初期ひび割れを有するコンクリートの 凍結融解抵抗性に関する基礎的研究

内藤 英樹¹・林 弘²・齊木 佑介³・山洞 晃一⁴・古賀 秀幸⁵・鈴木 基行⁶

¹正会員 東北大学准教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉6-6-06)

E-mail: naito@civil.tohoku.ac.jp

²松井証券(株) システムグループ (〒102-8516 東京都千代田区麹町1-4 半蔵門ファーストビル6F)

³滑川市 建設部 (〒936-0806 富山県滑川市北野1085)

⁴正会員 (独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部 (〒030-0801 青森県青森市新町2-2-4)

⁵正会員 (株)オリエンタルコンサルタンツ 東北支店 (〒984-0065 仙台市若林区土樋104 OC仙台ビル)

⁶フェロー 東北大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉6-6-06)

模擬ひび割れを導入した無補強コンクリート、繊維補強コンクリート、および鉄筋コンクリート供試体の凍結融解試験を行った。無補強コンクリートと繊維補強コンクリートの実験結果より、材料としては高い凍結融解抵抗性を有するコンクリートを使用した場合でも、模擬ひび割れを導入した供試体では、ひび割れ部に浸入した水の凍結膨張圧によってひび割れが大きく開口・進展することが示された。その一方で、繊維長の長いポリプロピレン繊維は大きなひび割れの開口にも繊維の架橋を保つことから、コンクリート片の落下防止の観点からは有用と考えられた。そして、鉄筋コンクリート供試体の検討では、軸方向鉄筋の拘束によって凍結融解に伴うひび割れの進展を大きく抑制できることを確認した。

Key Words : *freezing and thawing resistance, fiber reinforced concrete, polypropylene fiber, initial crack*

1. はじめに

寒冷地においてコンクリート構造物の耐久性向上を図るためには、凍結融解抵抗性を確保することが重要課題の一つとなる。著者ら¹⁾は、北海道新幹線の鉄道構造物の長期耐久性の確保を目的として、コンクリートの凍結融解抵抗性に関する研究を行っており、これまでに青森県の骨材を用いたコンクリートの凍結融解試験を行い、コンクリートの配合(水セメント比と空気量)と凍結融解抵抗性(相対動弾性係数と質量減少率)の関係を整理した。そして、この検討に基づいて、コンクリート標準示方書²⁾に規定される凍結融解抵抗性を満足するコンクリートの配合条件を示した。

しかし、参考文献 1)に示したコンクリートの配合条件は、初期欠陥のないコンクリートの凍結融解試験に基づくものである。実際の構造物では、様々な要因によってコンクリート表面に巨視的なひび割れが発生することがあり、寒冷地においてはひび割れ部に浸入した水の凍結膨張圧によってひび割れが大きく進展する事例も見られる³⁾。このような損傷は、高架橋の側道や跨道部、跨

線部、トンネル坑口部などのコンクリート片の落下による第三者被害を防止すべき箇所においては、特に対策が必要である。

巨視的なひび割れを有するコンクリートの凍結融解作用下での損傷に関する研究は、幾つか報告されている。橋口ら⁴⁾や今村ら⁵⁾は、厚さ 0.1 mm と 0.3 mm のステンレス板によって模擬ひび割れを導入した無筋コンクリート供試体の凍結融解試験を行っており、凍結融解に伴ってひび割れが大きく進展し、最終的にはひび割れの貫通によって供試体が分断することを報告している。このとき、凍結融解サイクルの増加に伴って、供試体の動弾性係数が著しく低下している。一方、杉木⁶⁾は、ひび割れ幅 0.1~0.3 mm 程度の曲げひび割れを導入した鉄筋コンクリート杭の検討において、凍結融解に伴うひび割れの進展が見られないことを報告している。田畑ら⁷⁾も、金網や鉄線を埋め込んだ鉄筋コンクリート供試体においては、載荷によって貫通ひび割れを導入しても、凍結融解に伴う顕著な損傷や動弾性係数の低下がないことを報告している。しかし、このような初期ひび割れの影響に着目したコンクリートの凍結融解抵抗性に関する研究は少

なく、ひび割れ幅、ひび割れ深さ、コンクリート配合、繊維や鉄筋による補強の有無などをパラメータとして実験データを整理した例はない。このため、コンクリート片の落下を防止すべき箇所において、凍結融解に伴うひび割れやコンクリート片の落下を防止する際にも、具体的な対策の根拠となる実験データが乏しい。

そこで、本研究は、初期ひび割れを有するコンクリートの凍結融解抵抗性に関する基礎的データを収集するため、模擬ひび割れを導入した無補強コンクリート、繊維補強コンクリート、および鉄筋コンクリート供試体の凍結融解試験(水中凍結水中融解法: JIS A 1148 A 法)を行った。なお、これらの供試体は全て 100mm×100mm×400mm の角柱供試体としている。はじめに、無補強コンクリート供試体を用いて、ひび割れ幅、ひび割れ深さ、およびコンクリート配合が凍結融解に伴うひび割れ進展性状に及ぼす影響を検討する。

次に、繊維補強コンクリートのひび割れ進展性状を検討する。近年、トンネルや高架橋におけるコンクリート片の落下事故が大きな社会問題となっており、ポリプロピレン繊維(以下、PP 繊維)を混入したコンクリート片の落下防止が検討されている⁹⁻¹¹⁾。このような繊維補強コンクリートは、繊維の架橋によってコンクリート片の落下防止を期待するものであり、ハンマーを用いた打撃試験⁹⁾(衝撃試験)によってコンクリート片の落下防止効果が確認されている。しかし、ひび割れ部に繰返し凍結融解を受けた繊維補強コンクリートの引張特性を検討した例は著者らが知る限りなく、凍結融解に起因するひび割れ進展やコンクリート片の落下防止に対する PP 繊維の効果は明らかではない。すでに寒冷地の鉄道構造物などにおいても PP 繊維が多く使用されており、耐衝撃性と併せて凍結融解に伴うコンクリート片の落下防止効果が確認できれば、寒冷地におけるコンクリート構造物の長期耐久性の向上にも有用である。そこで、本研究では、3 種類のポリプロピレン繊維と、比較として 1 種類の鋼繊維を用いた繊維補強コンクリートの凍結融解試験を実施する。

そして、かぶりと鉄筋径をパラメータとした鉄筋コンクリート供試体の検討も行った。参考文献 6), 7) を参照する限りでは、鉄筋の拘束によって凍結融解に伴うひび割れの進展が効果的に抑制されることが予想される。本研究では、前記の無補強コンクリートや繊維補強コンクリートと同じコンクリート配合、供試体諸元、実験条件での凍結融解試験結果を比較することにより、鉄筋の補強効果を実験的に示す。なお、実験データの一部¹²⁾¹⁴⁾は既に報告しているが、本研究ではこれらの一連の凍結融解試験も含めて、寒冷地におけるコンクリート片の落下防止対策について考察する。

