

初期凍害を受けた高炉スラグ微粉末混和高流動コンクリートの品質低下とその対策

高京澤¹・岩城一郎²・三浦尚³

¹正会員 工博 韓国建設技術研究院研究員 土木研究部構造材料group (〒411-712 韓国京畿道高陽市一山区大化洞2311)

²正会員 工修 東北大学助手 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06)

³フェロー 工博 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06)

本研究は、高炉スラグ微粉末を混和した高流動コンクリートが材齢初期に凍結してしまった場合を取り上げ、初期の凍結による品質低下とその後の各種対策の効果について比較検討を行うものである。実験の結果、高炉スラグ微粉末を混和した高流動コンクリートは、初期に凍結を受けたことにより、圧縮強度、耐凍害性ともに低下し、高炉スラグ微粉末を混和しない普通コンクリートに比べて特に耐凍害性が大きく低下することが確認された。また、初期に凍結を受けた後、養生中に水分を供給するなどの対策を行うことにより、圧縮強度、耐凍害性ともにある程度改善されるが、凍結を受けないものの品質までは完全に回復しないことが明らかになった。

Key Words: initial frost damage, self-compacting concrete, ground granulated blast-furnace slag, compressive strength, resistance to freezing and thawing, curing

1. はじめに

近年、コンクリート施工の合理化や耐久性向上の観点から、締固めを行わずに型枠の隅々まで充填できる高流動コンクリートが開発され¹⁾、多くの実構造物に適用例が見られるようになった。また、寒冷地においても高流動コンクリートによる構造物が施工されつつあり、今後ますます増加するものと期待される。

このように、寒冷地でコンクリートを施工する場合、初期凍害を受けないことが最も重要である。しかし、高流動コンクリートの中には、反応の遅い高炉スラグ微粉末を多量に混和したり、高性能AE減水剤を比較的多量に使用することがあるため、凝結硬化が遅れる傾向にある²⁾。その傾向は低温環境下でより顕著に現れる³⁾ので、特に高炉スラグ微粉末を混和した粉体系高流動コンクリートを寒冷地で施工する場合、高炉スラグ微粉末を混和しない普通コンクリートに比べ、初期凍害を受ける危険性が高くなると考えられる。

初期凍害に関する既往の研究では、初期の凍結によるコンクリートの品質低下について、強度だけで評価したものが殆どである^{4), 5)}。一般に、強度と耐久性は良好な相関があると言われているが、初期に凍結を受けた場合、コンクリートの細孔組織が変化するので、両者に相関が得られない可能性もあると予想される。

そこで、本研究では寒冷地におけるコンクリートの品質で特に重要とされる耐凍害性に着目し、初期の凍結によるコンクリートの品質低下について、強度と耐凍害性を合わせて評価することにした。

本研究で対象とする配合の中には、反応の遅い高炉スラグ微粉末を多量に混和したコンクリートがあることから、規準⁶⁾に規定されている材齢14日で凍結融解試験を開始すると、試験中に水和が進行することが予想される⁷⁾。そのため、得られた結果の中には、水和の影響を含む可能性があり、データの精度を高めるためには、凍結融解試験中の水和の影響を補正する必要がある。このように凍結融解試験中の水和の影響を補正する方法として、三浦ら⁸⁾が提案したものと、長合ら⁹⁾が提案したものがあ。しかし、これらの方法は、後述するように実用上あるいは精度の面で問題を残しており、改善する余地が残されている。

以上のことから、本研究では高炉スラグ微粉末を混和した高流動コンクリートが材齢初期に凍結してしまった場合を取り上げ、初期の凍結による品質低下とその後の各種対策の効果について比較検討を行う。また、このようなコンクリートの耐凍害性を正しく評価するため、凍結融解試験中の水和の影響を精度良く補正する方法について検討を行う。

2. 研究方針

高炉スラグ微粉末を混和した高流動コンクリートでは、コンクリートの耐凍害性を評価する際、凍結融解試験中の水和の影響により、正確な劣化を把握することができないと判断される。そこで、まず(1)初期に凍結を受けたコンクリートの耐凍害性の評価法に関する検討を行い、その結果に基づいて、(2)初期に凍結を受けたコンクリートの品質低下とその対策、(3)初期に凍結を受けたコンクリートの強度と耐凍害性との関係について検討を行った。以下に各検討項目に対する実験概要を述べる。

(1) 初期に凍結を受けたコンクリートの耐凍害性の評価法に関する検討

a) 既往の研究

上述したように凍結融解試験中の水和の影響を補正する方法として、三浦らが提案したものと長合らが提案したものがある。その中で、三浦らが提案した方法は、凍結融解試験中における真の劣化が試験中の水和による品質の向上量と凍結融解試験による見掛けの劣化量の差であると考え、1サイクルの積算温度が凍結融解試験の30サイクルの場合と同じになるように設定した緩速凍結融解試験により試験中の水和による品質の向上量を評価したものである⁹⁾。以下、通常の凍結融解試験を急速凍結融解試験と記して緩速凍結融解試験と区別する。図-1に相対動弾性係数の補正方法をモデル化したものを示す。測定*n*回目における相対動弾性係数の補正值 R_n は以下の式で表される。

$$R_n = \left\{ 1 - \sum_{i=1}^n \frac{\Delta E_i}{a_i} \right\} \times 100(\%) \quad (1)$$

ここで、 ΔE_i は測定*i*回目における急速凍結融解試験と緩速凍結融解試験の動弾性係数の差に相当する値であり、式(2)で表される。また、 a_i は測定*i*回目と*i-1*回目の緩速凍結融解試験の平均動弾性係数を急速凍結融解試験の結果に適用できるように補正したものであり、式(3)で表される。

$$\Delta E_i = (E_{ai} - E_{ai-1}) \times \frac{E_{b0}}{E_{a0}} - (E_{bi} - E_{bi-1}) \quad (2)$$

