

非鋼繊維で補強した覆工コンクリートの 引張軟化特性と部材耐力の評価

竹村 いずみ¹・亀谷 英樹²・椎名 貴快³・西村 和夫⁴

¹正会員 西松建設(株)土木事業本部土木設計部設計課 (〒105-8401 東京都港区虎ノ門1-20-10)

E-mail: izumi_takemura@nishimatsu.co.jp

²正会員 西松建設(株)土木事業本部土木設計部設計課 (〒105-8401 東京都港区虎ノ門1-20-10)

E-mail: hideki_kameya@nishimatsu.co.jp

³正会員 西松建設(株)技術研究所土木技術グループ (〒105-8401 東京都港区虎ノ門1-20-10)

E-mail: takayoshi_shiina@nishimatsu.co.jp

⁴正会員 首都大学東京教授都市環境科学研究科 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1)

E-mail: knishi@tmu.ac.jp

トンネルの覆工コンクリートは、短繊維補強により靱性向上や剥離防止の効果が得られると共に、ひび割れ発生後も引張応力を負担できるため部材耐力の向上も期待できる。鋼繊維補強コンクリートは、既往研究¹⁾において曲げ耐力の定量的な設計法が提案されたが、発錆の問題等により近年は施工実績が減少傾向にある。一方、非鋼繊維で補強した覆工コンクリートに関しては、施工実績が近年急増しているものの、部材耐力を定量的に評価した事例は少なく、評価法が確立されているとは言い難い。

本稿では、非鋼繊維補強部材の部材耐力の評価法に関する研究の初期段階として、標準的な曲げ試験(JSCE-G522-2003)と、一般的な覆工厚さ $t=300\text{mm}$ から 50mm の薄肉化を目指した供試体(桁高 $t=250\text{mm}$)の曲げ試験を実施し、非鋼繊維補強コンクリートの引張軟化特性の把握と部材耐力の評価方法を考察した。

Key Words : polypropylene fiber, aramid fiber, steel fiber, tunnel lining, tension softening curve

1. はじめに

トンネルの覆工コンクリートは、短繊維による補強によって、靱性向上や剥離防止の効果が得られると共に、ひび割れ発生後も引張応力を負担できるため、部材耐力の向上も期待できる。

このうち、鋼繊維補強コンクリートは、既往の研究¹⁾において曲げ耐力の定量的な設計手法が提案されており、この設計手法を用いた施工実績も数多く報告されている。しかし、発錆等の諸問題により近年は施工実績が減少傾向にある。

一方、非鋼繊維補強材に関しては、施工実績が近年急増しているものの、曲げ耐力を定量的に評価した事例は少なく、評価法が確立されているとは言い難い状況にある。この評価方法を確立することは、覆工構造の経済的かつ合理的な設計・施工を可能にすると考えられる。例えば、覆工厚さの薄肉化により、覆工コンクリートそのものの材料の減量化も図れるため、トンネルの掘削断面積やズリ出し土量等の減量化を図ると共にトンネル工事

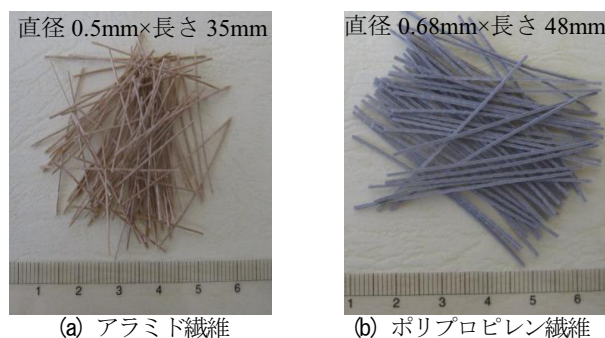


写真-1 繊維補強材の形状寸法

全体のサイクルアップが期待できる。

また、トンネル坑口部での補強鉄筋の代替や箱抜き部の補強鉄筋代替等の多様な用途が考えられる。

本稿は、非鋼繊維部材の曲げ耐力の評価法に関する研究の初期段階として、標準的な曲げ試験(JSCE-G522-2003)と、一般的な覆工厚さ $t=300\text{mm}$ から 50mm の薄肉化を目指した実物大の供試体(桁高 $t=250\text{mm}$)の曲げ試験を実施して、非鋼繊維補強コンクリートの引張軟化特性の把握と曲げ耐力の評価方法を検討するものである。