表-1 凍結融解試験の供試体諸元一覧

(a) 無補強コンクリート供試体

供試体名※	本数	コンクリート配合	初期ひび割れ幅(mm)	初期ひび割れ深さ(mm)
Base1-N	3	Base 1	—	—
Base1-cr10	3		0.3	10
Base1-cr30	9		0.3	30
Base1-cr50	3		0.3	50
Base1-cr30(0.1)	3		0.1	30
Base2-N	3	Base 2	—	—
Base2-cr	3		0.3	30

※ H19 年に各シリーズ 3 体を実施した。H21 年と H22 年に Base 1-cr30 をそれぞれ 3 体実施した。

(b) 繊維補強コンクリート供試体

供試体名	本数	コンクリート配合	繊維種別	繊維の体積混入率(%)	ひび割れの有無※3
PP1-N※1	3	Base 1	PP1	0.05	なし
PP1-cr※1	3				あり
PP2-N※1	3		PP2	0.10	なし
PP2-cr※1	3				あり
PP3-N※2	3	Base 2	PP3	0.50	なし
PP3-cr※2	3				あり
Steel-N※2	3		Steel	0.50	なし
Steel-cr※2	3				あり

※1: H20 年に実施した。 ※2: H21 年に実施した。

※3: 初期ひび割れ幅 0.3mm, 初期ひび割れ深さ 30mm とした。

(c) 鉄筋コンクリート供試体

供試体名※1	本数	鉄筋径	打設面から鉄筋中心位置までの距離(mm)	ひび割れの有無※2
D6-N	3	D6	50	なし
D6-cr	3			あり
D6-cr(70)	3		70	あり
D10-N	3	D10	50	なし
D10-cr	3			あり

※1: H22 年に各シリーズ 3 体を実施した。

※2: 初期ひび割れ幅 0.3mm, 初期ひび割れ深さ 30mm とする。

2. 無補強コンクリート

(1) 実験概要

供試体諸元およびコンクリートの示方配合を表-1(a) および表-2 に示す。供試体概略図を図-1 に示す。供

表-2 コンクリートの示方配合

配合名	粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スラ ンプ (cm)	水セメ ント比 W/C (%)	空気量 (%)	細骨 材率 s/a (%)	単位量(kg/m ³)				
						水 W	セメント C	細骨材 ^{※3} S	粗骨材 ^{※3} G	AE 減水剤 A
Base 1 ^{※1}	25	8±2.5	53	5.5±0.25	40.6	148	279	755	1143	2.790
Base 2 ^{※2}	25	15	51	5.5±0.5	50.7	173	339	875	889	4.068

※1: Base 1 配合では、パイプレータによる締め固め後の状態に対して、空気量とスランプを管理した¹⁾。

※2: Base 2 配合では、突き棒による締め固め後の状態に対して、空気量のみを管理した。

※3: Base 1 配合は、山砂 599 kg/m³、砕砂 156 kg/m³、粗骨材 A 570 kg/m³、粗骨材 B 573 kg/m³を使用した。

Base 2 配合は、山砂 697 kg/m³、砕砂 178 kg/m³、粗骨材 B 889 kg/m³を使用した。

山砂(天然山砂): 表乾密度 2.58 g/cm³, 吸水率 1.6%

砕砂(玄武岩質安山岩): 表乾密度 2.68 g/cm³, 吸水率 2.3%

粗骨材 A (石灰石): 表乾密度 2.70 g/cm³, 吸水率 1.1%

粗骨材 B (玄武岩質安山岩): 表乾密度 2.71 g/cm³, 吸水率 1.1%

図-1 供試体の概略図

試体寸法は 100 mm×100 mm×400 mm の角柱とし、セメントは普通ポルトランドセメントを使用した。本検討では、単位水量およびスランプ値が大きく異なる 2 つのコンクリート配合を用いており、Base 1 と Base 2 のコンクリート配合は、後述する繊維補強コンクリートや鉄筋コンクリート供試体の検討でも使用している。Base 1 は参考文献 1) に示した AE コンクリートの基準配合であり、Base 2 は鉄道構造物の施工実績を参考にした。本研究は、初期ひび割れがコンクリートの凍結融解抵抗性に及ぼす影響を検討するため、図-1 に示すように、打設時にアルミ板を埋め込むことによって模擬ひび割れを導入した供試体(以下、ひび割れ供試体)を作製する。鉄道構造物の設計規準¹⁵⁾に示される許容ひび割れ幅を参考にして、アルミ板の厚さは 0.3 mm を基準とした。さらに、橋口ら⁴⁾の研究を参考にして、ひび割れ深さは 30 mm を基準とした。表-1(a)のように、実験パラメータは、コンクリート配合(Base 1, Base 2)、ひび割れ幅(0.1, 0.3 mm)、ひび割れ深さ(10, 30, 50 mm)とした。供試体数はそれぞれ 3 体を基本としているが、供試体ごとの実験結果のばらつきを検討するため、Base 1-cr30 は供試体数を 9 体とした。

模擬ひび割れの導入は、図-1 に示すように、コンクリートを打設する際にグリースを塗布した幅 100 mm のアルミ板を供試体打設面の中央位置に垂直に埋め込み、打設から 3~4 時間後にアルミ板を引き抜いた⁴⁾。アルミ板は、市販のものを金属用カッターを用いて周辺部か

表-3 実験室内の気温と相対湿度

(a) H19 年供試体

	打設日	1 日	2 日	3 日	4 日	5 日
温度(°C)	28	27	26	27	27	28
湿度(%)	58	72	72	67	67	68

(b) H20 年供試体

	打設日	1 日	2 日	3 日	4 日	5 日
温度(°C)	20	24	27	—	29	29
湿度(%)	58	70	50	—	59	55

(c) H21 年供試体

	打設日	1 日	2 日	3 日	4 日	5 日
温度(°C)	24	26	26	—	22	23
湿度(%)	79	79	79	—	63	79

(d) H22 年供試体

	打設日	1 日	2 日	3 日	4 日	5 日
温度(°C)	29	28	—	—	—	—
湿度(%)	68	76	—	—	—	—

※温度と湿度は、9, 12, 17 時の測定値の平均を示した。

ら 100 mm×100 mm の矩形板に切り出し、カッターによる切断面がひび割れ先端にならないように配置した。目視による観察の範囲では、コンクリート打設の前後でもアルミ板の平面度は保たれており、大きな変形は生じていない。なお、ひび割れ供試体の作製では、ひび割れ部や打設面の処理は特に行っていない。打設後は、鉄道構造物の施工を想定して、気温や湿度を調整せずに実験室内に 5 日間型枠を設置し、その後の材齢 28 日まで実験室内に気中静置した。打設から 5 日間の実験室の気温と相対湿度を表-3 に示す。試験開始前の 3 日間は、この実験室内において水を満たした容器内に供試体を静置し、水を含ませた状態を基準として質量減少率を計測した。

凍結融解試験は水中凍結水中融解法(JIS A 1148 A 法)として、供試体中心部の温度が -18~+5 °C に変化するように、300 サイクルの温度履歴を与えた¹⁶⁾。別途作製

図-2 無補強コンクリートの質量減少率

図-3 無補強コンクリートの相対動弾性係数

したテストピース ($\phi 100 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$) による試験開始時 (材齢 28 日) の圧縮強度試験の結果は, Base 1 配合が 33.5 MPa, Base 2 配合が 41.1 MPa であった.

