

硬化後に採取したコア供試体を用いた 繊維補強コンクリートの曲げタフネス評価

The Study on Bending Toughness Evaluation of Fiber Reinforced Concrete Using Core Specimen

井戸 康浩^{*1}, 田中 徹^{*1}, 仁平 達也^{*2}, 笹田 航平^{*3}
Yasuhiro IDO, Tooru TANAKA, Tatsuya NIHEI and Kohei SASADA

In the case of fiber reinforced concrete, the bending toughness coefficient is important in consideration of the crack dispersion effect. It is not easy to extract prism specimens with real structures.

As a result, the load-displacement curve of the bending toughness test using the core specimen shows that the load tends to increase greatly after cracking and the load-displacement curve is different from that of the conventional prism specimen. Since the fracture mode of the specimen causes bending fracture and shear fracture, When bending toughness coefficient is evaluated by bending fracture, it is thought that it is smaller than the actual value and evaluated on the safety side.

Keywords : Bending toughness, Bending toughness coefficient, Core specimen, Specimen of prismatic, Basalt short fiber
曲げタフネス, 曲げ靱性係数, コア供試体, 角柱供試体, バサルト短繊維

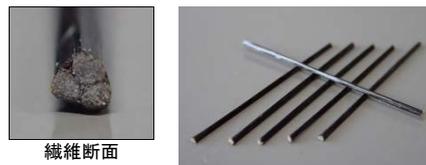
1. はじめに

繊維補強コンクリートは、ひび割れ分散効果やコンクリート片の剥落防止などを目的として様々な構造物に適用されている。その中で一般的に使用されている短繊維は、鋼繊維や有機繊維としてポリプロピレン繊維、ビニロン繊維が挙げられる。これらの短繊維は、それぞれ長所と短所を有しており、鋼繊維では補強効果が高い一方で錆びが発生すること、有機繊維では錆の発生はないものの補強効果は鋼繊維と比較して小さいことや、紫外線劣化する恐れがあるなどの課題がある。

筆者らは無機系材料である玄武岩由来のバサルト繊維に着目し、これを原料としたバサルト短繊維補強コンクリートの開発を行っている²⁾。

写真-1 にバサルト短繊維の外観、表-1 にバサルト短繊維の物性を示す。バサルト短繊維は無機系繊維であることから腐食が生じないことや、紫外線劣化しにくいことが長所として挙げられる。アルカリに対する抵抗性が低いという課題があった。この課題に対しては繊維を被覆する樹脂を改良し、耐アルカリ性を向上させた短繊維を開発し、その結果について報告している³⁾。

繊維補強コンクリートにおいては、ひび割れ分散やコンクリート片の剥落防止効果を期待して使用するため、その性能を評価する曲げ靱性係数が重要となる。曲げ靱性係数は、JSCE-G 552「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」



繊維断面

表-1 バサルト短繊維の外観

表-1 バサルト短繊維の物性

項目		物性等
被覆樹脂		エポキシ樹脂
繊維長	(mm)	40
換算断面積	(mm ²)	0.67
密度	(g/cm ³)	1.83
引張強度	(N/mm ²)	1103
引張弾性率	(kN/mm ²)	27.1
破断時伸び率	(%)	4.5

では角柱供試体 (100×100×400mm) を用いて試験する。フレッシュコンクリートを採取する場合には、鋼製型枠等を使用できるが、施工後の実構造物で実施する場合、角柱供試体を切出すことは、配筋状況などの条件によって採取や加工は容易ではない。また、繊維自体が長期間高アルカリ環境下に供されるため、繊維自体の引張性能の変化、例えば、架橋効果に及ぼす付着性能や引張強度等が変化している可能性も考えられる。加えて幅の大きなひび割れの発生や進展等が発生している場合、これらの原因を把握する必要がある。すなわち、既設構造物における繊維補強コンクリートの性能評価方法を構築する必要があると考えられる。

*1 戸田建設(株)技術開発センター 修士 (工学)

Research and Development Center, TODA CORPORATION, M.Eng.