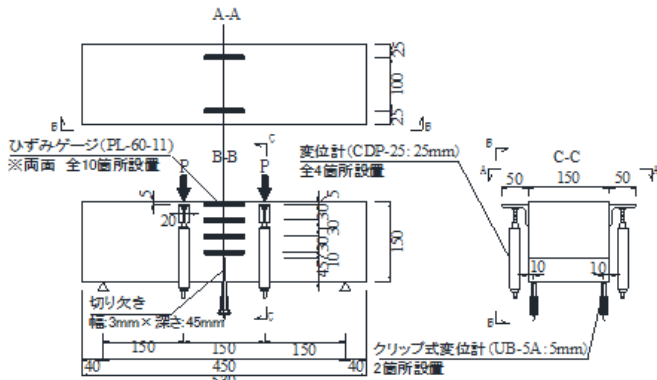


図-1 曲げ試験-Aの供試体の形状寸法

表-1 曲げ試験-Aの繊維の仕様

繊維名	AF	SF	PP
材質	アラミド	スチール	ポリプロピレン
密度(kg/m ³)	1390	7850	910
引張強度(MPa)	3300	1080	500
引張弾性率(GPa)	70	210	7
繊維径 d(mm)	0.50	0.60	0.68
繊維長 l(mm)	35	30	48
アスペクト比 ld	70	50	71
供試体番号	No.1～No.3	No.4～No.6	No.7～No.9

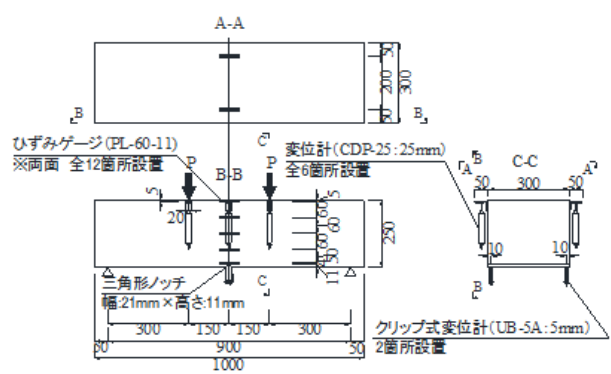


図-2 曲げ試験-Bの供試体の形状寸法

表-2 繊維補強コンクリートの基本配合

G _{max} (mm)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				
			W	C	S	G	Ad
20	50.0	53.0	175	350	919	832	1.925

表-3 曲げ試験-Bの仕様

供試体 番号	繊維材質	混入量	供試体 形状寸法	圧縮強度 (N/mm ²)
No.10	ポリプロピレン(PP)	0.5 vol.% (4.55 kg/m ³)	幅 :300mm 高さ:250mm	44.8
No.11	アラミド(AF)	0.5 vol.% (6.95 kg/m ³)	長さ:1000mm	48.4

備考) 比重 : AF=1.39, PP=0.91

2. 繊維補強コンクリートの曲げ試験

本稿における繊維補強コンクリートの曲げ試験は、JSCE-G522-2003に準拠した標準的な曲げ試験（以下、曲げ試験-Aと呼ぶ）と一般的な覆工コンクリートの設計厚さ300mm程度を供試体の梁高さとした曲げ試験（以下、曲げ試験-Bと呼ぶ）に分類する。以下に、各試験の概要・条件を、それぞれ記載する。

(1) 曲げ試験-A(JSCE-G522-2003)の概要

本曲げ試験は、前述したように基本的にJSCE-G522-2003の試験方法を踏襲している。本試験の主たる目的は以下に示した2項目である。

- ① 繊維補強材の種類の違いによるコンクリートの曲げ補強効果と引張軟化曲線の評価
- ② 非鋼繊維補強材を用いた曲げ耐力試算手法の妥当性の検証

本曲げ試験の供試体寸法は幅:150mm×高さ:150mm×長さ:530mmとし、供試体の中央下面には幅3mm、深さ45mmのリガメントを設けた。荷重は3等分点曲げ載荷とし、載荷スパン長は梁高さの3倍とした。また、供試体上面と側面にはひずみゲージを貼り付け、底面にはクリップ式変位計を用いてひび割れ肩口開口変位（CMOD）を計測することによって、各荷重レベルに対する中立軸の推移を測定した（図-1参照）。

実験に用いた繊維補強材は、アラミド、鋼およびポリ

プロピレン（以下、それぞれ AF, SF, PP と称す）の3種類とし、各試験ケースでの供試体は3体で、繊維混入率は全て 0.5vol.%とした。使用した短繊維の仕様と写真を表-1および写真-1に示す。