(2) 質量減少率および相対動弾性係数

ひび割れのない供試体について, 20 サイクル毎の質量減少率と相対動弾性係数をそれぞれ図-2 と図-3 に示す. これらは, 供試体シリーズごとの平均値を示した. 本実験のひび割れを導入した供試体では, たわみ振動よりも縦振動計測の方が, ひび割れの進展が大きい場合にも共鳴振動数を妥当に評価することができた¹⁷⁾. そこで, JIS A 1127 に準じて, 共鳴振動試験 (縦振動) により動弾性係数を評価した¹⁶⁾.

$$E_D = 4.00 \times 10^{-3} \frac{L}{A} m f^2 \quad (1)$$

ここで, E_D は動弾性係数 (MPa), L は供試体の長さ (mm), A は供試体の断面積 (mm^2), m は供試体の質量 (kg), f は縦振動の一次共鳴振動数 (Hz) である.

図-2 より, Base 1-N および Base 2-N 供試体の 300 サイクル時の質量減少率は 2~3% 程度であり, 目視で確認する限り, 両者のコンクリート表面の損傷状況には大きな差異はなかった. なお, 図-2 の質量減少率では, 40~60 サイクル程度まで吸水による質量の増加が見られ, 図-3 の相対動弾性係数にも水和反応と考えられる硬化が確認された. 後述する実験データも含めて水和反応の影響を除去していない結果ではあるが, 図-3 に示すように, ひび割れを導入しない Base 1-N および Base 2-N 供試体の動弾性係数の変化より, 表-2 に示すコンクリート配合 (Base 1, Base 2) はいずれも凍結融解抵抗性の高い AE コンクリートであると考えられる.

(3) ひび割れ深さ

模擬ひび割れを導入した Base 1-cr30 や Base 2-cr 供試体

0 サイクル

77 サイクル

100 サイクル

(a) 供試体側面のひび割れ進展状況

(b) 破断面 (100 サイクル)

写真-1 Base1-cr30 供試体の損傷状況

では, 供試体ごとの損傷程度が大きくばらついたが, 凍結融解サイクル数の増加に伴ってひび割れの進展が目視でも確認された. ひび割れ供試体の損傷状況の一例を写真-1 に示す. 写真-1 (a) に示すように, 供試体の側面から凍結融解に伴うひび割れの進展が目視によって確認

できた。これは、ひび割れ部に浸入した水の凍結膨張圧によってひび割れが開口したものと推察される⁴⁾。さらに、ひび割れの進展に伴って共鳴振動数も低下した。写真-1の損傷状況や、図-2と図-3のひび割れの無い供試体の実験結果から、共鳴振動数が低下する要因は材料劣化によるものでなく、巨視的なひび割れの進展に起因していると考えられる。

凍結融解サイクル数とひび割れ深さの関係を整理する。供試体の側面に現れるひび割れの先端は極めて小さく、目視によってひび割れ深さを正確に計測することは容易ではない。そこで、著者ら^{13,17)}は、ひび割れの進展に伴って供試体の一次共鳴振動数が低下することに着目して、共鳴振動試験に基づくひび割れ深さ推定式を提示した。ひび割れ深さ推定式は、図-1に対してひび割れ深さとFEM解析(固有値解析)から得られる一次共鳴振動数との関係を回帰することによって得た。解析条件などの詳細は、参考文献13), 17)に示した。式(2)のひび割れ深さと共鳴振動数との関係を図-4に示す。

$$d = 100 - 97.161 \left(\frac{f}{f_0} \right)^{3.633} \quad (2)$$

ここで、 f は縦振動による一次共鳴振動数(Hz)、 d はひび割れ深さ(mm)、 f_0 はひび割れがない供試体の共鳴振動数(Hz)である。ただし、式(2)は図-1に示すように、アルミ板による模擬ひび割れを想定したFEM解析に基づく評価式であり、実際のひび割れに見られる微細な先端形状や骨材のかみ合わせなどを考慮したものではなく、奥行き方向のひび割れ深さを一様と仮定した。また、式(2)は100 mm×100 mm×400 mmの角柱供試体に対してのみ適用可能である。

角柱供試体60体^{13,17)}の共鳴振動試験より得られる共鳴振動数 f とひび割れ深さ d との関係を図-4に併せて示す。ここでは、60体の供試体には凍結融解を与えずに、式(2)による初期ひび割れ深さの推定精度を検討している。以降では、共鳴振動数に着目して、式(2)によって供試体のひび割れ深さを推定する。

無補強コンクリート供試体について、凍結融解サイクル数とひび割れ深さの推定値の関係を図-5に示す。供試体ごとのばらつきが大きい実験結果ではあるが、初期ひび割れ深さを变化させたBase 1-cr10, Base 1-cr30, Base 1-cr50の比較では、初期ひび割れ深さが大きいほど300サイクルまでにひび割れが貫通して供試体が分断する割合が多い。なお、Base 1-cr10のように初期ひび割れ深さが小さくても、最終的には供試体が分断する供試体も見られた。また、ひび割れ幅0.1 mmのBase 1-cr30(0.1)供試体でもひび割れが進展するものが見られ、ひび割れ幅(0.1, 0.3 mm)による明確な差異は見出せなかった。以上より、材料としては高い凍結融解抵抗性を有するコンクリート

図-4 ひび割れ深さと共鳴振動数の関係^{13,17)}

図-5 無補強コンクリートのひび割れ深さ

であっても、わずかな初期ひび割れが存在し、水の供給がある箇所においては、凍結融解に伴うひび割れの進展が顕在化する可能性が示唆された。

Base 2_cr供試体でも、3体の供試体がそれぞれ40, 100, 120サイクルまでにひび割れが貫通して供試体が分断した¹⁴⁾。Base 1_crやBase 2_cr供試体および後述するひび割れ供試体において、各シリーズの中でも供試体ごとのばらつきが大きく表れた。ひび割れ先端の形状や骨材との位置関係、および骨材とセメント界面の特性などによって実験結果が大きくばらつくと考えられたが、本実験の条件および計測の範囲ではその理由を明らかにすることはできなかった。今後、さらに多くの実験データを収集し、メカニズムの面からも検討する必要がある。