*2 (公財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 博士 (工学)

Railway Technical Research Institute, Dr.Eng

*3 (公財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 修士 (工学)

Railway Technical Research Institute, M.Eng

そこで前記したバサルト短繊維補強コンクリートをテストケースとして、実構造物から円柱状のコア供試体採取し曲げタフネス試験^{4),5)}を行い、曲げ靱性係数の評価を試みた。

本論文は、バサルト短繊維補強コンクリートの柱試験体からコア供試体採取して3等分曲げ強度試験を実施し、曲げ靱性係数の評価を検討した結果を報告する。

2. 実験概要

2.1 バサルト短繊維補強コンクリート

(1) 使用材料および配合

表-2 に使用材料を示す。使用した材料は、普通ポルトランドセメント、細骨材は陸砂と砕砂の混合砂(7:3)とし、粗骨材は砕石とした。バサルト短繊維はエポキシ樹脂で被覆した長さ40mm、密度1.83g/cm³の繊維を使用した。表-3 にコンクリート配合を示す。配合は水セメント比を50%、単位水量を175kg/m³とした。目標スランプは18.0±2.5cm、目標空気量は4.5±1.5%、バサルト短繊維の添加率は体積の外割で1.0vol.%添加した。

(2) コンクリート製造

コンクリートの製造は、市中のレディーミクストコンクリート工場の実機ミキサーを用いて製造し、1m³を2バッチ(計2m³)練り混ぜた。はじめにバサルト短繊維以外の材料をミキサーへ投入しコンクリートを練り混ぜた後、ミキサー上部の投入口からバサルト短繊維を投入した。バサルト短繊維の投入は、1m³分の18.3kgを1分間でファイバーボールが発生しないようにほぐしながら投入し45秒間練混ぜ、アジテータに積込み試験場所まで運搬した。

(3) 試験項目

表-4 に試験項目を示す。フレッシュ性状は、スランプ、空気量、コンクリート温度の試験に加えて、目視によりファイバーボールの有無や繊維の分散性を確認した。硬化コンクリートは、圧縮強度、静弾性係数、割裂引張強度、曲げタフネス、コア強度およびコア供試体による曲げタフネスについて試験を実施した。曲げタフネスの供試体は、100×100×400mmの角柱とし、コア供試体による曲げタフネスは、φ100×400mmの円柱とした。供試体の養生は標準水中養生とし、各試験はいずれも材齢28日で実施した。

表-2 使用材料

分類(記号)	使用材料
水(W)	上水道水(つくば市)
セメント(C)	普通ポルトランド(密度3.15g/cm ³ ,住友大阪セメント製)
細骨材1(S1)	陸砂(行方産,表乾密度2.58g/cm ³ ,粗粒率2.50)
細骨材2(S2)	砕砂(佐野産,表乾密度2.69g/cm ³ ,粗粒率3.10)
粗骨材(G)	砕石(2005,つくば産,表乾密度2.69g/cm ³ ,粗粒率2.69,実積率60%)
繊維(Fb)	バサルト短繊維(エポキシ樹脂被覆,長さ40mm,密度1.83g/cm ³)
混和剤(Ad)	高性能AE減水剤

表-3 配合表

W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)					Ad (C×%)	バサルト短繊維	
		W	C	S1	S2	G		添加率(vol.%)	添加量(kg)
50	52	175	350	630	280	863	1.3	1.0	18.3