$$a_i = \frac{E_{ai} + E_{a(i-1)}}{2} \times \frac{E_{b0}}{E_{a0}} \quad (3)$$

ここで、 E_{ai} ：緩速凍結融解試験における測定*i*回目の動弾性係数

E_{bi} ：急速凍結融解試験における測定*i*回目の動弾性係数

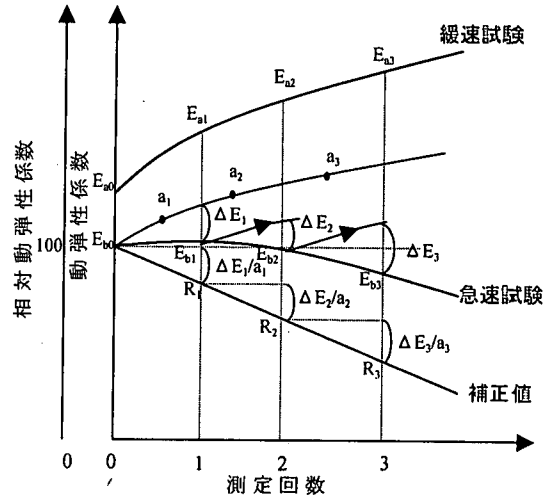


図-1 相対動弾性係数の補正方法のモデル⁹⁾

三浦らが提案した方法は、急速凍結融解試験と緩速凍結融解試験で積算温度が常に等しくなるため、緩速凍結融解試験中に凍結による劣化が起らない限り、急速凍結融解試験中の水和による品質の向上量を精度良く求めることが可能であると考えられる。本研究では、コンクリートが十分に硬化した材齢35日より緩速凍結融解試験を行っているため、凍結による劣化の影響は殆どないと判断される。しかし、この方法は、急速凍結融解試験機他に緩速凍結融解試験機が必要になるなど、実用上の問題がある。

一方、長合らが提案した方法は、凍結融解試験用供試体と全く同じに作製・養生した供試体について、凍結融解試験用供試体の養生中を中心とした5~7材齢で動弾性係数を測定し、これらの結果を基に積算温度と動弾性係数との関係を求め、凍結融解試験中の水和による品質の向上量を評価したものである。動弾性係数と積算温度との関係を求めるために式(4)を用い、積算温度を算出するために式(5)を用いた¹⁰⁾。

$$E_d = \frac{M - M_0}{(1/a) + \{(M - M_0)/b\}} \quad (4)$$

$$M = \Sigma t(\theta + 10), \quad \theta \geq 0^\circ\text{C} \quad (5)$$

ここで、 E_d は動弾性係数(MPa)、 M は積算温度(DD)、 M_0 、 a 、 b は定数、 t は材齢(日)、 θ は温度($^\circ\text{C}$)である。また、急速凍結融解試験時の積算温度を算出するため、 0°C 以上の積算温度については式(5)を用い、 0°C 未満の積算温度については既往の研究¹¹⁾を参考にし、式(6)を用いた。

$$M = 0.3 \cdot \Sigma(\theta + 15)t, \quad \theta < 0^\circ\text{C} \quad (6)$$

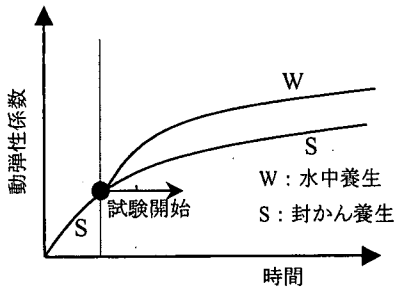


図-2 封かん養生と水中養生の水和の違いによる概念図

凍結融解試験中の水和による動弾性係数の増加量を求めるため、式(5)あるいは式(6)で算出した積算温度Mを式(4)に代入し、劣化の影響を含まない動弾性係数の値を求めた。

この方法は、三浦らが提案した緩速凍結融解試験に比べ、試験方法は簡単であるが、本研究に適用する場合、精度の面で問題があると思われる。例えば、本研究では、封かん養生後、水中凍結融解試験を行うため、凍結融解試験中にコンクリート供試体が水分を吸収することになる。従って、凍結融解試験開始前後で水分条件が変化するため、凍結融解試験を行う前の養生中に測定した動弾性係数のデータにより、凍結融解試験中の動弾性係数の増加量を評価する際に無視できない誤差が生じると思われる。その概念図を図-2に示す。この点については封かん養生後、供試体を水中において、動弾性係数を測定することにより、改善できると思われる。

そこで、本研究では簡便な水中一定試験により水和の影響を測定し、緩速凍結融解試験により得られた結果と比較する。ここで、水中一定試験とは長合らが提案した方法に修正を加え、0℃、20℃一定で水中に供試体において、その時の積算温度と動弾性係数の関係から水和の影響を補正したものである。ここで、2種類の温度で水中一定試験を行ったのは、高炉スラグ微粉末を混和したコンクリートは低温下で強度発現が著しく低下するため、20℃と0℃で水中一定試験の結果に差が生じる可能性があるかと判断されたためであ

表-1 使用材料の性質

材料	記号	物性・主成分
セメント	C	普通ポルトランドセメント 密度:3.16g/cm ³ , 比表面積:3250cm ² /g
高炉スラグ 微粉末	BS4000	比表面積:4240cm ² /g, 密度:2.92 g/cm ³
	BS8000	比表面積:8240cm ² /g, 密度:2.92 g/cm ³
細骨材	S	山砂, 密度:2.53 g/cm ³ , 吸水率:2.64%
粗骨材	G	碎石, 密度:2.86 g/cm ³ , 吸水率:0.98% Gmax:20mm
高性能AE 減水剤	SP	ポリカルボン酸系と架橋ポリマー 複合体
空気量調整剤	AE	変性アルカリカルボン酸系

る。

b) 使用材料及び配合

表-1に使用材料、表-2に配合を示す。本研究で採用した高流動コンクリートの配合は、水結合材比W/B=35%、ブレン比表面積4240cm²/gの高炉スラグ微粉末を置換率80%で混和したものと、水結合材比W/B=35%、ブレン比表面積8240cm²/gの高炉スラグ微粉末を置換率50%で混和したものの2種類である。以下、前者をBS4000-80、後者をBS8000-50と記す。これらの配合を選定した理由は、実施工で使用している高流動コンクリートのうち、BS4000-80は初期の凍結による影響を受けやすいもの、BS8000-50は初期の凍結による影響を受けにくいものと判断されるからである。なぜなら、既往の研究⁷⁾より高炉スラグ微粉末の粉末度が低く、置換率が高いほど低温環境下における強度発現が遅延することが知られているためである。また、比較のため、水セメント比W/C=35%、または水セメント比W/C=50%で、高炉スラグ微粉末を混和しない2種類のコンクリートについても実験を行った。以下、前者をW/C=35%、後者をW/C=50%と記す。また、本研究ではW/C=35%、W/C=50%のコンクリートを高流動コンクリートと区別するために普通コンクリートと称することにする。