3. 繊維補強コンクリート

(1) 凍結融解試験

a) 実験概要

繊維補強コンクリートの供試体諸元を表-1(b)に示す。

表-4 繊維の特性

繊維名	標準体積 混入率(%)	長さ (mm)	換算直径 (μm)	比重 (g/cm^3)	ヤング係数 (MPa)	引張強度 (MPa)	繊維形状
PP1 繊維	0.05	12	64.8	0.91	5000	530	単繊維
PP2 繊維	0.10	12	300	0.91	4000	670	網目状繊維
PP3 繊維	0.50	48	680	0.91	—	500	単繊維(X断面)
Steel 繊維	0.50	40	900	7.85	—	980	フック型※

※Steel 繊維の形状：

表-5 繊維補強コンクリートのスランプ値, 空気量, および強度試験の結果

供試体名	スランプ値 (cm)	空気量 (%)	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	静弾性係数 (MPa)	動弾性係数 (MPa)
Base1-N	10.0	6.3	33.5	2.03	21800	36600
PP1-N	8.0	6.0	31.8	2.25	21600	35000
PP2-N	9.5	8.2	29.1	1.89	20000	34300
Base2-N	21.5	5.5	41.1	3.17	23600	34900
PP3-N	15.5	6.2	40.4	3.20	22700	33800
Steel-N	20.5	6.4	39.2	3.40	24200	34800

図-6 繊維補強コンクリートの質量減少率

図-7 繊維補強コンクリートの相対動弾性係数

本研究では、表-4 に示す 3 種類のポリプロピレン繊維 (PP1, PP2, PP3) と、比較として 1 種類の鋼繊維 (Steel) を検討する。PP1 繊維と PP2 繊維は繊維長が短く、繊維形状 (単繊維, 網目状繊維) とアスペクト比が異なる 2 種類を選定した。これらのコンクリート配合は、表-2 に示した Base 1 配合に繊維を混入した。また、大きなひび割れの開口に対しても繊維の架橋が保たれることを期待して、繊維長の長い PP3 繊維を選定した。繊維長の長いポリプロピレン繊維を使用した場合には、スランプが大きく低下するため、PP3 繊維や Steel 繊維では単位水量が大きいコンクリート配合として、表-2 の Base 2 配合に繊維を混入した。表-1(b)や表-4 に示す体積混入量は、施工性やハンマーによる打撃試験 (耐衝撃性) に基づいて定め

られたそれぞれの繊維の標準体積混入量である。

模擬ひび割れの導入や凍結融解試験の方法などは、前記の無補強コンクリート供試体と同様である。

b) 材料試験

フレッシュコンクリートのスランプと空気量を表-5 に示す。ここに示す空気量は、いずれも突き棒による締め固め後の値である。繊維長が長い PP3 繊維を混入することによってスランプが大きく低下した。一方、PP1 繊維, PP2 繊維, Steel 繊維を混入してもスランプはほとんど低下しなかった。表-5 に示す空気量より、PP2 繊維 (網目状繊維) は空気が付着しやすく、繊維混入量の増加とともにコンクリート中のエントラップドエアが増加したと推察される。これに対して、PP1, PP3, Steel 繊維はい

写真-2 繊維補強コンクリートの損傷状況

ずれも単繊維であり、繊維混入量による空気量の変化はPP2繊維と比較して小さかった。

材齢 28 日における強度試験の結果を表-5 に併せて示す。空気量が多い PP2 試験体では Base 1 試験体に対して圧縮強度や引張強度が若干低下したが、PP1, PP3, Steel 試験体では繊維の混入による圧縮強度、引張強度、静弾性係数および動弾性係数に大きな変化はなかった。

c) 質量減少率および相対動弾性係数

ひび割れのない繊維補強コンクリートの質量減少率および相対動弾性係数をそれぞれ図-6 および図-7 に示す。これらの実験結果は、供試体シリーズごとの平均値を示した。図-6 より、300 サイクルでも質量減少率は2~3%程度であり、図-2 に示した Base 1-N や Base 2-N と比較して、繊維の混入が質量減少率に及ぼす影響は小さかった。なお、コンクリート表面の損傷状況についても、繊維混入の有無や繊維種別による顕著な差異はなかった。図-7 より、ひび割れのない4種類の繊維補強コンクリートでも水和による硬化が見られ、動弾性係数の低下は小さかった。

d) ひび割れ深さ

繊維補強コンクリートを用いても、ひび割れ供試体では、凍結融解サイクル数の増加とともにひび割れが進展した。前記の無補強コンクリートと同様に、これらは同じ条件で作製した3体の供試体であっても、ひび割れの進展や共鳴振動数の低下は大きくばらついた。各供試体の損傷状況を写真-2 に示す。20 サイクル毎の共鳴振動試験の結果を式(2)に代入することによって得られるひび割れ深さの推定値を図-8 に示す。図-8 より、4種類のいずれの繊維補強コンクリートでも、凍結融解に伴うひび割れの進展を防ぐことはできなかった。特に、

図-8 繊維補強コンクリートのひび割れ深さ

Base 1 配合を用いた PP1-cr や PP2-cr では、図-5 に示した無補強コンクリート (Baes 1-cr30) よりも 300 サイクルまでにひび割れが貫通する供試体の割合が多い。PP1, PP2, PP3 繊維は、ハンマーを用いた打撃試験 (衝撃試験) によってコンクリート片の落下防止効果が確認されているが、凍結融解に着目した本検討においては、3種類のポリプロピレン繊維によるひび割れ抑制効果は得られなかった。また、鋼繊維を混入した Steel-cr 供試体でも、300 サイクルまでひび割れの進展を抑制できなかった。

しかし、写真-2(a),(b) に示すように繊維長の短い PP1-cr と PP2-cr 供試体では、ひび割れの進展によって供試体が分断したが、写真-2(c) に示す繊維長の長い PP3-cr 供試体では、ひび割れ貫通後も繊維がひび割れを跨いで架橋しており、写真-3 に示すように 300 サイクル後のひび割れが大きく開口した状態であっても、コンクリ

ート片が落下することはなかった。すなわち、PP3 繊維はひび割れの進展は防げないが、コンクリート片の落下防止に対しては有用と考えられる。なお、鋼繊維を混入した Steel-cr 供試体でも、ひび割れの貫通と同時に供試体が分断することはなかったが、300 サイクルまで凍結融解を与えた結果、繊維の架橋による引張抵抗力は失われており、供試体は容易に分断した。繊維長が長い鋼繊維であっても、ひび割れ面に凍結融解を受ける中でコンクリートと繊維の付着を強固に維持できない限り、コンクリート片の落下防止は期待できないと考えられる。

以上より、繊維補強コンクリートの検討では、繊維長が長い PP3 繊維を使用した場合のみ、ひび割れによって供試体が分断することはなかった。以降では、300 サイクルの凍結融解試験を終えた 3 体の PP3-cr 供試体の曲げ載荷試験を行い、繊維の架橋によるひび割れ面の引張特性を検討する。さらに、解析的検討を加え、繊維単体の引抜強度を同定する。