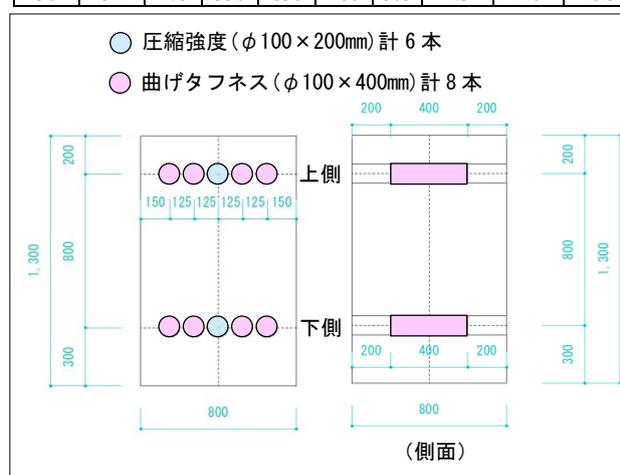


図-1 柱試験体の概要



写真-2 柱試験体の打込み状況

表-4 試験項目

分類	試験項目	規格等	詳細
フレッシュ性状	スランプ	JIS A 1101	目標スランプ 18.0±2.5cm
	空気量	JIS A 1128	目標空気量 4.5±1.5%
	コンクリート温度	JIA A 1156	
	繊維分散性	目視	ファイバーボール等の有無を確認
硬化性状	圧縮強度	JIS A 1108	養生:標準水中,材齢:28日
	静弾性係数	JIS A 1149	圧縮強度試験と同時に実施
	割裂引張強度	JIS A 1113	養生:標準水中,材齢:28日
	曲げタフネス	JSCE-G 552	養生:標準水中,材齢:28日,N=5
	コア強度	-	柱試験体を作製し,材齢28日でコア採取および強度試験を実施
	曲げタフネス(コア供試体)	-	柱試験体を作製し,材齢28日でコア採取および曲げタフネス試験を実施

図-1 に柱試験体の概要を示す。柱試験体の寸法は、鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物⁶⁾を参考に、断面 800×800mm、高さ 1300mm とし、通常の打込み方法を想定して、写真-2 に示すようにバイブレータで適宜締固めを行い、2 層でコンクリートを型枠へ打込んだ。コア供試体は上側と下側の 2 箇所から水平方向に採取し、圧縮強度は $\phi 100 \times 200\text{mm}$ (上側 3 本、下側 3 本の計 6 本)、曲げタフネス試験は $\phi 100 \times 400\text{mm}$ で上側 4 本、下側 4 本の計 8 本に切断し整形した。

2.2 コア供試体による曲げタフネス試験

図-2 にコア供試体による曲げタフネス試験の概要を、図-3 に支点および載荷点の形状を、写真-3 にコア供試体による曲げタフネス試験の状況を示す。コア供試体による曲げタフネス試験は、既往の文献⁴⁾⁵⁾を参考に 3 等分点載荷試験とし、変位の測定点は、図に示した位置に変位計測用のターゲットの治具を接着剤で張り付けて、載荷荷重と同時に変位を測定した。

載荷点および支持点の形状は、既往の文献より 90 度とした。なお、その他の形状として、図-3 に示すようにコア供試体の形状に合わせた半円の弧や、通常の棒状 (180 度) などが考えられるが、半円の弧の場合は、コア採取の精度によっては治具に合わないことや、棒状の場合は支点および載荷点で局部的な破壊が起こる可能性があること、供試体が円柱であるため試験時に安定しないことなどを考慮し 90 度とした。載荷速度は、JSCE-G 552 に準拠し、ひび割れ発生までは荷重制御で毎秒 $0.06 \pm 0.04 \text{N/mm}^2$ となるよう調整し、ひび割れ発生後は変位制御で毎分スパンの $1/500 \sim 1/3000$ の範囲とした。また、JSCE-G 552 の曲げタフネス試験では、スパンの $1/150$ の 2mm までの変位を測定するが、今回は測定可能な範囲の 8.0mm まで測定し、荷重-変位曲線を把握した。

3. 実験結果および考察

3.1 フレッシュ性状および硬化性状

(1) フレッシュ性状

表-5 にフレッシュコンクリート試験の結果を示す。試験結果はそれぞれ、スランプ 20cm、空気量 4.2%、コンクリート温度 23℃であり、いずれの目標値も満足する結果となった。バサルト短繊維は目視によりファイバボールは認められなかった。

(2) 硬化性状

表-6 にフレッシュコンクリートの試験時に採取した供試体における各強度試験の結果を、表-7 にコア供試体強度試験の結果を示す。標準水中養生の材齢 28 日の圧縮強度は 49.4N/mm^2 、静弾性係数は 29.1kN/mm^2 に対して、コア強度は 34.0N/mm^2 、静弾性係数は 26.4kN/mm^2 となり、コア供試体の方が強度は 15N/mm^2 、静弾性係数は 3kN/mm^2 程度が小さくなった。これは、柱打込み時期が 11 月であり、当日の気温が 17℃程度であるなど、外気温が低く養生の影響を大きく受けたためと考えられる。コアの採取

