定性的な確認であるが，繊維を混入した SF 供試体，BF 供試体は，繊維を混入しない N 供試体に比べ，付着割裂ひび割れの進展は緩やかであり，そのひび割れ幅が小さい傾向にあった。

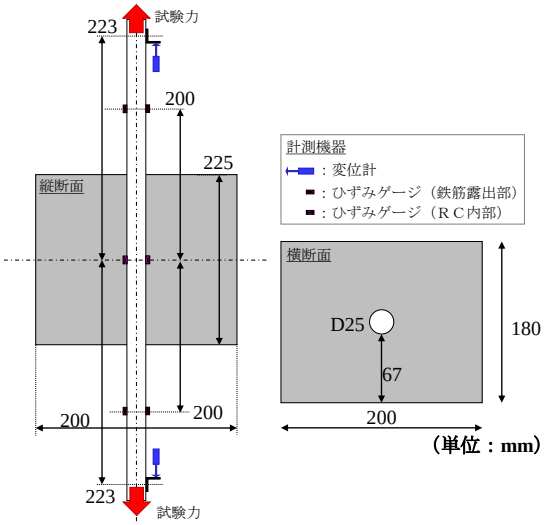
3.3 付着応力およびすべり量に関する検討

本論文で取り扱う平均付着応力（以下，付着応力）は，鉄筋の貼付したひずみの計測結果から文献 [6]を参考に算出した。供試体の長手方向中央断面における鉄筋（以下，内部鉄筋）のひずみと鉄筋が露出した断面における鉄筋（以下，露出鉄筋）のひずみに対して，弾性係数と公称断面積をそれぞれ乗じて力に換算する。内部鉄筋と露出鉄筋に作用する力の差は，鉄筋とコンクリートの付着を介して，コンクリートにより負担されていると考えられる。そこで，平均付着応力（以下，付着応力）は，内部鉄筋と露出鉄筋に作用する力の差を鉄筋とコンクリートが接触した面積（＝鉄筋周長 90mm×供試体長さ 225mm）で除した値とした。

一方で，すべり量は文献 [6]を参考とし，鉄筋の伸び（ターゲット間の変位）から露出した部分の鉄筋の伸び（弾性を仮定して算出）と，供試体中心から鉄筋軸方向を両端 127.5mm の範囲（コンクリート部分）の鉄筋コンクリートの伸び（全断面有効と仮定して算出）を差し引いた値とした。

また，軟化勾配に関しては各シリーズの最大値の差異の影響を除くため，最大点を基準として，付着応力とすべり量を無次元化して検討した。

図－6 に，載荷試験により得られた付着応力-すべり量関係を示す。また，**表－8** に，各供試体の最大付着応力および最大付着応力時のすべり量を示す。繊維を混入した供試体（SF 供試体および BF 供試体）の付着応力の最大値および最大値時のすべり量は，繊維を混入しない供試体（N 供試体）と比べて，共に大きくなった。具体的には，最大付着応力の平均値は，N 供試体は 3.78N/mm^2 であるのに対し，SF 供試体は 4.13 N/mm^2（N 供試体に対して 1.09 倍），BF 供試体は 4.26 N/mm^2（N 供試体の 1.13 倍）となった。最大付着応力時のすべり量の平均値は，N 供試体は 0.146mm であるのに対し，SF 供試体は 0.270mm（N 供試体の 1.85 倍），SF 供試体は 0.255mm（N 供試体の 1.74 倍）となった。