表-2 にコンクリートの基本配合を示す。配合はNEXCO の繊維補強覆工コンクリート配合決定のための基準²⁾を参考に、繊維混入後のスランプ 150±25mm、空気量 4.5±1.5%となるように高性能 AE 減水剤の添加量で調整した。

(2) 曲げ試験-B(実物大曲げ試験)の概要

曲げ試験-B の主たる目的は以下に示した2項目である。

- ① 一般的な覆工コンクリートの設計厚さ t=300mm（設計基準強度 $\sigma_{dk}=18\text{N/mm}^2$ ）を想定し、繊維補強して50mmの薄肉化を図る場合の耐力比較
- ② 曲げ試験-A の結果も踏まえた繊維補強コンクリートの寸法効果の検証

本曲げ試験の供試体寸法は幅:300mm×高さ:250mm×長さ:1000mmとし、供試体中央に幅21mm、高さ11mmの三角形ノッチを設けた。本試験の供試体を図-2、表-3に示す。本実験に用いた繊維補強材はAFとPPであり、繊維混入率は全て0.5vol.%である。その他の試験条件は曲げ試験-Aと同様である。

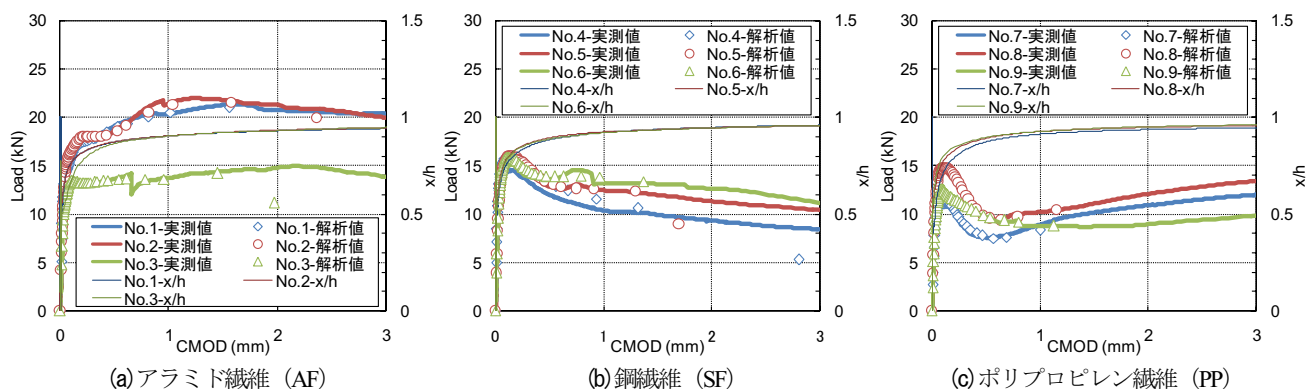


図-3 荷重とひび割れ肩口開口変位 (CMOD) との関係

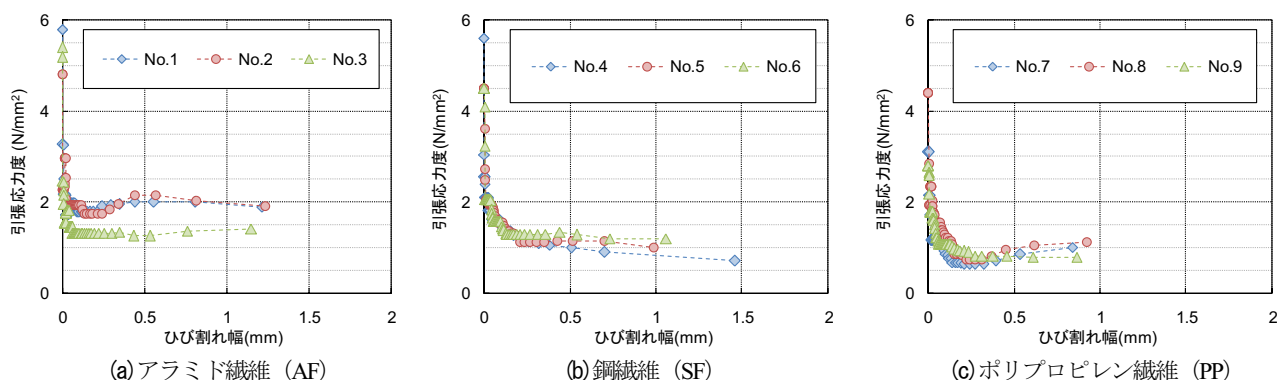


図-4 引張軟化曲線 (引張応力度とひび割れ幅との関係)