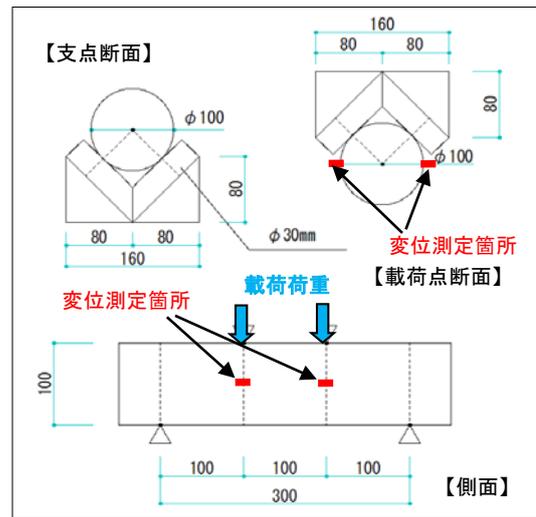


図-2 コア供試体による曲げタフネス試験の概要

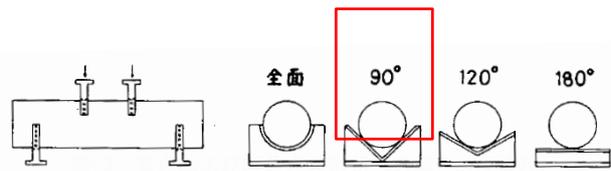


写真-3 コア供試体による曲げタフネス試験の状況

表-5 フレッシュコンクリート試験の結果

項目	試験値
スランプ (cm)	20.0
空気量 (%)	4.2
コンクリート温度 (℃)	23 (外気温 17℃)
繊維分散性	均一に分散

表-6 各強度試験の結果

項目	試験値
圧縮強度 (N/mm^2)	49.4
静弾性係数 (kN/mm^2)	29.1
割裂引張強度 (N/mm^2)	3.62
曲げ強度 (N/mm^2)	5.62
曲げ靱性係数 (N/mm^2)	5.02

※ 養生方法：標準水中、試験材齢：28 日

表-7 コア供試体強度試験の結果

項目	上側	下側	平均値
コア強度 (N/mm^2)	33.5	34.6	34.0
静弾性係数 (kN/mm^2)	26.6	26.1	26.4
密度 (kg/m^3)	2306	2311	2309

位置に着目 (図-1 参照) すると、上側は 33.5N/mm^2 、下側は 34.6N/mm^2 、平均値で 34.0N/mm^2 となった。柱試験体の上下による強度の差は小さく、ブリーディングなどの影響は確認されなかった。静弾性係数と密度も同様の傾向であった。このことから、養生条件により差は見られるものの、バサルト短繊維

補強コンクリートを打込んだ柱試験体内においては、高さ方向対して、圧縮強度や静弾性係数の差は小さいことを確認した。

3.2 コア供試体による曲げタフネス試験

図-4 および図-5 にコア供試体による曲げタフネス試験の結果を、写真-4 にコア供試体の曲げタフネス試験状況を示す。比較用として、図-6 にフレッシュコンクリート試験時に採取した角柱供試体の曲げタフネス試験の結果を示す。

コア供試体による曲げタフネス試験の結果と角柱供試体を用いた結果を比較すると、角柱供試体では、15~20kN でひび割れが発生した後、荷重は変位2.0mm までほぼ横ばいに維持またはやや低下した。これに対して、コア供試体では7~11kN 程度でひび割れが発生した後、12~22kN まで荷重が増加し、2.0~3.0mm をピークに荷重が低下する傾向にあった。これは、断面形状の相違に起因すると考えられる。

図-7 に角柱供試体と円柱供試体の模式図を示す。短繊維コンクリートの引張性能が向上するのは、コンクリートにひび割れが発生し、ひび割れ箇所に短繊維が架橋することに起因する。角柱の場合は断面が一樣であるため、ひび割れの進展に関わらず繊維補強の効果は一定である。一方、円柱の場合は高さ方向に断面積が異なり、コア中心部の面積が大きく、上・下部の面積が小さい。そのため、ひび割れが発生した直後は、繊維補強の効果が小さく、載荷点の変位が大きくなり供試体の中心までひび割れが進展すると繊維補強の面積が大きくなるため、架橋する繊維の量が増加し、荷重が増加すると考えられる。