図－3　試験体および試験概略図

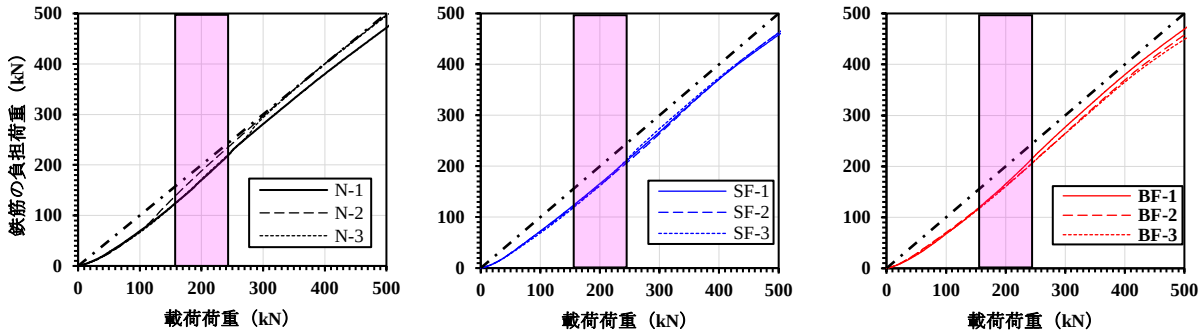
表－7　一軸引張試験の供試体概要

	コンクリート	混入率	鉄筋	供試体数
N	NC	－	D25，ねじ節（高強度鉄筋）	各 3 体
SF	SFC	1.0 vol.%		
BF	BFC			

表－8　最大付着応力および最大付着応力時のすべり量

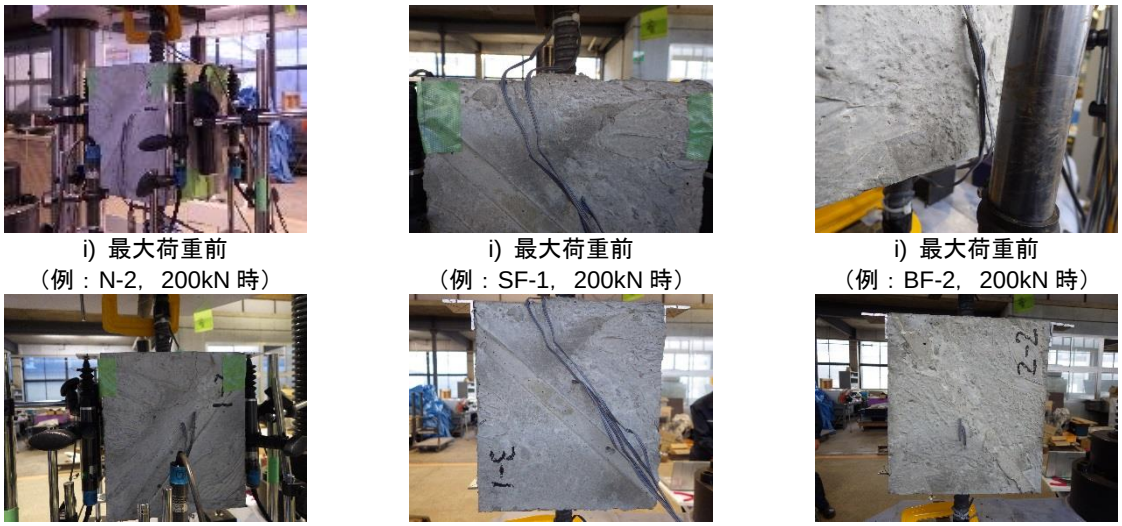
		付着応力の最大値 (N/mm^2)			付着応力最大時のすべり量 (mm)		
繊維	No.	試験値	平均値*	標準偏差	試験値	平均値*	標準偏差
N ベース	N-1	-	3.78 (-)	0.155	-	0.146 (-)	0.0509
	N-2	3.62			0.197		
	N-3	3.94			0.095		
SF 鋼繊維	B-1	4.06	4.26 (1.13)	0.147	0.262	0.270 (1.85)	0.0277
	B-2	4.31			0.307		
	B-3	4.41			0.240		
BF バサルト繊維	S-1	3.86	4.13 (1.09)	0.188	0.123	0.255 (1.74)	0.0992
	S-2	4.25			0.363		
	S-3	4.27			0.278		