3. 曲げ実験と解析結果

(1) 曲げ試験-Aの試験結果

a) 曲げ試験-Aの結果の考察

曲げ試験-Aにより得られた荷重-ひび割れ肩口開口変位 (CMOD) 曲線を図-3 に示す。図中の第一軸(左軸)において、太実線は各繊維の試験結果を示しており、白抜きマーカーは後述する供試体毎の FEM 逆解析結果を示している。図-3 より、SF と PP の最大荷重はひび割れ発生時の約 15kN で、その後、両者共に軟化傾向を示している。PP よりも SF の方が緩やかで一定勾配の軟化傾向を示し、PP は CMOD が 0.6~0.8mm 以降で緩やかな硬化傾向に転じている。

一方、AFは、ややバラツキを有する供試体もあるが、載荷荷重が概ね15~18kN以降において、顕著な非線形性を示し、その後も荷重が増大して約22kNの最大載荷荷重となった。すなわち、AFはSFやPPに比較して約1.5倍の曲げ耐力を有している結果となった。なお、ひび割れ発生後の軟化・硬化の挙動は、ひび割れ界面に存在している短繊維の種類 (材質、寸法、引張弾性率等) や本数、引抜き抵抗性、繊維配向性などに依存していると考えられる。また、図-3の第二軸(右軸)には、CMODに対応する中立軸比率 (x : 中立軸高さ, h : 有効高さ(部材高さ-切り欠き長さ)) として実線で示して

いる。中立軸の位置は供試体側面に貼り付けたひずみゲージ (図-1参照) から計算した。中立軸の推移に着目すると、全ての供試体で大きな差異は見られなかった。すなわち、全ての供試体において、中立軸は CMOD の増大と共に指数的に上昇し、有効高さの概ね 92~95% に漸近する。

b) 曲げ試験-Aの結果を用いた引張軟化曲線の推定

繊維補強コンクリートの曲げ試験で得られた荷重-CMOD 曲線を基にして、多直線近似法³⁹⁾を用いた FEM 逆解析により引張軟化曲線を推定した。引張応力度とひび割れ幅との関係を図-4 に示す。

図-3 の曲げ試験結果 (太実線) には、前述した引張軟化曲線を逆解析した時の解析値 (白抜きマーカー) を追加している。解析値は、ややバラツキを有するケースがあるものの、大局的に実験結果を精度良く再現していると評価できる。すなわち、推定した引張軟化曲線はおおむね妥当であると評価できる。

図-4 より、AF の引張軟化曲線は、ひび割れ後急激に低下するものの、 $f_t=1.3\sim2.0\text{N/mm}^2$ の残留引張強度を示した。同様に、SF と PP は、AF よりも緩やかに軟化し、それぞれ $f_t=0.7\sim1.2\text{N/mm}^2$ と $f_t=0.6\sim1.1\text{N/mm}^2$ の残留強度を示した。AF は SF と PP よりも 2 倍程度の残留引張強度を有している結果となった。

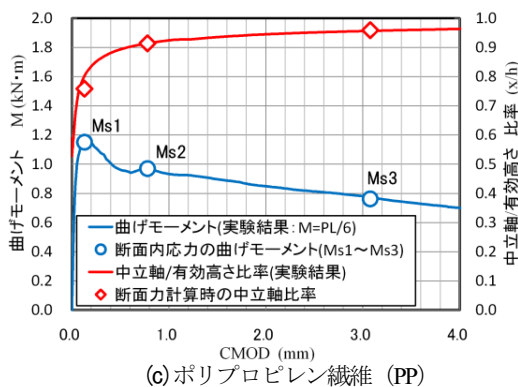
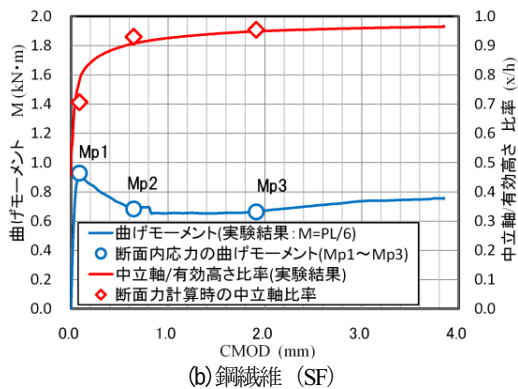
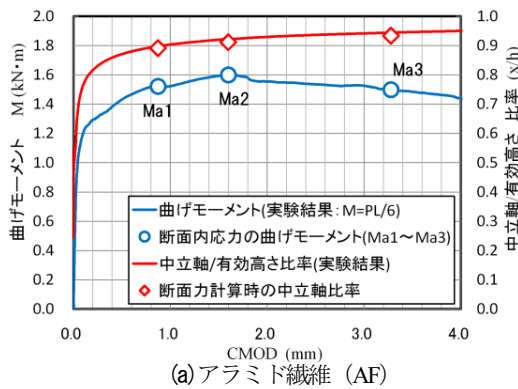