PP3-cr 供試体 (300 サイクル)

写真-3 コンクリート片の落下防止効果 (PP3 繊維)

(2) 曲げ載荷試験

a) 実験概要

図-8 に示すように、PP3-cr 供試体はいずれも 160～180 サイクルにひび割れが供試体を貫通したが、その後も 300 サイクルまで凍結融解を与え続けた。曲げ載荷試験に用いる供試体の一覧を表-6 に示す。曲げ載荷試験は、凍結融解試験に用いた 3 体の供試体 (PP3-cr) に加えて、凍結融解を与えずに実験室において水を満たした容器に水中保管していた 4 体の供試体 (以下、健全供試体) も検討した。健全供試体は、PP3 繊維を混入した PP3-nd 供試体が 2 体、鋼繊維を混入した Steel-nd 供試体と繊維

表-6 曲げ載荷試験に用いた供試体一覧

	供試体数	繊維種類	凍結融解作用
Base2-nd	1	なし	なし (健全供試体)
Steel-nd	1	Steel	
PP3-nd	2	PP3	
PP3-cr	3	PP3	300 サイクル

写真-4 曲げ載荷試験 (PP3-nd 供試体)

図-9 健全供試体の曲げ載荷試験

図-10 凍結融解を受けた供試体の曲げ載荷試験

図-11 繊維の埋め込み長さの分布

表-7 繊維の破断および引抜本数

供試体名	凍結融解作用	破断本数の割合	引抜本数の割合	総本数
PP3-nd-1	なし	35 %	65 %	43 本
PP3-nd-2		45 %	55 %	62 本
PP3-cr-1	300 サイクル	11 %	89 %	63 本
PP3-cr-2		14 %	86 %	36 本
PP3-cr-3		15 %	85 %	41 本

を混入しない Base 2-nd 供試体が 1 体ずつである。供試体寸法は、凍結融解試験の供試体と同一である。4 体の健全供試体は、PP3-cr 供試体との統一を図るため、供試体中央にコンクリートカッターによって 30 mm のノッチを導入して曲げ載荷試験を行った。すなわち、健全供試体の下縁から 30 mm 区間には、繊維の架橋はない。

曲げ載荷試験では、荷重－変位関係におけるポストピーク挙動を評価するため、変位制御が可能な超緩速載荷試験機を用いた。3 点曲げ載荷試験の載荷状況を写真-4 に示す。試験方法は、支点間距離を 300 mm とした 3 点曲げ載荷とし、載荷点の荷重と変位を測定した。載荷速度は載荷点の変位が 0.05 mm/s となるように制御した。

b) 荷重－変位関係

凍結融解を受けない健全供試体の荷重－変位関係を図-9 に示す。繊維を混入しない Base 2-nd 供試体の荷重－変位関係では、スパン中央のひび割れ発生に伴って最大荷重後に急激な荷重低下が見られたが、鋼繊維を混入した Steel-nd 供試体では、最大荷重後は徐々に荷重が低下した。PP3 繊維を混入した PP3-nd 供試体の荷重－変位関係では、最大荷重後に Base 2-nd 供試体と同様に急激な荷重低下を示したが、その後、変位の増加とともに荷重

図-12 引き抜けた繊維の方向角の分布

が増加し、鉛直変位 2~4 mm 付近(以下、第 2 ピーク)において再び荷重が緩やかに低下した。このように、鋼繊維とポリプロピレン繊維による繊維補強コンクリートの曲げ特性(荷重－変位関係)は大きく異なった。宮崎ら¹⁸⁾は鋼繊維およびポリプロピレン繊維を用いた繊維補強モルタルの一軸引張試験によって繊維－モルタル間の引抜特性を検討しており、鋼繊維では最大引抜抵抗時の繊維のすべり量が 1 mm 以下であるのに対して、ポリプロピレン繊維の最大引抜抵抗時の繊維のすべり量は 1.5~3 mm になることを報告している。すなわち、Steel-nd 供試体では、供試体に曲げひび割れが発生すると、鋼繊維は即時に大きな引抜抵抗力を発揮するため、荷重－変位関係では最大荷重後の急激な荷重低下は見られない。一方、ポリプロピレン繊維は供試体に曲げひび割れが発生しても、ひび割れの開口が小さい範囲では繊維の引抜抵抗力がほとんど発揮されないため、無補強コンクリートと同様に最大荷重後の急激な荷重低下が生じるが、その後は

図-13 繊維単体の引抜抵抗曲線のモデル

繊維のすべり量が 1.5~3 mm になるまで荷重が増加したと考えられる¹⁸⁾。

凍結融解試験後の PP3-cr 供試体と凍結融解を受けない健全供試体 (PP3-nd) の荷重-変位関係の比較を図-10に示す。健全供試体 (PP3-nd) の最大荷重 (第 1 ピーク) はコンクリートの引張特性に起因するため、荷重前にひび割れが貫通している PP3-cr 供試体では第 1 ピークは表れない。さらに、PP3-cr 供試体では第 2 ピークも健全時から低下している。ひび割れ面に凍結融解が作用することにより、繊維の引抜特性が低下したと考えられる。

c) ひび割れ面の繊維の状況

曲げ荷重試験後に 2 つに分断した試験片の両方のひび割れ面を目視で観察し、繊維の埋め込み長さとしひび割れ面からの角度 (以下、繊維の方向角) を測定した。ここで、方向角はひび割れ面に対して垂直方向を 0° として、全方向から見た傾きの最大値を示す。すなわち、ひび割れ面と水平に配置される繊維の方向角は 90° である。ただし、繊維の埋め込み長さとし方向角は、それぞれノギスと分度器によって測定しているため、その精度については高くない。

ひび割れ面を跨ぐ PP3 繊維は、破断あるいは引き抜きのいずれかに分類される。目視によって確認された各供試体の繊維の破断本数と引抜本数を表-7 に示す。供試体ごとにひび割れ面を跨ぐ繊維本数は $100\text{ mm} \times 70\text{ mm}$ の断面内に 36~63 本の範囲にあった。ひび割れ面に凍結融解が作用した PP3-cr 供試体では健全供試体と比較して、明らかに繊維の引抜本数の割合が多い。目視によって得た繊維の埋め込み長さおよび方向角の分布をそれぞれ図-11 および図-12 に示す。これらの図は、PP3-nd 供試体では 2 体、PP3-cr 供試体では 3 体の合計を示した。なお、繊維が破断している場合には、ひび割れ面から繊維