フレッシュ時の性状として、高流動コンクリートで

表-2 コンクリートの配合

コンクリートの種類	配合名	Gmax (mm)	スランプフローまたはスランプ (cm)	空気量 (%)	W/B (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)				SP (B×wt%)	AE (B×wt%)	
							W	B		G			
								C	BS				S
高流動コンクリート	BS4000-80	20	65±10 ¹⁾	4.5±0.5	35	52	175	100	400	804	839	1.26	0.007
	BS8000-50				35	52	175	250	250	810	843	1.35	0.005
普通コンクリート	W/C=35%	20	10±2 ²⁾	4.5±0.5	35	40	168	480	-	643	1090	0.8	0.004
	W/C=50%				50	42	175	350	-	728	1118	-	0.008

1): スランプフロー, 2): スランプ

表-3 養生条件

養生条件	
5S	凍結を受けず、材齢7日まで5°Cで封かん養生
F5S	凍結を受けた後、材齢7日まで5°Cで封かん養生
F5W	凍結を受けた後、脱型まで5°Cで封かん養生を行い、その後材齢7日まで5°Cで水中養生
F30S	凍結を受けた後、脱型まで5°Cで封かん養生を行い、その後30°Cで3日間封かん養生、材齢7日まで5°Cで封かん養生
F30W	凍結を受けた後、脱型まで5°Cで封かん養生を行い、その後材齢7日まで30°Cで水中養生

は、スランプフロー 65 ± 5 cm、O漏斗流下時間及びV漏斗流下時間 10 ± 5 秒、普通コンクリートでは、スランプ 10 ± 2 cm、空気量は高流動コンクリート、普通コンクリートともに $4.5 \pm 0.5\%$ を満足するように決定した。

c) 実験方法

本研究の凍結条件は、 -10°C で12時間、 -20°C で12時間の2種類とし、打設後すぐに凍結させることとした。凍結温度は槽内温度で管理している。表-3に材齢7までの養生条件を示す。本研究では凍結の影響、凍結後の対策について検討するため、表-3に示す通り、材齢7日までは寒冷地における現場の状況を想定し、養生条件を設定した。それ以後の材齢では促進養生として 20°C で封かん養生を行った。ここで、5SとF5Sは、凍結の有無による影響を調べるためのものである。F5Wは凍結後、水中養生による対策の効果を調べるためのものであり、F30Sは凍結後、給熱養生による対策の効果を調べるためのものである。F30Wは水中養生と給熱養生を併用した対策の効果を調べるためのものであり、本実験の中では最も積極的に対策を行うものである。本研究で、基本となる養生方法については、寒冷地における現場の状況を考慮し、望ましいと判断される封かん養生を採用した。その理由は、これまでの研究¹³⁾より、寒冷地でコンクリートを施工する場合、気中養生では十分な強度が得られないことが明らかになっており、実際の施工で常に水中養生を行うことは難しいと考えられるためである。供試体はラップフィルムで捲いた後、更に空気を出しながらビニール袋で2重3重に密封しており、養生前後の供試体質量を測定した結果、乾燥による影響はほとんどないことを確認している。 5°C は寒冷地における日平均温度を想定したものであり、 20°C は標準養生で用いられている温度である。

試験は、 $10 \times 10 \times 40$ cmの角柱供試体で、材齢35日まで所定の養生を行い、コンクリート供試体を 20°C で2日間浸水させた後、急速凍結融解試験、緩速凍結融解

試験、水中一定試験を行った。ここで、養生期間を35日間としたのは、本研究で使用した配合の中には、反応が遅い高炉スラグ微粉末を使用したものも含まれているため、硬化したコンクリートの耐凍害性を評価するためには、通常の養生期間である14日間では不十分であり、28日間程度の養生が必要であると考えられること、そしてこれに初期養生期間の7日間を加える必要があるためである。また、2日間浸水させた理由は、凍結融解試験サイクルの初期には封かん養生を行った供試体に十分な水分が存在しないため、正確な劣化が得られないと判断されるためである。急速凍結融解試験はJSCE-G51-1986法に準拠して行った。凍結融解試験の温度範囲は供試体の中心温度を $-18.7 \sim 5^{\circ}\text{C}$ とし、1サイクルの時間は3時間20分とした。測定は30サイクル毎にたわみ一次振動数と供試体質量について300サイクルまで行い、相対動弾性係数を求めた。緩速凍結融解試験は三浦らが提案した方法により行った。緩速凍結融解試験の温度範囲は急速凍結融解試験の平均温度(供試体の深さ方向の温度分布を考慮し求めた平均温度)である $-19^{\circ}\text{C} \sim 7.6^{\circ}\text{C}$ とし、1サイクルの時間は急速凍結融解試験を30倍した100時間とし、測定は1サイクル毎に10サイクルまで行った。水中一定試験は、急速凍結融解試験と緩速凍結融解試験の開始材齢と同じ材齢でコンクリート供試体を各々 0°C 、 20°C に保たれた水槽に入れ、急速凍結融解試験の30サイクル及び緩速凍結融解試験の1サイクルに相当する材齢毎に測定を行った。

(2) 初期凍害を受けたコンクリートの品質低下とその対策

使用材料及び配合は2.(1).b)に用いたものと同様である(表-1、表-2参照)。凍結条件は、 -10°C で12時間、 -10°C で24時間、 -20°C で12時間の3種類とした。養生条件は、2.(1).c)と同様である(表-3参照)。圧縮強度は材齢7日、35日、91日で測定を行った。圧縮強度の値は3本の $\phi 10 \times 20$ cm円柱供試体の平均値である。凍結融解試験は材齢35日まで所定の養生を行い、2日間浸水させた後、急速凍結融解試験を行った。また、必要に応じて、急速凍結融解試験中の水和の影響を取り除くため緩速凍結融解試験による補正を行った。細孔径分布は材齢7日、35日、91日で水銀圧入式ポロシメータにより測定を行った。測定用の試料は、コンクリートの円柱供試体をダイヤモンドカッターにより薄く切断し、ニッパーを用いて更に5mm程度の小割にしたものを使用した。試料は直ちにアセトンに1日浸して水和を停止させ、 40°C で20時間以上真空乾燥を行った後、細孔径分布の測定に供した。試料を 40°C で20時間以上真空乾燥させた理由は、当研究室における既