図-5 曲げモーメントとCMODとの関係
および中立軸の推移

また、PPでは、ひび割れ発生後に軟化した引張応力が緩やかな硬化に転じる特徴がみられた。これは、繊維自体の引張弾性率が他の繊維よりも小さいため、ひび割れ界面の繊維全体が引張力を有効に負担するまでに、ある程度の変形が必要であるためと考えられる。同じような挙動がAFにも一部みられたが、繊維の引張弾性率が最も大きいSFでは確認できない。

c) 曲げ耐力の試算

曲げ試験-Aの実験結果のうちで代表的な供試体(No.1, No.5, No.9)の曲げモーメント(供試体中央部)とひび割れ肩口開口変位CMODとの関係を図-5に示す。ここで、曲げモーメントは $M=PL/6$ (P: 載荷重, L: スパン長)により計算した。また、同図に、リガメント部における前述した中立軸比率(x/h)とCMODとの関係を示す。さらに、計測結果から得られたリガメント部

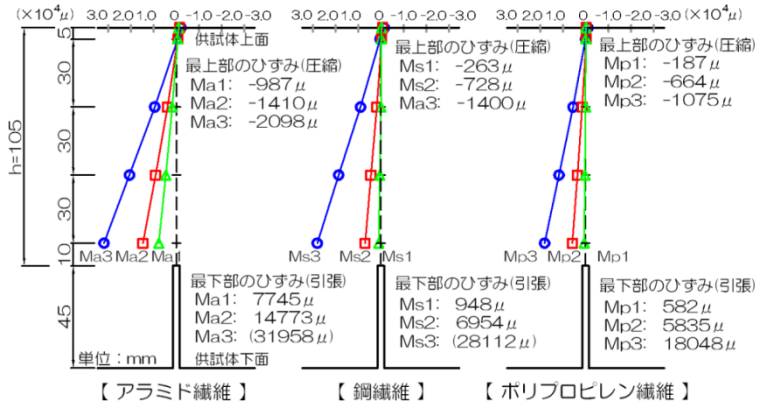


図-6 断面内のひずみ分布(実験結果)

【断面内ひずみ分布】 【断面内応力度分布】

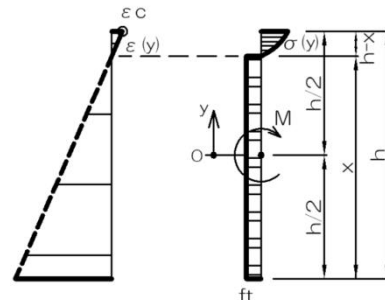


図-7 断面内応力度とひずみの分布

【部材断面力の計算式】

$$M = f_t \cdot x \cdot b \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{2} \right) + b \int_{h-x}^h \sigma(y) \cdot y \, dy \quad (1)$$

$$N = f_t \cdot x \cdot b - b \int_{h-x}^h \sigma(y) \, dy = 0 \quad (2)$$

$$\sigma(y) = k_1 f_c' \cdot \frac{\varepsilon(y)}{0.002} \left(2 - \frac{\varepsilon(y)}{0.002} \right) \quad (3)$$

$$\varepsilon(y) = \frac{\varepsilon_c}{h-x} y \quad (4)$$

k_1 : 係数(=0.85) f_c' : 圧縮強度 f_t : 引張強度
 b : 部材幅 $\sigma(y)$: 応力度 $\varepsilon(y)$: ひずみ
 ε_c : 圧縮縁ひずみ x, h, y : 図-7 参照