*：() 内の値は，ベースに対する比



(a) N：ベース　(b) SF：鋼繊維　(c) BF：バサルト繊維

図－4　内部鉄筋に作用する力ー載荷荷重関係

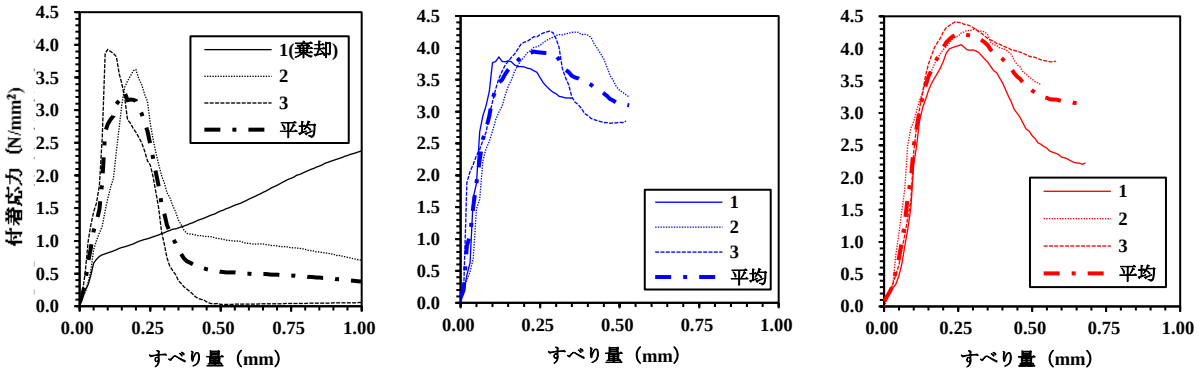


i）最大荷重前（例：N-2，200kN 時）　i）最大荷重前（例：SF-1，200kN 時）　i）最大荷重前（例：BF-2，200kN 時）

ii）最大荷重以降（例：N-1，試験終了時）　ii）最大荷重以降（例：SF-1，試験終了時）　ii）最大荷重以降（例：BF-2，試験終了時）

(a) N：ベース　(b) SF：鋼繊維　(c) BF：バサルト繊維

図－5　試験中の供試体



(a) N：ベース　(b) SF：鋼繊維　(c) BF：バサルト繊維

図－6　付着応力ーすべり関係（試験結果および平均曲線）

図－7 の付着応力-すべり関係を示す。データは供試体毎に平均化処理を行い，平均曲線も記した。付着応力-すべり関係すべり量に応じて，大きく 3 つの範囲に分類することが出来る。

1 つ目の範囲は，載荷開始から N 供試体の最大値程度までの範囲であり，付着-すべり関係は各供試体ともに概ね同様の挙動となった。この段階では，鉄筋の節が，コンクリートを押し広げることにより発生するリングテンションを，主としてコンクリートが負担しているものと考えられる。

2 つ目の範囲は，N 供試体の最大値から，SF 供試体と BF 供試体の最大値程度までの範囲であり，この段階ではリングテンションに伴って発生する鉄筋周囲の内部ひび割れに対し，短繊維が架橋して引張力を負担しているも

のと考えられる。SF 供試体と BF 供試体の比較において，BF 供試体のほうが，付着応力とすべり量の最大値とともに大きくなった。SF 供試体に混入した短繊維はフックが付いており，繊維表面とコンクリートの付着よりも，端部定着による付着性状の向上をより期待している形状であるのに対し，BF 供試体のバサルト繊維は，表面の凹凸に起因した表面のコンクリートとの付着自体に期待した形状（**図－1**）となっている。そのため，内部ひび割れ等の局所的な領域においては，この形状の相違に起因した影響をより受けることが考えられる。

3 つ目の範囲は，最大値以降の挙動であり，N 供試体と比べ，SF 供試体と BF 供試体の荷重低下が緩やかとなった。N 供試体は，最大値以降に架橋効果等が期待できいため，荷重が急激に低下したのに対して，短繊維補強コンクリートは，ひび割れの幅が増大するに伴い，短繊維が引抜け挙動により応力伝達したため，荷重低下が緩やかになったと考えられる。