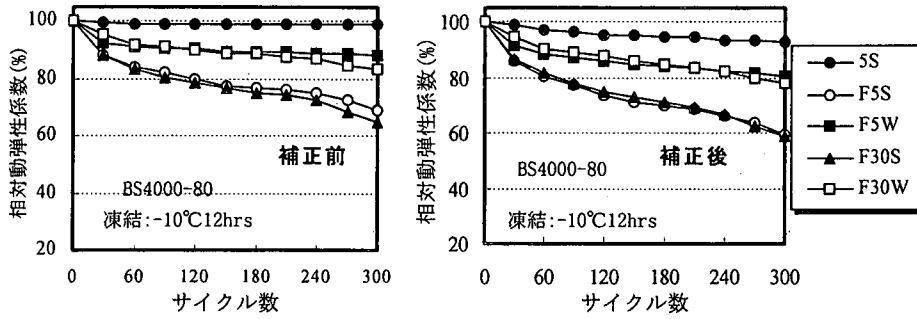
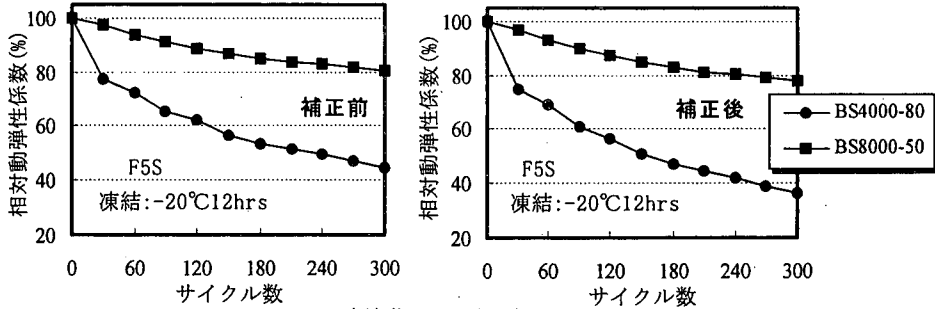
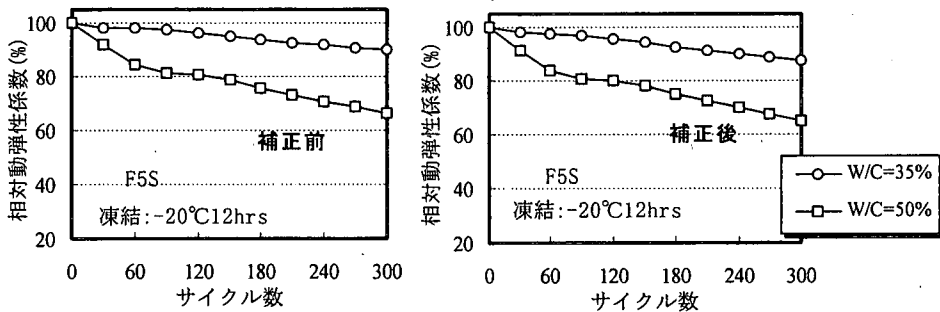


図-3 -10°C で12時間の凍結を受けたBS4000-80の緩速凍結融解試験による相対動弾性係数の補正前後の比較



a) 高流動コンクリート



b) 普通コンクリート

図-4 -20°C で12時間の凍結を受けた各配合の緩速凍結融解試験による相対動弾性係数の補正前後の比較

往の研究結果¹⁴⁾により、この方法を用いれば、短期間に試料が十分に乾燥し、温度による細孔径分布の変化も殆ど見られないことが確認されているためである。

(3) 初期に凍結を受けたコンクリートの強度と耐凍害性との関係

(1), (2)で得られた強度と耐凍害性の結果を基に、初期に凍結を受けたコンクリートの強度と耐凍害性との関係について検討を行った。また、初期の凍結により著しく耐凍害性が低下した条件に対して、更に材齢長期における圧縮強度と耐凍害性の関係を把握するため、 -20°C で12時間の凍結を受けたBS4000-80について、材齢35日(F5S-35D)、材齢56日(F5S-56D)、材齢91日(F5S-91D)における強度と各材齢で凍結融解試験を行って得られた耐凍害性の結果を加え、更なる検討を行った。

3. 結果及び考察

(1) 初期凍害を受けたコンクリートの耐凍害性の評価法に関する検討

a) 緩速凍結融解試験による補正

急速凍結融解試験中の水和の影響を取り除くため、式(1)を用い、緩速凍結融解試験による補正を行った。

図-3に -10°C で12時間の凍結を受けたBS4000-80の緩速凍結融解試験による相対動弾性係数の補正前後の比較を示す。補正前は急速凍結融解試験の結果を示す。また、補正後は緩速凍結融解試験により急速凍結融解試験中の水和の影響を補正した結果を示す。図より、凍結融解試験終了時の300サイクルにおける相対動弾性係数の値を見ると、補正前の値と補正後の値との差は5~10%近くあることが分かる。このように、凍結の有無、凍結後の対策の違いに関わらず、補正さ

れた値は補正前の値より明らかに低くなっている。例えば、急速凍結融解試験終了時の300サイクルにおける相対動弾性係数が明らかに60%を上回っていたF5S、F30Sは、補正後60%を下回る結果を示している。このことは、急速凍結融解試験の結果から耐凍害性があると判断されるコンクリートであっても、補正の結果、十分な耐凍害性が得られないと判断されることとなるため、重要な問題である。

図-4に-20℃で12時間の凍結を受けた各配合の緩速凍結融解試験による補正前後の比較を示す。図より、高流動コンクリートのうちBS4000-80は補正された値と補正前の値の差が大きい、BS8000-50、普通コンクリートW/C=35%、W/C=50%はその差が僅かであることが分かる。

以上の結果から、BS4000-80のように反応の遅いコンクリート供試体に対し、急速凍結融解試験を行うと、本試験のように材齢35日で試験を始めたとしても試験中に水和による無視できない影響が含まれるため、耐凍害性を正しく評価するためには、この影響を補正する必要があることが明らかになった。

b) 緩速凍結融解試験と水中一定試験との比較

急速凍結融解試験の開始材齢と同じ材齢から0℃、20℃で水中一定試験を行い、凍結融解試験試験中の水和による品質の向上量を以下の手順に従い求めた。

① 動弾性係数と積算温度との関係

0℃、20℃で水中一定試験を行った供試体は、急速凍結融解試験の30サイクル毎に相当する材齢において動弾性係数を測定し、その時の積算温度を算出することにより、積算温度と動弾性係数の関係を求める。水中一定試験中の動弾性係数と積算温度の関係は、式(7)を用いて、近似を行った。この式は、コンクリートの圧縮強度と積算温度の関係を表す式としてChin¹⁵⁾によって提案された式を若干修正したものである。式を修正した理由は、積算温度が0の時の動弾性係数の値が大きく、それ以後の増加量は積算温度が0の時の値に比べ、非常に小さいためである。

$$E_d = \frac{M}{\frac{M}{a} + \frac{1}{b}} + E_0 \quad (7)$$

ここで、a、bは近似によって求める係数、E₀は試験開始時、すなわち積算温度が0の時の動弾性係数の実測値である。動弾性係数と積算温度の関係並びに近似した結果を表-4及び図-5に示す。これらの結果より、積算温度と動弾性係数との間の相関係数は十分に高いため、両者の関係を精度良く推定することができたと判断される。