での断面内のひずみ分布を図-6に図化した。ひずみ分布はおおむね線形で平面保持の仮定が成立しており、ひび割れ発生後は中立軸が急激に上方へ推移している。ここで、繊維補強コンクリートの部材断面内の応力度分布は図-7の様に簡便的に表現することができる¹⁾。この様に仮定した応力度分布から曲げモーメントを算出する計算式を式(1)~(4)に示す。本実験では軸力が発生していないので式(2)の軸力 N はゼロとなる。ここで、コンクリートの圧縮縁ひずみ ε_c と曲げモーメント M が実験値におおむね合致する様に、引張強度 f_t と中立軸位置 x を変数として繰り返し計算を行った。計算点は各供試体で図-5中の3点($M[a,sp]1 \sim 3$)とした。計算結果を図-5(白抜きマーカー)と表-4に示す。

計算により得られた曲げモーメントは前述の $M=PL/6$

表-4 断面内応力度分布から算出した曲げモーメント

供試体 (材料名)	計算点	引張強度 f_t (N/mm ²)	中立軸比率 x/h	圧縮縁ひずみ $\epsilon_c(\mu)$	曲げモーメント M (kN・m)
AF (No.1)	Ma1	2.00	0.891(0.898)	-991(-987)	1.522(1.528)
	Ma2	2.07	0.912(0.921)	-1412(-1410)	1.600(1.601)
	Ma3	1.91	0.934(0.944)	-2097(-2098)	1.499(1.501)
SF (No.5)	Ms1	1.70	0.759(0.803)	-267(-263)	1.151(1.160)
	Ms2	1.25	0.914(0.914)	-722(-728)	0.970(0.975)
	Ms3	0.95	0.960(0.957)	-1399(-1400)	0.762(0.774)
PP (No.9)	Mp1	1.45	0.707(0.780)	-183(-187)	0.929(0.922)
	Mp2	0.87	0.930(0.908)	-664(-664)	0.684(0.685)
	Mp3	0.83	0.954(0.949)	-1069(-1075)	0.664(0.662)

※表中の括弧内数値は実験結果を示す。供試体 No.は表-1 に対応している。

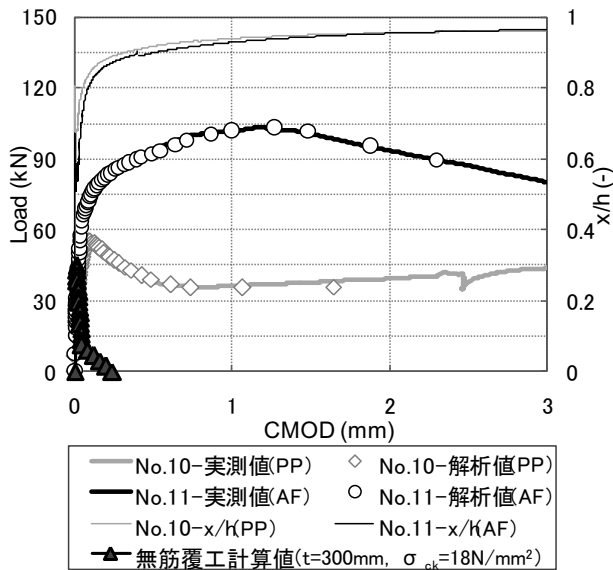


図-8 曲げ試験-Bの荷重とCMODとの関係
(計算上の無筋覆工の耐力を加筆)

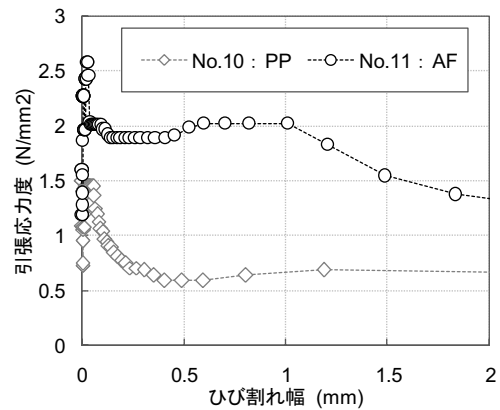


図-9 引張軟化曲線 (曲げ試験-BのFEM逆解析結果)

により得られた曲げモーメントにおおむね一致している。また、中立軸比率やコンクリートの圧縮縁ひずみも計測結果におおむね合致している。したがって、仮定した断面内の応力度分布はおおむね妥当であり、この手法により設計時の曲げモーメントを評価することができると考えられる。なお、中立軸比率の計算値と実験値に若干の誤差があるが、これは、計測値の中立軸比率を最上部と最下部のひずみゲージから推定しているため、その誤差がやや大きくなったことが原因の一つとして考えられる。

表-4より、AFのMa1～Ma3の引張強度 f_t は、図-4(a)に記載した残留引張強度 $f_t=2.0\text{N/mm}^2$ にほぼ近い値となった。また、中立軸比率は全ての計算点で約0.9となった。