図－8 に，無次元付着応力－無次元すべり量関係（軟化域）を示す。無次元付着応力は，付着応力を付着応力の最大値で除した値とし，無次元すべり量は，すべり量を付着応力が最大となった時のすべり量で除した値とする。軟化勾配は，無次元すべり量が 1.0～2.0 の範囲の無次元付着応力－無次元すべり量関係を最小二乗法で直線近似した勾配である。BF の引抜挙動に起因して付着応力の変化が小さくなり，すべり量のみが増加するモードに移行する境界が 2.0 である考えられるため，無次元すべり量を 2.0 までに限定し軟化勾配を求めた。

N 供試体の軟化勾配は，-0.70 であったのに対して，SF 供試体の軟化勾配は，-0.20（N 供試体に対して 0.28 倍）であり，BF 供試体の軟化勾配は，-0.25（N 供試体に対して 0.35 倍）であった。

SF 供試体および BF 供試体の軟化勾配は，N 供試体に対して緩やかとなった。BF 供試体の軟化勾配は，SF 供試体の軟化勾配に比べ，やや急勾配であるものの SF とほぼ同等の緩やかな軟化勾配となった。なお，引張応力-ひずみ関係（**図－2**）も，引張応力を保持できる最大ひずみが SF 供試体よりも BF 供試体が大きくなった傾向と同様であった。

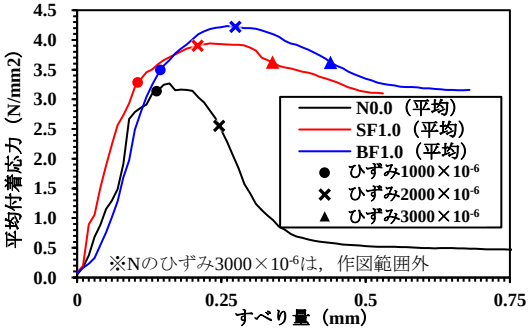
これらのことから，最大値以降の挙動は，SF と BF は短繊維がないコンクリートと明確な差異があり，かつ，SF と BF での比較において明確な差異がないことがわかった。

以上より，鋼繊維とバサルト繊維を混入した短繊維補強コンクリートは，付着性状が向上し，その影響は短繊維の形状の影響を受け，繊維表面のコンクリートとの付着自体に期待した形状の方がより付着性状が良いことが考えられる。

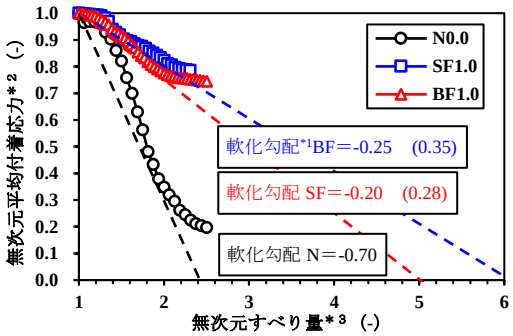
3.4 ひび割れの定常状態に関する検討

鉄筋コンクリート部材は，鉄筋の引張応力の増大に伴って，新たなひび割れが発生しない定常状態に至る。そのためひび割れ間隔は，付着応力の最大値との関係があり，短繊維のないコンクートの場合，付着応力の最大値と逆数の関係にあることから，これに関する検討を行った。**図－7** のように，付着応力の最大値は N 供試体が 1000 μ（鉄筋応力レベルは 200N/mm^2）程度であったのに対し，SF 供試体と BF 供試体ともに 2000 μ（鉄筋応力レベルは 400N/mm^2）程度となった．付着強度は 3.3 の最大値に示すように，N 供試体の 1.1 倍程度であったが，最大値到達時の露出した鉄筋の応力レベルは 2 倍程度大きくなっていることから，短繊維が鉄筋と付着強度に寄与し，定常状態に至る鉄筋の応力を大きくしたといえる。