② 凍結融解試験中の積算温度の算出

表-4 動弾性係数と積算温度の関係を近似した結果

水中一定試験	養生条件	E ₀	a	b	相関係数
20℃水中一定試験	5S	37016	11.03	8637.97	0.998
	F5S	28137	11.51	20524.09	0.998
	F5W	32493	11.37	12502.56	0.999
	F30S	30000	6.25	34893.99	0.989
	F30W	36081	9.85	7378.26	0.999
0℃水中一定試験	5S	36470	17.00	6766.46	0.993
	F5S	28122	28.57	6797.27	0.998
	F5W	33133	25.19	5886.73	0.996
	F30S	29163	17.04	5812.44	0.997
	F30W	35553	16.42	4747.89	0.991

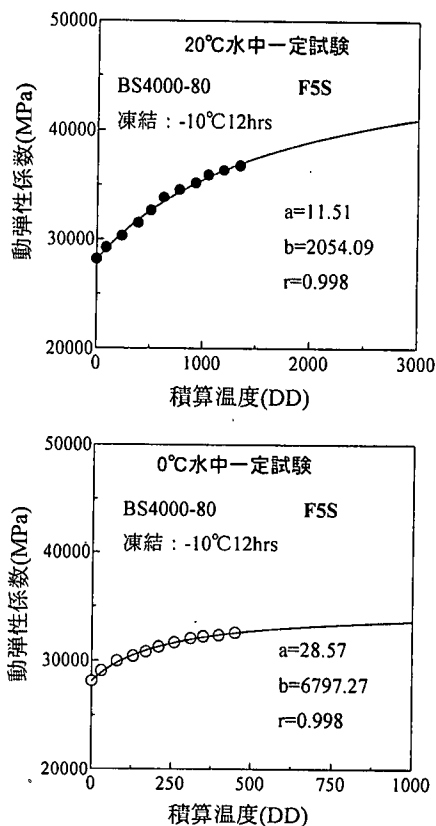


図-5 動弾性係数と積算温度との関係

凍結融解試験中の積算温度を算出するには、これまで用いられている積算温度式、式(5)、式(6)を用いる。

③ 凍結融解試験中の水和による品質の向上量

凍結融解試験中の水和による動弾性係数の増加量を求めるため、②で算出したM値を式(7)に代入すると、劣化の影響を含まない動弾性係数が得られる。

④ 相対動弾性係数の補正

③で算出した劣化の影響を含まない動弾性係数を緩速凍結融解試験の値に代わりに用いて三浦らの方

図-5 緩速凍結融解試験と水中一定試験との比較

養生条件	急速試験	補正值		
		緩速試験	20℃水中一定試験	0℃水中一定試験
5S	99.31	92.79	95.19	93.79
F5S	68.91	59.51	63.30	60.39
F5W	88.36	80.63	83.34	81.24
F30S	64.85	58.65	60.37	59.27
F30W	83.40	77.90	79.85	78.84

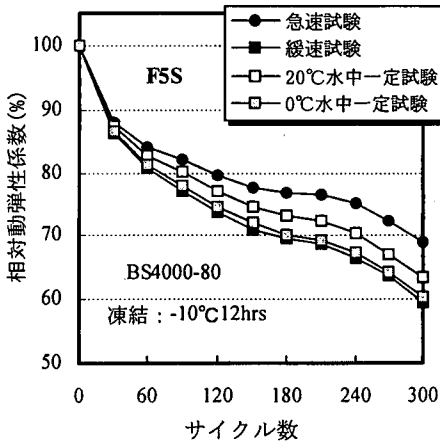


図-6 緩速凍結融解試験と水中一定試験との比較

法に従い、急速凍結融解試験中の水和の影響を補正する。

以上の方法により、水中一定試験により補正を行った結果と緩速凍結融解試験により補正した結果との比較を表-5及び図-6に示す。凍結の有無、凍結後の養生条件に関わらず、緩速凍結融解試験で補正した値が水中一定試験で補正した値より常に低い。また、20℃で水中一定試験を行ったものは、0℃で水中一定試験を行ったものより、1～4%程度常に補正值が小さい。積算温度が同じであれば、水中一定試験の温度の違いに関わらず補正值は同じになるはずであるが、水中一定試験の温度によって補正值が違ってしまった理由は、用いた積算温度式が凍結融解試験サイクル中におけるセメントと高炉スラグ微粉末の水和反応の温度依存性をうまく表現できていないためであると思われる。なお、20℃で水中一定試験を行った結果より、0℃で水中一定試験を行った結果がより緩速凍結融解試験で補正した値に近くなる。この傾向から、緩速凍結融解試験で補正した値と同程度の精度を得るためには、0℃に比べ、より低い温度で一定水中試験を行うことが考えられる。しかし、0℃以下になると、コンクリート中の水分が凍るため、動弾性係数の測定などが難しくなるという問題もある。これらのことを考

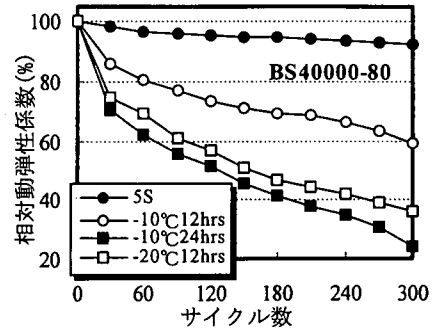
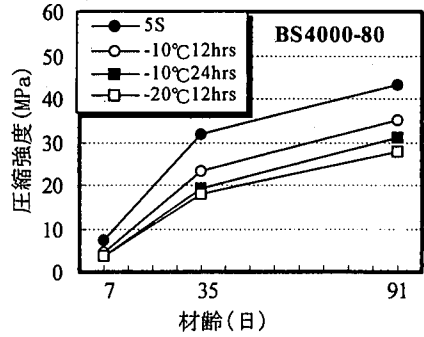