一方、PPとSFは、軟化傾向を示しているため、ひずみレベルが小さい段階で曲げモーメントの最大値が発生する。最大曲げモーメントのMs1とMp1においては、中立軸比率が0.71～0.76であり、引張強度 f_t は図-4(b)のNo.5、図-4(c)のNo.9の残留引張強度 $f_t=1.0\text{N/mm}^2$ 、 $f_t=0.8\text{N/mm}^2$ よりもやや大きい値となった。しかし、ピーク後の軟化領域のMs2,3とMp2,3は、中立軸比率が0.9

を超過し、引張強度 f_t は残留引張強度とほぼ同値となった。ここで、参考文献1)では、SFを対象としたピーク付近の曲げ耐力の構造計算において、中立軸比率を0.70と設定している。この値は本結果とおおむね一致している。しかし、同書⁹⁾等には、軟化領域における曲げ耐力に関する記述がないため、この際には、前述した断面内の応力度分布等の情報が参考になると考えられる。

(2) 曲げ試験-Bの試験結果

a) 曲げ試験-Bの結果の考察

図-8に、AFとPPの繊維補強材による曲げ試験-Bの結果を示す。PPによる繊維補強コンクリートの荷重-CMOD曲線は、曲げ試験-A (図-3(c)参照)の傾向におおむね合致している。一方、AFは、当該曲げ試験-Bの方が、ピーク荷重後の軟化挙動が曲げ試験-A (図-3(a)参照)よりもやや顕著である。なお、同図には、一般的な覆工構造(覆工厚 $t=300\text{mm}$ 、 $\sigma_{sk}=18\text{N/mm}^2$ 、無筋構造)の荷重-CMOD曲線の計算値を合わせて示している。この計算値は、参考文献6)に記載されているコンクリートの曲げひび割れ強度と破壊エネルギーを用いた引張軟化曲線を用いて計算した結果である。

同図より、前述した両方の繊維補強コンクリートは、一般的な覆工コンクリート(無筋)よりも巻厚さが

50mm薄いものの、繊維混入によるワーカビリティ確保のために紛体量が増加し、配合強度が必然的に高くなるため、一般的な無筋覆工よりも曲げ耐力が向上している。

また、ひび割れ発生後も、無筋コンクリートが脆性的に破壊するのに対して、これらの繊維補強コンクリートはひび割れ幅が3mm程度に達しても、無筋覆工に比較して大きな耐荷性能を有していることが分かる。

以上から、最大曲げ耐力およびひび割れ後の変形性能を比較すると、繊維補強材を混入した覆工コンクリートは、一般的な厚さ（ $t=300\text{mm}$ ）から50mm程度の薄肉化が可能であると考えられ、繊維補強材の特性によってはさらなる薄肉化を図ることが可能であると考えられる。ただし、覆工厚の薄肉化を検討する上で、火災時の放射熱から支保工を防護するために必要な最小厚や、コンクリート耐久性品質の確保に必要な厚さなどに十分に配慮し、一定厚さ以上は必要となることを認識しておくべきである。

また、図-8の両繊維補強コンクリートと無筋コンクリートのひび割れ後の荷重-CMOD曲線の余裕度より、繊維混入率を例えば0.3vol.%程度に減じる場合についても上記とおおむね同様の結果が得られると予測される。

b) 曲げ試験-Bの結果を用いた引張軟化曲線の推定

曲げ試験-Bから得られた荷重-CMOD曲線から、前述した多直線近似法³⁹⁾を用いてFEM逆解析を実施した。そのFEM逆解析により得られた引張軟化曲線を図-9に示す。

前述した様に、AFに関しては、図-3(a)と図-8との比較から、供試体の桁高さが厚くなると、ピーク荷重後の軟化傾向が若干顕著になっている。一方、図-9より、AFの引張応力度は、ひび割れ幅が1mm以下であれば、曲げ試験-A（図-4(a)参照）とおおむね同様の引張応力度を示すものの、ひび割れ幅1mmを超過すると徐々に軟化の傾向を示している。これが図-8の軟化傾向の原因の1つであるとも考えられる。これは寸法効果の影響とも考えられるが、図-3(c)と図-8との比較から、PPにはこの傾向が見受けられないので、AFの繊維長さやコンクリートの剛性と繊維の引張弾性率との相対的な比率などに依存しているとも考えられる。これらについては、本試験での供試体数が少ないことや補強材特性にも配慮して再評価することが望ましいと考える。