以上より，本研究の対象とした諸元（鉄筋径 D25，かぶり 67mm）や短繊維補強コンクリート（水セメント比 W/C＝50%，SF と BF の繊維混入率 1.0 vol.%）に類似した構造物に限定されるが，鉄道鉄筋コンクリート構造物の死荷重等の作用により鉄筋に発生する応力レベル（200N/mm^2 程度，1000 μ 程度）では，ひび割れが定常状態に至らず，鉄筋の応力が 400N/mm^2 程度（2000 μ 程度）となったときにひび割れが定常状態となることが推察される。また鉄道鉄筋コンクリート構造物の一般的な設計には，短繊維のひび割れ抑制効果を考慮されていない。しかし，短繊維のひび割れ抑制効果が期待できる可能性があることが示唆された。



図－7　付着応力－すべり関係（平均曲線の比較）



※1 （）内の値は，N 供試体に対する比
※2 無次元平均付着応力=平均付着応力／平均付着応力の最大値
※3 無次元すべり量=すべり量／平均付着応力の最大時のすべり量

図－8　無次元付着応力－無次元すべり関係（軟化域）

4. まとめ

鉄道構造物に適用した実績がある鋼繊維補強コンクリートの配合条件で，鋼繊維をバサルト繊維に置き換えた鉄筋コンクリート供試体を対象に，一軸引張試験を実施し，バサルト繊維補強コンクリートが有する付着性状について検討した結果，以下のことが分かった。

1) 鉄筋コンクリート要素の供試体について一軸引張試験（両引き試験）の結果より，バサルト短繊維を用いた補強について平均付着応力が，無補強に対して 1.09 倍程度で増加することを確認した。付着応力の増加は，鋼短繊維を用いた補強と同等であった。
2) バサルト繊維を混入した短繊維補強コンクリートは，繊維補強しないコンクリートよりも、付着性状が向上し，鋼繊維とバサルト繊維の形状の差異の影響を受け，繊維表面とコンクリート界面の付着に期待した形状がより付着性状が良好となることが考えられる。
3) 鉄筋径：D25，かぶり：約 67mm の鉄筋コンクリート構造において，水セメント比：約 50%，繊維混入率：約 1.0vol.%、鋼繊維またはバサルト繊維を用いた短繊維補強コンクリートを使用すると、ひび割れ定常状態に至るときに生じる鉄筋の応力レベルが，鉄道鉄筋コンクリート構造物の死荷重等の作用により鉄筋に発生する応力レベル（200N/mm^2 程度，1000μ 程度）の 2 倍程度に大きくなることが示唆された。

謝辞：本実験を実施するに際して，竹本油脂株式会社 原田健二氏より貴重な助言を頂いた。ここに記し，感謝の意を表します。

参考文献

1) 土木学会：繊維補強コンクリートの構造利用研究小委員会成果報告書，コンクリート技術シリーズ 106，2015
2) 例えば，菅野貴浩：JR 東日本におけるコンクリート構造物の長寿命化への取り組み，コンクリート工学，Vol.40，No.5，pp.74-81，2002
3) 例えば，南邦明，下津達也，斉藤雅充：北陸新幹線第４千曲川橋りょう（連続合成桁）の架設，橋梁と基礎，pp.41-47, 2012
4) 田中章，田中徹，仁平達也，村井和彦：バサルト繊維を用いた短繊維補強コンクリートの基礎的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.1，pp.285-290, 2016
5) 仁平達也，田中徹，田中章，村井和彦：バサルト繊維を用いた短繊維補強コンクリートのひび割れ性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.2，pp.1297-1302, 2016
6) 松本隆明，檜貝勇，斉藤成彦：かぶり厚が異形鉄筋の付着性状に及ぼす影響に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.823-828, 2004
7) 岡本大，佐藤勉，早川健司，黒岩俊之：鉄筋とコンクリートの付着性状が RC 部材のひび割れ性状に及ぼす影響について、コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.781-786, 2002
8) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案），コンクリートライブラリー113，2004