図-7 凍結の程度がコンクリートの品質に与える影響

慮すると、水中一定試験で急速凍結融解試験中の水和の影響を補正する際には0℃で試験を行うのが望ましいと思われる。

以上、初期に凍結を受けたコンクリートの耐凍害性を評価する際、0℃で水中一定試験によるものも十分実用化される可能性を示していることが明らかになった。しかしながら現段階では、精度の面で緩速凍結融解試験と同等となるまでには至らない。この原因の一つには、用いた積算温度式が凍結融解試験中の積算温度をうまく表現できていないことが挙げられる。この点については更なる検討が必要であるが、高炉スラグ微粉末を混和したコンクリートでは、スラグの温度依存性を積算温度式で表現するためには、従来の積算温度式にとらわれない新たな提案、例えば材齢のn乗に温度を掛けるなどの対応が必要かもしれない。

(2) 初期凍害を受けたコンクリートの品質低下とその対策

a) 凍結の程度の影響

本実験では、初期の凍結を与えた後、コンクリート供試体の外観を目視により観察しているが、配合や凍結条件によらずひび割れは観察されなかった。

図-7に凍結の程度が高炉スラグ微粉末を混和した高流動コンクリートの品質に与える影響について調べた結果を示す。検討の対象となる配合はBS4000-80である。ここで、相対動弾性係数は緩速凍結融解試験

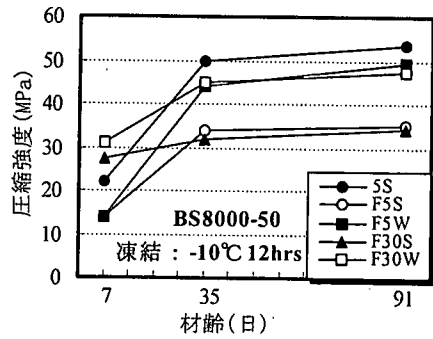
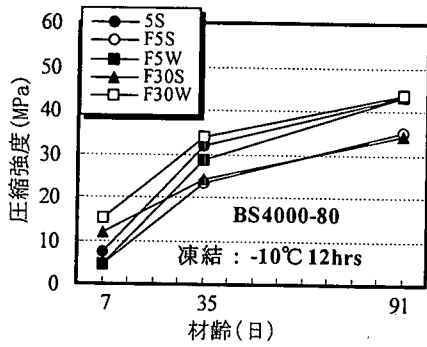


図-8 初期の凍結後の各種対策が圧縮強度に及ぼす影響

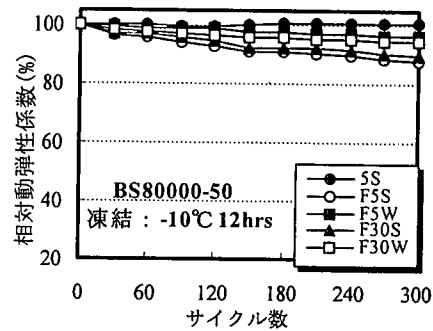
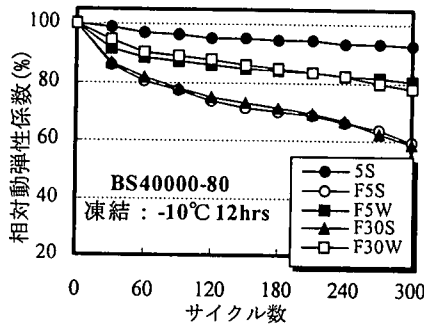


図-9 初期の凍結後の各種対策が耐凍害性に及ぼす影響

により、急速凍結融解試験中の水和の影響を補正した値である。図より、凍結を受けたものは、凍結の程度の違いに関わらず凍結を受けないSSに比べ、圧縮強度、耐凍害性ともに大きく低下していることが分かる。また、 -10°C で12時間の凍結に比べ、 -10°C で24時間の凍結、 -20°C で12時間の凍結の方がコンクリートの品質低下が大きく、特に耐凍害性の低下が著しい。圧縮強度については材齢7日ではSSと凍結を受けたもので大きな違いは見られないが、材齢91日ではSSの強度に比べ、 -10°C で12時間の凍結では80%程度、 -10°C で24時間、 -20°C で12時間の凍結では60%~70%まで強度が低下していることが分かる。一方、耐凍害性については、凍結を受けないSSでは300サイクル終了時で相対動弾性係数が90%程度と非常に良好であるのに対し、 -10°C で12時間の凍結では60%、 -10°C で24時間、 -20°C で12時間の凍結では40%以下まで相対動弾性係数が低下している。以上のことから、材齢初期の凍結における凍結時間、凍結温度がコンクリートの品質に与える影響は大きいと判断される。

尚、凍結融解試験後のスケーリング状況を調べたところ、 -20°C で12時間の凍結を行った場合、300サイクル終了時の質量変化率は3.4%であり、相対動弾性係数の著しい低下に比べ、スケーリングは比較的少ない

と判断される。同じ凍結条件に対して対策を行った場合にはスケーリングはほとんど観察されなかった。

b) 対策の影響

図-8に -10°C で12時間の凍結を受けたBS4000-80とBS8000-50に対する各種対策が圧縮強度に与える影響を示す。初期に凍結を受けた後の対策として 5°C で水中養生を行ったF5Wは、初期材齢では対策による効果が見られないが、材齢が経過するに従って、対策の効果が大きくなる傾向を示している。BS4000-80の場合、材齢91日における圧縮強度は、凍結を受けないSSの圧縮強度まで回復している。BS8000-50のF5Wでは、BS4000-80の場合とほぼ同様な傾向を示しているが、凍結を受けないSSの圧縮強度までは回復していない。対策として、 30°C で封かん養生を行ったF30Sは、BS4000-80、BS8000-50ともに、初期強度には効果があるが、それ以後の材齢では強度発現が頭打ちになり、むしろ悪影響を与える傾向を示している。よって、凍結を受けた後、封かん状態で給熱養生を行ったF30Sは、対策として適当ではないと判断される。また、 30°C で水中養生を行ったF30Wは、BS4000-80の場合、初期強度が大きく改善されると共に長期強度もSSと同程度の結果を示している。これに対して、BS8000-50の場合、初期強度は増加するが、それ以後の材齢では強