4. まとめ

本試験結果から得られた知見を以下に示す。

- ① 曲げ試験-Aより、AFはSFやPPに比較して、高い曲げ耐力と残留引張応力度を有し、SFとPPは大局的

に同等の曲げ耐力を示した。

- ② 曲げ試験-Aの結果から、ひずみレベルがある程度大きい場合には、断面内応力度分布を図-7の様に設定し、引張応力を残留引張応力度、中立軸比率を0.9程度とすれば、曲げ耐力をおおむね評価することが可能であることが分かった。

- ③ 実物大の曲げ試験-Bの結果から、曲げ耐力の大きさやひび割れ後の変形性能を比較すると、繊維補強材を混入した覆工は、一般的な無筋覆工の厚さから50mm程度の薄肉化を図ることが可能であると考えられる。ただし、覆工の薄肉化を実現するには、別途、耐久性や耐火性などの複数の観点からも考察する必要がある。

- ④ 曲げ試験-AとBとの比較より、AFに関しては、供試体の桁高さが大きくなると、曲げ耐力のピーク後の軟化挙動が若干顕著になる傾向がある。これは寸法効果の影響とも考えられる。しかし、PPにはその傾向が見受けられないため、AFの繊維長さや引張弾性率の特性に依存しているとも考えられる。

短繊維を混入した繊維補強コンクリートの試験結果には、ばらつきが大きいことや同じ材質でも繊維の製法や形状等の差異によって、繊維の力学特性や付着特性が異なる⁹⁾と考えられる。このため、本試験の結果や傾向が全ての条件下に適用できると考えることは適切ではない。曲げ耐力の評価方法を考える際には、これらの問題についても十分に考慮する必要があると考えられる。また、軟化傾向を示す材料に関しては、覆工コンクリートの部材耐力を設計する際に、どの範囲までのひずみを対象とするかで考え方が異なってくるため、対象とするひずみレベルと設計の基本思想を明確にしておく必要があると考えられる。

謝辞：本研究において、FEM 逆解析による繊維補強コンクリートの引張軟化曲線の推定に際しては、参考文献4)の逆解析コードを使用している。当該コードの開発者である岐阜大学内田教授に深く感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 日本鉄鋼連盟：鋼繊維補強コンクリート設計施工マニュアルトンネル編，技報堂出版，2002。
- 2) 東・中・西日本高速道路(株)：トンネル施工管理要領(繊維補強覆工コンクリート編)，2010。
- 3) 栗原哲彦，安藤貴彦，国枝稔，内田裕市，六郷恵哲：多直線近似法による引張軟化曲線の推定と短繊維補強コンクリートの曲げ破壊性状，土木学会論文集，No.532/V-30，pp.119-129，1996。
- 4) 解析プログラム掲載 URL：http://www.jci-net.or.jp/jjci/study/jci_

- 5) 三谷浩二, 武内淳: 繊維補強吹付けコンクリートの仕様と設計手法に関する検討, 日本道路公団試験研究所報告, Vol.35, pp.56-62, 1998.
- 6) 土木学会: 2012 年制定コンクリート標準示方書設計編, pp.34-39, 2012.
- 7) 竹村いずみ・亀谷英樹・椎名貴快・西村和夫: 非鋼繊維で補強した覆工コンクリートの引張軟化特性と曲げ耐力の評価(その 1), 土木学会第 68 回年次学術講演会, 2013.
- 8) 竹村いずみ・亀谷英樹・椎名貴快・西村和夫: 非鋼繊維で補強した覆工コンクリートの引張軟化特性と曲げ耐力の評価(その 2), 土木学会第 68 回年次学術講演会, 2013.

(2013.9.2 受付)

THE CHARACTERISTIC OF TENSION SOFTENING AND EVALUATION OF MEMBER CAPACITY WITH FIBER REINFORCED CONCRETE

Izumi TAKEMURA, Hideki KAMEYA, Takayoshi SHIINA and Kazuo NISHIMURA

The member capacity of steel fiber reinforced concrete can be expected because bearing the tensile stress after the crack occurred. As for the steel fiber reinforced concrete, a quantitative design method of the flexural capacity is proposed. And a lot of construction results that use this design method are reported. On the other hand, the case where the member capacity is quantitatively evaluated for the lining concrete reinforced by non-steel fiber is few.

This paper reports the tension softening characteristic of non-steel-fiber reinforced concrete and the evaluation method of the member capacity from the bending examination.