を取り出して埋め込み長さを測定したが、方向角は確認できなかった。このため、図-12 の方向角の分布は、引き抜けた繊維のみの情報である。図-11 より、繊維長 48 mm に対して埋め込み長さが 20~25 mm の繊維本数は少なかったが、0~20 mm までは概ね均等に繊維が分布していた。Robins et al.¹⁹⁾ は、コンクリート中の鋼繊維の配向状態を X 線透過撮影による画像解析から明らかにしており、埋め込み長さは一様分布になることを報告している。Gasparini et al.²⁰⁾ も理論的に埋め込み長さは一様分布になることを指摘している。図-11 より、凍結融解を受けない健全供試体 (PP3-nd) では、埋め込み長の増加に伴って繊維が破断する割合が増加している。一方、凍結融解を受けた PP3-cr ではいずれの埋め込み長さに対しても繊維が破断する割合は少ない。後述する繊維の方向角の影響と、凍結融解によって繊維とコンクリートの付着が低下したために、PP3-cr では繊維の破断よりも引き抜けが先行したと考えられる。

また、図-12 に示す繊維の方向角の分布より、健全供試体では、繊維の多くがひび割れ面に対して垂直方向に配置されていた。これに対して、アルミ板によって模擬ひび割れを導入した PP3-cr 供試体では、繊維の方向角に特定の傾向を見出せなかった。なお、ひび割れ供試体では、打設時に幅 100 mm のアルミ板をバイブレータをかけながらコンクリートに埋め込み、さらに木槌を用いて締め固めと打設面の整形を行った。2 種類の供試体で異なる繊維方向角の分布となった理由は、繊維長 48 mm に対する型枠形状の関係^{19),21)} や打設方法などが考えられたが、実験データに基づいて明らかにはできなかった。

以降では、破断面の観察によって得られた繊維の位置、本数、埋め込み長さ、方向角を用いた断面の釣合い計算によって、繊維の引抜特性を解析的に評価する。

図-14 コンクリートの応力-ひずみ関係

(a) PP3-nd-1 供試体

(b) PP3-nd-2 供試体

図-15 健全供試体の再現解析

(a) PP3-cr-1 供試体

(b) PP3-cr-2 供試体

(c) PP3-cr-3 供試体

図-16 凍結融解を受けた供試体の再現解析

(3) ポリプロピレン繊維の引抜特性

a) 解析モデル

Hugo and Nemkumar²²⁾ は繊維の引抜特性を考慮した断面解析の手法を提示している。この断面解析の中に、i) コンクリートの応力-ひずみ関係、ii) ひび割れ面を跨ぐ繊維の位置、埋め込み長さおよび方向角、iii) 繊維の引抜抵抗曲線、の3つを組み込むことによって、繊維補強コンクリートの曲げ特性を評価する。以降では、曲げ載荷試験によって得られた荷重-変位関係に整合するよ

うに PP3 繊維の引抜抵抗曲線を同定する。これによって、凍結融解による繊維の引抜抵抗力の低下を明らかにする。

曲げ載荷試験後に目視で確認した繊維の情報を基にして、断面の釣合い計算により繊維の引抜抵抗曲線を求める。目視による観察では、破断した繊維の方向角が確認できなかったため、図-12 を参考にして、健全供試体 (PP3-nd) では、破断した繊維の方向角を 0° とした。また、模擬ひび割れを導入した PP3-cr 供試体では、繊維方向角に偏りが見出せなかったため、Robins et al.¹⁹⁾ の研究を参

考にして、破断した繊維の方向角を 30° とした。なお、表-7 に示したように、凍結融解を受けた PP3-cr 供試体において破断した繊維は全体の 1 割程度であるため、繊維の方向角の仮定は解析結果に大きく影響しない。

本解析で仮定した繊維単体の引抜抵抗曲線のモデルを図-13 に示す。図-13 の引抜抵抗曲線は、椿ら^{23,24)}の手法を参考にして、繊維の埋め込み長さ l と方向角の影響を考慮した。椿ら^{23,24)}の手法は鋼繊維を想定したモデルであるが、ここでは、既往のポリプロピレン繊維の引抜抵抗曲線の実験値¹⁸⁾との整合性を確認しながら、図-13 のモデルを使用した。なお、凍結融解などによって繊維の引抜特性が変化する場合には、図-13 の解析モデルの妥当性を検討する必要があるが、ここでは凍結融解を受けた PP3-cr 供試体に対しても、図-13 の引抜抵抗曲線の形状を仮定して解析を行った。

コンクリートの応力-ひずみ関係を図-14 に示す。引張域における応力-ひずみ関係は、一軸引張強度に達するまでは弾性を仮定した。一軸引張強度に到達後は、Wells and Sluys²⁵⁾や車谷ら²⁶⁾の研究を参考にして、式(3)のひび割れの開口に伴う引張軟化曲線を仮定した。

$$f_{coh} = f_T \exp\left(-\frac{f_T}{G_f} \cdot w_i\right) \quad (3)$$

ここで、 f_{coh} はひび割れ発生後の結合応力 (MPa)、 f_T は一軸引張強度 (MPa)、 G_f は破壊エネルギー (N/mm)、 w_i はひび割れ幅 (mm) である。これらのパラメータは、図-9 の健全供試体 Base 2-nd の曲げ載荷試験によって得られた荷重-変位関係に基づいて定めた。

b) 解析結果

図-15 に健全供試体 (PP3-nd) の実験結果と解析結果の比較を示す。繊維補強コンクリートの解析結果は、第 2 ピークが一致するように図-13 の繊維の最大引抜抵抗力 (引抜強度) を与えている。図中の引抜強度は、埋め込み長さ $l=24\text{ mm}$ 、方向角 $\theta=0^\circ$ として示した。第 2 ピーク以降の実験結果と解析結果が異なるのは、実験では繊維の幾つかは破断によって引抜抵抗力が失われるのに対し、解析モデルでは繊維の破断を考慮していないためである。

凍結融解を受けた PP3-cr 供試体の実験結果と解析結果の比較を図-16 に示す。これらの解析結果も実験結果に整合するように繊維の引抜強度を与えた。図-15 や図-16 の図中に示すように、健全供試体 (PP3-nd) における繊維単体の引抜強度の平均値が 180 N であるのに対して、凍結融解を受けた PP3-cr 供試体の引抜強度の平均値は 125 N に低下した。このことから、ひび割れ面に凍結融解が作用することにより、繊維の引抜強度が健全時と比較して 70% 程度まで低下することが示された。

しかし、凍結融解を受けた PP3 繊維は、依然として

繊維単体が 125 N 程度の引抜抵抗力を有している。これは、PP3 繊維がわずか 1 本でも、12 kg 程度のコンクリート片の重さに耐えることができる。すなわち、表-7 に示した繊維の配置状況や凍結融解による引抜強度の低下を考慮しても、PP3 繊維を標準量程度混入すれば、コンクリート片の落下防止に対して有用であると考えられる。なお、このような引抜強度の低下は、凍結融解による繊維とペーストの界面における摩擦抵抗の低下などによって生じると考えられる。上記は PP3 繊維を用いた検討であり、繊維形状や繊維の長さ、あるいは繊維とセメントの材料特性などによって、引抜強度の低下は異なると予想される。今後、繊維の引抜強度の低下メカニズムを解明することが課題である。