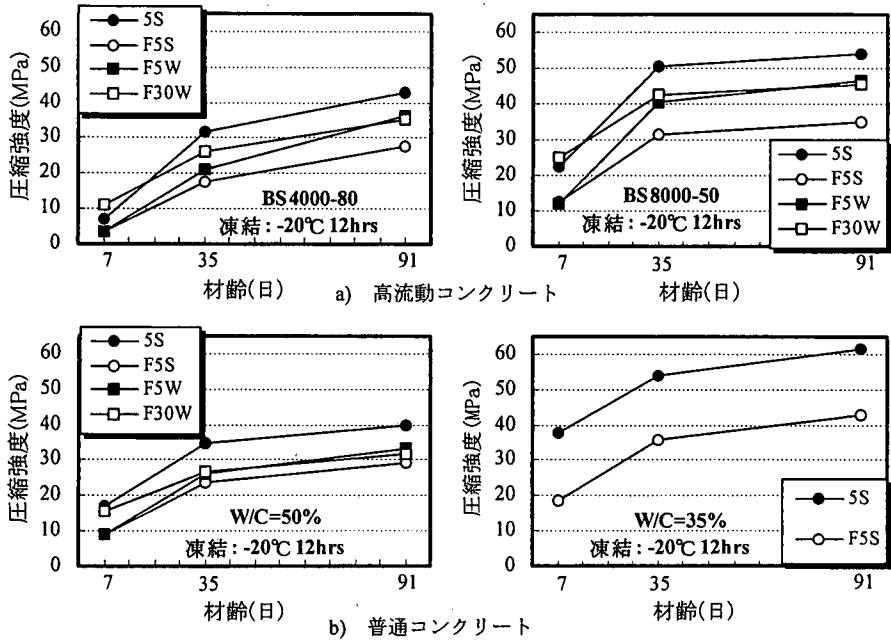


図-10 高流動コンクリートと普通コンクリートとの圧縮強度の比較

度発現が改善されず、また経済性も考慮すると対策としてあまり適当ではないと考えられる。

図-9に凍結を受けた後の各種対策が耐凍害性に及ぼす影響を示す。図でBS4000-80の相対動弾性係数は緩速凍結融解試験により補正を行った値である。一方、BS8000-50の相対動弾性係数は、急速凍結融解試験の値である。これは、(1)でBS4000-80は、急速凍結融解試験中の水和の影響を大きく、その影響を補正する必要があるが、BS8000-50は、急速凍結融解試験中の水和の影響が僅かであり、急速凍結融解試験の値でも十分に耐凍害性の評価ができると判断されるためである。図より、凍結を受けた後、対策として水中養生を行ったF5W、F30Wは、BS4000-80、BS8000-50ともに、F5Sより耐凍害性が改善されているが、凍結を受けないSSまでは回復しない結果を示している。対策として、30°Cで封かん養生を行ったF30Sは、F5Sと比較して、同程度の耐凍害性しか得られないため、初期に凍結を受けた後の対策として適当ではないと判断される。以上のように、初期に凍結を受けたコンクリートの耐凍害性は、配合の違い及び対策としての養生方法の違いに関わらず、凍結を受けないSSより低下していることが分かる。つまり、初期に凍結を受けた後、各種対策を行っても耐凍害性では初期に凍結を受けないものと同程度の耐凍害性まで改善させることは難しいと考えられる。

c) 高流動コンクリートと普通コンクリートとの比較

図-10に-20°Cで12時間の凍結を受けた高流動コンクリートと普通コンクリートの圧縮強度を比較した結果を示す。図より、高流動コンクリート、普通コンクリート共に、凍結を受けたことにより圧縮強度が大きく低下していることが分かる。そして、凍結を受けないSSに対する凍結を受けたF5Sの材齢91日における圧縮強度比は高流動コンクリート、普通コンクリート共に70%程度と大きな違いは見られない。初期に凍結を受けた後、対策として水中養生を行ったF5W、F30Wが圧縮強度に与える影響は、高炉スラグ微粉末を混和した高流動コンクリートと普通コンクリートで、同様な傾向を示しているが、どちらの配合でも凍結を受けないSSまでは回復しない結果を示している。図-8より、-10°Cで12時間の凍結を受けたBS4000-80では、養生中に水分を供給したり、場合によっては給熱養生を併用するなどの対策を行うことにより圧縮強度が改善され、凍結を受けないSSの強度まで回復したが、より厳しい凍結を受けた場合、BS4000-80、BS8000-50ともにSSまでは強度が回復しないことが分かる。

図-11に-20°C12時間の凍結を受けた高流動コンクリートと普通コンクリートの耐凍害性を比較した結果を示す。図でBS4000-80の相対動弾性係数は緩速凍結融解試験により補正した値である。一方、BS8000-50、普通コンクリートW/C=35%、W/C=50%の相対動弾性係数は急速凍結融解試験の値である。ま