表-8 にコア供試体を用いた曲げタフネス試験の結果を、写真-5, 6 に試験後の供試体破断状況および破断面を示す。表中にコア供試体の破断位置の判定を示した。破断位置が純曲げ区間以外の箇所が発生した供試体は、上側-4, 下側-2, 3であった。上側-4においてひび割れ発生を観察すると、はじめに純曲げ区間でひび割れが発生し、ひび割れがある程度進展した後、荷重は大きく増加した。その後、純曲げ区間外にひび割れは発生し、荷重は大きく低下した。下側-2, 3も同様な傾向を示し、純曲げ区間外にひび割れが複数本発生した。これは、バサルト短繊維の分布状況によるところが大きいと考えられ、写真-6 に示すようにバサルト短繊維は断面内に均一に分散していないため、純曲げ区間に発生したひび割れ発生箇所に短繊維が多く配置されている場

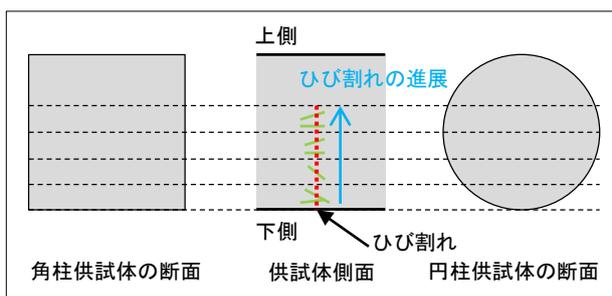


図-7 角柱供試体と円柱供試体の模式図

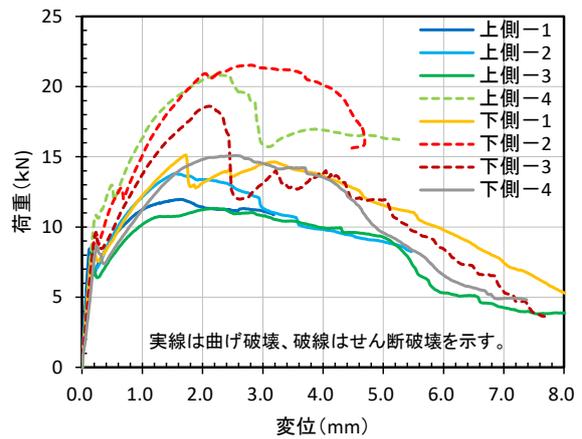


図-4 コア供試体による曲げタフネス試験の結果 (変位 8.0mm まで)

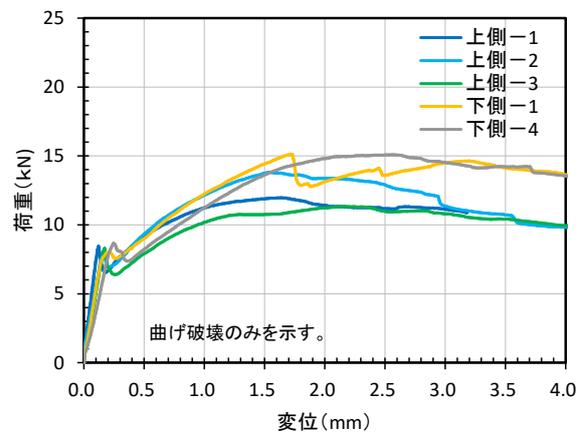


図-5 コア供試体による曲げタフネス試験の結果 (変位 4.0mm まで)