4. 鉄筋コンクリート

(1) 実験概要

上記の検討によって、繊維長の長いポリプロピレン繊維は、凍結融解に伴うコンクリート片の落下防止には有用であるとの知見を得た。しかし、コンクリート片の落下を防ぐことができても、コンクリート部材に過大なひび割れが生じることは耐久性や使用性、あるいは美観上の観点からも望ましくない。既往の研究^{9,7)}を参照する限りでは、鉄筋コンクリート (以下、RC) 構造では、凍結融解に伴うひび割れ進展が鉄筋によって抑制されることが予想される。そこで、以降では、模擬ひび割れを導入した RC 供試体の凍結融解試験を行った。

RC 供試体の諸元を表-1(c) に示す。D6-cr と D10-cr 供試体では、断面 (100 mm × 100 mm) の中心位置に長さ 400 mm の異形鉄筋 1 本を埋め込んだ。打設時に鉄筋を型枠内に固定するため、型枠の両端には鉄筋径に相当する孔を空けた厚さ 12 mm の木製板を設置した。このため、RC 供試体の長さは 376 mm である。D6 および D10 鉄筋を使用した際の軸方向鉄筋比は、それぞれ 0.32% および 0.71% である。これらの異形鉄筋の材質は SD 345 とした。また、D6 鉄筋を用いた供試体については、打設面から鉄筋中心位置までの距離を 70 mm とした供試体も作製し、かぶりの影響を検討した。RC 供試体のコンクリート配合は、表-2 の Base 1 配合を使用した。

ひび割れの導入および凍結融解試験の方法は、無補強コンクリートや繊維補強コンクリートと同様である。

(2) 質量減少率および相対動弾性係数

質量減少率と相対動弾性係数を図-17 と図-18 に示す。これらは 3 体の平均値として実験結果を示した。D6-N と D10-N 供試体でも水和による硬化が見られ、300 サイクルまでの質量や相対動弾性係数の低下は小さい。

図-17 鉄筋コンクリートの質量減少率

図-18 鉄筋コンクリートの相対動弾性係数

(3) ひび割れ深さ

式(2)を導出する際のFEM解析¹³⁾では、鉄筋のない無補強コンクリート供試体を対象とした。一方、同一バッチのコンクリートによる無筋供試体、D6-N 供試体、D10-N 供試体の0サイクル時の共鳴振動数(縦振動)は、それぞれ4803 Hz, 5129 Hz, 5216 Hzであり、鉄筋が共振周波数に及ぼす影響は小さいと考えられる。また、別途行った断面中心にD6鉄筋やD10鉄筋を埋め込んだ供試体のFEM解析の結果でも、ひび割れが鉄筋位置に到達するまで(ひび割れ深さ d が50mm以下)は、式(2)とこのFEM解析の結果が良好に一致することを確認した。図-19に示す300サイクルまでのひび割れ深さの推定値がいずれも50mm程度以下であることから、以降では、RC供試体に対しても式(2)を用いてひび割れ深さを推定した。

凍結融解サイクル数とひび割れ深さの関係を図-19に示す。3種類のひび割れ供試体(D6-cr, D6-cr(70), D10-cr)の0サイクル時のひび割れ深さは20~30mm程度の範囲にあり、図-5や図-8に示した無補強コンクリートや繊維補強コンクリートの場合と比較しても、RC供試体のひび割れ深さを良好に推定できた。図-19より、RC供試体では、図-5や図-8に示した鉄筋のない供試体とは異なり、凍結融解に伴うひび割れ進展を大きく抑制することができた。力学的なメカニズムを示せる実験データは得られなかったが、ひび割れ先端部において鉄筋の引張拘束力が水の凍結膨張圧を上回ったものと考えられる¹²⁾。D6鉄筋を用いた供試体では300サイクルまでの凍結融解に対して10~20mm程度のひび割れの進展が見られたが、D10鉄筋を用いた場合にはひび割れの進展はほとんどなかった。かぶりを70mmとしたD6-cr(70)供試体でも、300サイクルまでのひび割れの進展が小さいため、D6-cr供試体との明確な差異は見出せなかった。

図-19 鉄筋コンクリートのひび割れ深さ

5. まとめ

本研究は、模擬ひび割れを導入した無補強コンクリート、繊維補強コンクリート、および鉄筋コンクリート供試体の凍結融解試験を行い、凍結融解に伴うひび割れ進展性状に関する基礎的データを収集した。本検討によって得られた知見を以下に列挙する。

- 1) 材料としては、300サイクルの凍結融解に対して相対動弾性係数が低下しないAEコンクリートであっても、模擬ひび割れを導入した場合には、凍結融解に伴ってひび割れが大きく進展することが確認された。本検討の範囲では、ひび割れ幅0.1mmやひび割れ深さ10mmであっても、300サイクルまでにひび割れが供試体を貫通する事例が確認された。
- 2) 本実験で用いた3種類のポリプロピレン繊維と1種類の鋼繊維では、凍結融解によるひび割れ進展を効果的に抑制することはできなかった。しかし、繊維長の長いポリプロピレン繊維(PF3繊維)を使用した場合には、凍結融解によるひび割れの開口に対して

も繊維の架橋が保たれており、ひび割れ面にはコンクリート片の自重に耐える引抜抵抗力が存在した。

- 3) 凍結融解試験後の供試体を用いた曲げ載荷試験と解析的検討によって、PP3 繊維単体の引抜強度を同定した。凍結融解を与えない健全状態では PP3 繊維の引抜強度が 180N 程度であったが、300 サイクルの凍結融解を受けることによって、繊維単体の引抜強度は健全時の約 70% (125N) まで低下した。しかし、凍結融解による引抜強度の低下を勘案しても、PP3 繊維はコンクリート片の落下防止に対して有用であると考えられる。
- 4) D6 および D10 鉄筋を埋め込んだ鉄筋コンクリート供試体の検討では、鉄筋の拘束によって凍結融解に伴うひび割れの進展を大きく抑制することができた。特に、D10 鉄筋を用いた供試体では、300 サイクルの凍結融解に対してもひび割れの進展がほとんど見られなかった。

以上より、RC 部材であれば鉄筋の拘束によって凍結融解に伴うひび割れの進展が抑制できる可能性が示唆された。一方、鉄筋のない無筋コンクリート構造などでは、材料としては優れた凍結融解抵抗性を有していても、ひび割れ部に水が浸入した場合に、凍結融解に伴ってひび割れが進展する可能性が示された。無筋コンクリート構造や鉄筋の拘束が十分に期待できない箇所においてコンクリート片の落下を防止するためには、繊維長の長いポリプロピレン繊維を使用することも対策のひとつと考えられる。

なお、本検討では、限られた供試体の本数と諸元、および実験条件によって上記の結論を得た。凍結融解に伴うひび割れ進展性状に関する実験結果は、供試体ごとに大きくばらつくことから、今後、供試体の本数を増やすことや、損傷の与え方を変えた検討も必要である。また、本実験の鉄筋コンクリート供試体では、ひび割れの進展が鉄筋位置に及んでいるものが見られた。凍結融解を受ける RC 部材でのひび割れ進展性状や、ひび割れが鉄筋に到達した後のかぶりの剥落、鉄筋とコンクリートとの付着劣化など、凍害による RC 部材の力学的性能の低下については不明な点が多い。様々な寸法や形状のコンクリート部材についても検討し、ひび割れの開口と拘束条件、部材の力学的性能に及ぼす影響を整理することが課題である。

参考文献

- 1) 山洞晃一：寒冷地におけるコンクリート構造物の長期耐久性向上，日本鉄道施設協会誌，Vol. 47，pp. 56-58，2009。
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編，2007。
- 3) 日本コンクリート工学会 東北支部：東北地方におけるコンクリート構造物の凍害に関する調査研究委員会報告書，2001。
- 4) 橋口大輔，添田政司，大和竹史：初期に導入したひび割れがコンクリートの耐久性へ及ぼす影響に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 26，No. 1，pp. 729-734，2004。
- 5) 今村和也，添田政司，大和竹史：凍害，塩害，中性化に及ぼす初期ひび割れの影響に関する一考察，土木学会第 57 回年次学術講演会，5-669，pp. 1337-1338，2002。
- 6) 杉木六郎：鉄筋コンクリートポールおよびくいに用いるコンクリートの施工方法に関する研究，土木学会論文集，No. 88，pp. 29-49，1962。
- 7) 田畑雅幸，洪悦郎，鎌田英治：コンクリートの凍害におけるひび割れの役割の考察，日本建築学会構造系論文報告集，No. 366，pp. 11-17，1986。
- 8) 細田暁，菅野貴浩，石橋忠良：合成短繊維添加によるコンクリート片の剥落対策，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 1，pp. 275-280，2003。
- 9) 大島章弘，矢吹増男，坂田昇，古市耕輔，平石剛紀：連糸状ポリプロピレン繊維を用いたコンクリートの剥落防止技術の開発，土木学会第 59 回年次学術講演会，5-512，pp. 1021-1022，2004。
- 10) 平石剛紀，坂田昇，林大介，山村正人：剥落防止を目的とした有機系繊維補強コンクリートに関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 23，No. 1，pp. 469-474，2001。
- 11) 矢吹増男，俣野作男，平石剛紀，坂田昇：波形ポリプロピレン繊維を用いたコンクリートの剥落防止技術の開発，土木学会第 56 回年次学術講演会，V-589，pp. 1178-1179，2001。
- 12) 内藤英樹，山洞晃一，古賀秀幸，鈴木基行：初期ひび割れを有するコンクリートの凍結融解抵抗性，コンクリート工学年次論文集，Vol. 30，No. 1，pp. 915-920，2008。
- 13) 内藤英樹，山洞晃一，古賀秀幸，鈴木基行：初期ひび割れを有する繊維補強コンクリートの凍結融解試験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 31，No. 1，pp. 1135-1140，2009。
- 14) 内藤英樹，山洞晃一，古賀秀幸，鈴木基行：凍結融解作用を受けた繊維補強コンクリートの引張特性，コンクリート工学年次論文集，Vol. 32，No. 1，pp. 863-868，2010。
- 15) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物設計標準・同解説コンクリート構造物，2004。
- 16) 土木学会：コンクリート標準示方書 規準編，2005。
- 17) 林弘，内藤英樹，鈴木基行，齊木佑介，山洞晃一，古賀秀幸：共鳴振動試験によるコンクリートのひび割れ深さの推定，土木学会第 64 回年次学術講演会，V-214，pp. 425-426，2009。
- 18) 宮崎晋行，大久保誠介，福井勝則：コンクリート補強用 PET 繊維とポリプロピレン繊維の引抜特性，資源と素材，Vol. 121，pp. 363-369，2005。
- 19) Robins, P. J., Austin, S. A. and Jones, P. A.: Spatial distribution of steel fibres in sprayed and cast concrete, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 55, No. 3, pp. 225-235, 2003.
- 20) Gasparini, D. A., Verma, D. and Abdallah, A.: Postcracking Tensile Strength of Fiber Reinforced

- Concrete, *ACI Materials Journal*, Vol. 86, No. 1, pp. 10-15, 1989.
- 21) 馬場弘二, 伊藤哲男, 松本健次, 鳥越信一, 吉武勇, 中川浩二: コンクリート中におけるプラスチック系繊維の配向状態の評価方法, 土木学会論文集, No. 760/V-63, pp. 173-180, 2004.
- 22) Hugo, S. A. and Nemkumar, B.: Predicting the Flexural Postcracking Performance of Steel Fiber Reinforced Concrete from Pullout of Single Fibers, *ACI Materials Journal*, Vol. 94, No. 1, pp. 18-31, 1997.
- 23) 椿龍哉, 荒井和久, Sunaryo Sumitro: 鋼繊維補強コンクリートの一軸引張およびせん断に対する力学特性に及ぼす繊維特性の影響, コンクリート工学論文集, Vol. 10, No. 2, pp. 109-118, 1999.
- 24) 椿龍哉, 荒井和久, 保永武徳: 鋼繊維補強コンクリートの一軸引張およびせん断に対する変形挙動のモデル化, コンクリート工学論文集, Vol. 11, No. 3, pp. 29-38, 2000.
- 25) Wells, G. N. and Sluys, L. J.: Application of embedded discontinuities for softening solids, *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 65, pp. 263-281, 2000.
- 26) 車谷麻緒, 湯本達也, 寺田賢二郎, 秋山充良: エネルギー収支に基づくコンクリートの破壊靱性評価法に関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 31, No. 2, pp. 97-102, 2009.

(2011.1.7 受付)

FREEZING AND THAWING RESISTANCE OF CONCRETE WITH INITIAL CRACK

Hideki NAITO, Hiroshi HAYASHI, Yusuke SAIKI, Koichi SANDO,
Hideyuki KOGA and Motoyuki SUZUKI

Freezing and thawing resistance of concrete with an initial crack was investigated. The specimens were classified into plane concrete, fiber reinforced concrete, and reinforced concrete. In the tests of plane concrete with an initial crack, the crack grows seriously by the frozen expansion pressure of the water infiltrated into the crack, though the concrete material had high resistance to freezing and thawing. In the experimental results of fiber reinforced concrete, the long polypropylene fiber was useful to prevent the spalling of concrete cover, though the crack growth was not prevented. Moreover, in the experimental results of reinforced concrete, it was shown that the crack growth was effectively prevented by steel reinforcing bar.