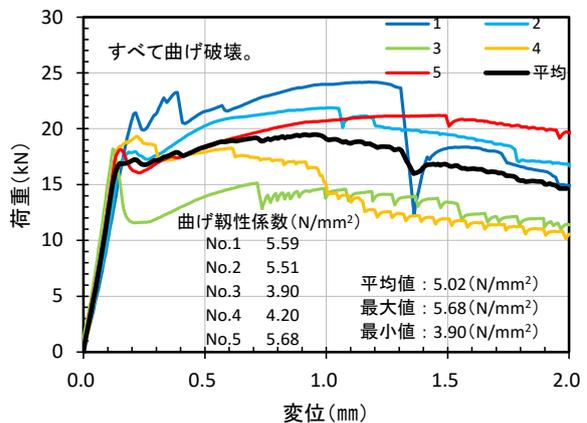


図-6 角柱供試体の曲げタフネス試験の結果



写真-4 コア供試体を用いた曲げタフネス試験状況

表-8 コア供試体を用いた曲げタフネス試験の結果

採取位置	No.	ひび割れ発生荷重 (kN)	最大荷重 (kN)	曲げ強度 (N/mm ²)		曲げ靱性係数 (N/mm ²) ^{*2}				破断位置判定 ^{*1}
				ひび割れ発生荷重時	最大荷重時	変位 2.0mm まで		変位 4.0mm まで		
						試験値	平均値	試験値	平均値	
上側	1	8.40	11.91	4.29	6.08	5.20	5.20	5.37	5.42	○
	2	7.88	13.77	4.02	7.03	5.67		5.80		○
	3	8.37	11.34	4.29	5.81	4.73		5.10		○
	4	10.85	20.81	5.55	10.65	(7.79)		(8.51)		×
下側	1	8.01	15.12	4.10	7.74	5.73	5.60	6.45	6.45	○
	2	9.55	21.50	4.88	10.98	(7.39)		(9.05)		×
	3	9.73	18.59	4.96	9.47	(6.73)		(6.93)		×
	4	8.69	15.10	4.44	7.72	5.46		6.44		○

※1 供試体の破断位置が純曲げ区間の場合は「○」、純曲げ区間外の場合は「×」.

※2 曲げ靱性係数の平均値は、破断位置判定が×の場合を除いた値.

合には、繊維補強の効果が大きくなり、純曲げ区間以外を含めた他の箇所にひび割れが複数発生すると考えられる.

角柱供試体を用いた場合では、そのような傾向は見られることもあるが、本検討においては、コア供試体では 8 本のうち 3 本で発生していることから、円柱供試体の形状が結果に影響を与えている可能性がある. これらの供試体の荷重-変位曲線を見ると、その他の供試体と比較してひび割れ発生後の最大荷重が大きくなった. 上側-4, 下側-2, 3 は、写真-5 に示すように、純曲げ区間外にひび割れが発生していることから、純曲げ区間での破壊（曲げ破壊）よりせん断スパン区間での破壊（せん断破壊）が卓越したと考えられる.

コア供試体の曲げ靱性係数の算定にあたり、曲げ強度は式(1)に示した一般的な弾性式により算出した.

$$\delta_b = \frac{16Pl}{3\pi d^3} \quad (1)$$

- δ_b : 曲げ強度 (N/mm²)
- P : 荷重 (kN)
- L : 支点間距離 (mm)
- d : 供試体直径 (mm)

曲げ靱性係数を算出する上で、破壊モードの異なるせん断破壊モードの結果を含めるのは適切ではないことから、曲げ破壊モードである試験体の結果から曲げ靱性係数を算出するのが適当であると考えられる. なお、破壊モードの差異は、配合条件や載荷条件、供試体の形状に起因すると考えられるため、今後、これらを踏まえた載荷方法を検討する必要もあると考えられる. 曲げタフネスと曲げ靱性係数の算出は、JSCE-G 552 と同様にスパンの 1/150 の変位 2.0mm までと、荷重のピークを確認した以降の 4.0mm までの荷重-変位の面積から算出した. せん断破壊モードと判定された試験体は参考値として記載した. 試験体数は少ないが曲げ靱性係数の平均値を見ると、変位 2.0mm まででは上側は 5.20N/mm², 下側は 5.60N/mm² であり、変位 4.0mm まででは上側は 5.42N/mm², 下側は 6.45N/mm² となり、最大 20% 程度の差が見られた. 図-6 の曲げ靱性係数のばらつきを考慮し、供試体個々のばらつきや、破壊モードの異なる供試体を踏まえると、柱試験体の高さ方向の曲げ性能は概ね同

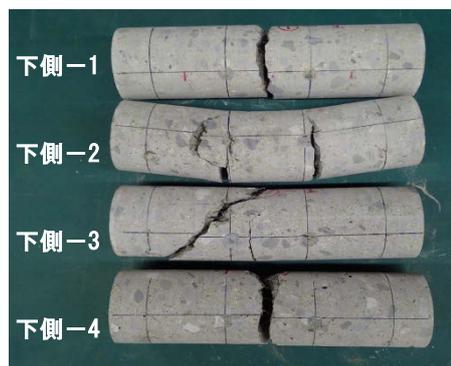
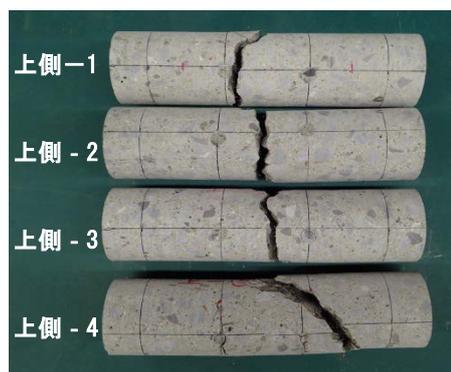


写真-5 試験後の供試体破断状況



写真-6 試験後の供試体破断面

等であると推察される. また、曲げ破壊モードとなった曲げ靱性係数の最大値は、変位 2.0mm では 5.73N/mm², 変位 4.0mm では 6.45N/mm² であった. 目視による評価では、ひび割れ発生荷重が大きい試験体はせん断破壊モードとなっていた. このことから、純曲げ区間とせん断スパン区間での繊維量の差異や分散状況が破壊モードに影響を及ぼす可能性があるといえる.

せん断破壊モードと判定されたコア供試体の荷重-変位関係（図-4 の破線）は、ひび割れ発生荷重以降も、曲げ破壊モードと判定されたコア供試体の荷重-変位関係よりも同一変位における荷重値が大きくなっており、仮にせん断破壊モードとならず荷重が継続した場合、他の曲げ破壊モードのコア供試体よりも曲げ靱性係数が高くなることが推測される。そのため、せん断破壊モードのコア供試体の曲げ靱性係数を考慮していない、曲げ破壊モードのコア供試体のみでの平均値で算出した曲げ靱性係数は小さくなっていると考えられる。

また、断面形状の違いから、角柱試験体と荷重-変位関係が異なることが明らかとなった。そのため、短繊維補強コンクリートの性能の経時変化を評価する場合には、相対的な評価として角柱供試体から得られた曲げ靱性係数と直接比較することは困難であり、硬化後初期のコア供試体の測定結果を踏まえて評価する必要があると考えられる。

以上より、前記したバサルト短繊維補強コンクリートをテストケースとして、コアコンクリートを採取し、曲げタフネス試験により、繊維補強コンクリートの曲げ靱性係数を評価する手法について検討した。異なる破壊モードが混在するため、荷重条件や供試体の形状等に改良の余地はあると考えるが、繊維補強コンクリートの曲げ靱性係数を評価する手法の有効性が示唆された。

4. まとめ

バサルト短繊維補強コンクリートを用いて、コア供試体による曲げタフネス試験を実施し、曲げ靱性の評価を試みた結果、以下のことが明らかになった。

(1) 硬化後に採取したコア供試体を用いた曲げタフネス試験とフレッシュコンクリート試験時に採

取した角柱供試体と比較すると、荷重-変位曲線はひび割れ発生後に荷重が大きく増加し、最大荷重時の変位が大きくなる傾向が見られ、角柱試験体とコア試験体の荷重-変位関係が異なることが分かった。

(2) コア供試体の破断状況より、純曲げ区間で破壊した供試体とせん断スパン区間で破壊した供試体が混在した。これは供試体軸方向の繊維量や分散状況が破壊モードを決定している可能性が考えられる。そのため、曲げ破壊と曲げ破壊が混在している場合、純曲げ区間で破壊した曲げ破壊の供試体から算出した曲げ靱性係数は、曲げ靱性係数を小さく評価していると考えられる。

参考文献

- 1) 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
- 2) 仁平 達也，田中 徹，田中 章，村井 和彦：バサルト短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
- 3) 仁平 達也，笹田 航平，田中 徹，井戸 康浩：バサルト短繊維の耐アルカリ性に関する一考察，土木学会第72回土木学会年次学術講演会，V-547, pp.1093-1094, 2017
- 4) 森野 奎二，西野 昭：コンクリートの円柱供試体による曲げ強度試験方法について，愛知工業大学，愛知工業大学研究報告 B 通号 14, pp.243-253, 1979
- 5) 天明 敏行，池水 貴史，林 俊斉，谷倉 泉，尾原 祐三：円柱供試体を用いた曲げ強度試験方法における強度評価式，材料，Vol.64, No.10, pp.815-821, 2015.10
- 6) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，2004.4