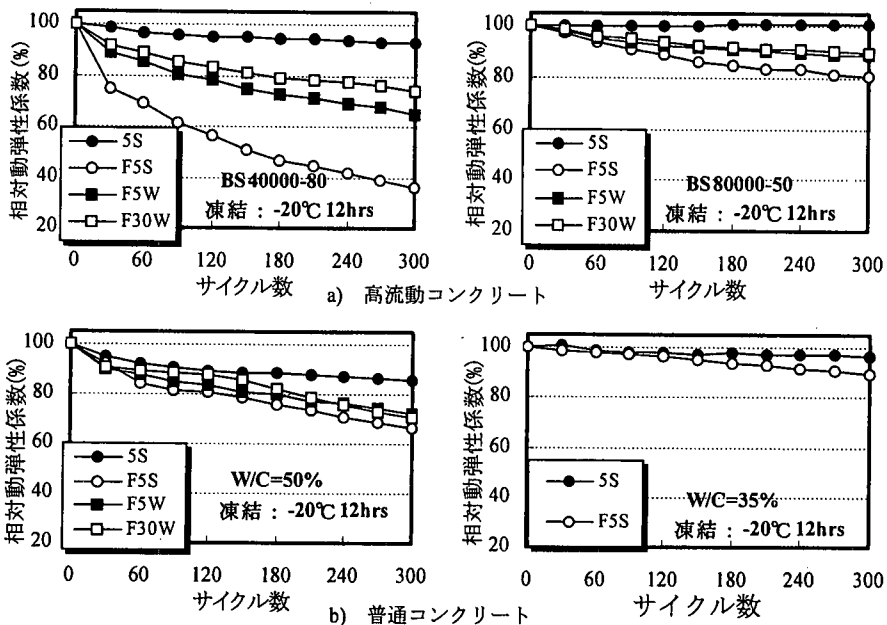


図-11 高流動コンクリートと普通コンクリートとの耐凍害性の比較

ず、水結合材比が同じ場合、すなわち、高流動コンクリートBS4000-80、BS8000-50と普通コンクリートW/C=35%を比較する。凍結を受けない5Sは、BS4000-80、BS8000-50及びW/C=35%で凍結融解試験終了時の300サイクルまで相対動弾性係数の低下が殆ど見られない。しかし、BS4000-80のF5Sは、最初のサイクルから相対動弾性係数が減少し、300サイクルにおいて約35%まで低下している。また、BS8000-50のF5Sでは300サイクルで相対動弾性係数が80%まで低下している。これに対して、普通コンクリートW/C=35%では、凍結を受けたF5Sの相対動弾性係数が300サイクル終了で90%程度と初期に凍結を受けても非常に高い耐凍害性を示している。これらの結果から、同じ水結合材比で比較した場合、普通コンクリートに比べ、高炉スラグ微粉末を混和した高流動コンクリートの方が凍結を受けたことによる耐凍害性に及ぼす影響は大きいと判断される。一方、普通コンクリートW/C=50%では、300サイクルにおける5S、F5Sの相対動弾性係数がそれぞれ85%、65%程度であり、初期に凍結を受けたことにより、凍結を受けないものと比較して相対動弾性係数は約20%低下することになる。BS4000-80とW/C=50%を比較した場合、凍結を受けない5Sでは、W/C=50%の方が耐凍害性が低いものの、凍結を受けたF5SではBS4000-80の方が耐凍害性が低くなっている。また、BS8000-50とW/C=50%を比較した場合、凍結を受けたことによる相対動弾性係数の低下量は両者とも20%とほぼ同じである。また、初期

に凍結を受けた後に対策を行うことにより、高炉スラグ微粉末を混和した高流動コンクリート及び普通コンクリートともに、耐凍害性はある程度改善されるが、凍結を受けない5Sまでは回復しない結果を示している。

以上のことから、高炉スラグ微粉末を混和した高流動コンクリートは、初期に凍結を受けたことにより、高炉スラグ微粉末を混和しない普通コンクリートに比べ、特に耐凍害性の低下が顕著に現れることが確認された。

d) 細孔径分布

図-12にBS4000-80の各材齢における細孔径分布の結果を示す。図より、凍結を受けたF5Sは、凍結を受けない5Sに比べ、全ての材齢で、全細孔量が多くなっていることが分かる。また、凍結を受けたことにより、初期材齢では約 $0.1\mu\text{m}$ 以上の細孔量、材齢35日と材齢91日では $0.01\sim 0.1\mu\text{m}$ 付近の細孔量が多くなっていることが分かる。一般にコンクリートがフレッシュ時に凍結を受けた場合、コンクリート中の水分が凍結し、融解後に空隙を残すことが知られている^{4), 5)}。本研究の結果より、その空隙は約 $0.1\mu\text{m}$ 以上の大きい径であると推察され、その後水和反応により生成された水和物により、その空隙が埋められ、結果的に $0.01\sim 0.1\mu\text{m}$ 付近の比較的大きい径の毛細管空隙に相当する細孔量が増加したと思われる。また、F5Sの材齢35日と材齢91日の $0.01\sim 0.1\mu\text{m}$ の細孔量を比較すると、それぞれ 0.053ml/g 及び 0.049ml/g とあまり変化し

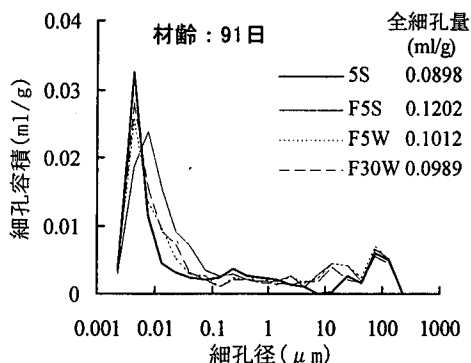
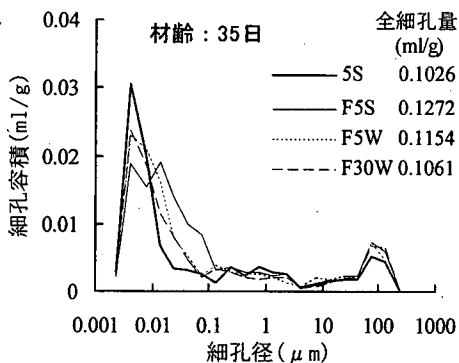
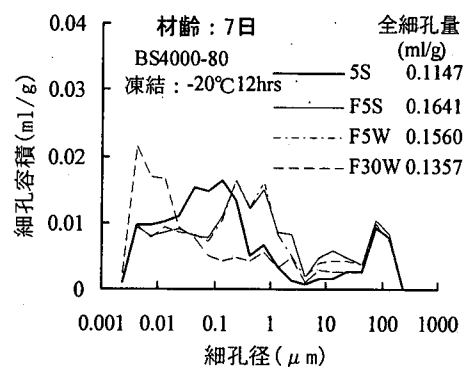


図-12 BS4000-80の細孔径分布の結果

ていないことから、この空隙は、その後も緻密化されることはないと思われ。

図-7において、初期の凍結により、圧縮強度に比べ相対動弾性係数の低下が顕著に現れることが示されたが、細孔径分布の測定結果より、このような結果が得られた理由は、初期の凍結により耐凍害性に影響を及ぼす細孔範囲の緻密化が特に阻害されたためであると考えられる。

凍結後、対策として5°Cで水中養生を行ったF5Wは、材齢の経過とともにF5Sに比べ、全細孔量及び0.01~0.1μm付近の細孔量が減少しているが、凍結を受けない5Sの全細孔量及び0.01~0.1μm付近の細孔量よりは多くなる結果を示している。また、対策として30°C

で水中養生を行ったF30Wは、材齢7日において5Sよりも全細孔量は少なくなり、小さい細孔径に分布している。しかし、材齢の経過に伴い、細孔径分布の変化が少なくなり、材齢91日において5Sに比べ、全細孔量及び0.01~0.1μm付近の細孔量が多くなる結果を示している。

以上、初期に凍結を受けたものは、凍結を受けないものに比べ、全細孔量や比較的大きい径の毛細管空隙に相当する細孔量が多くなり、細孔組織がポーラスになる。しかし、初期の凍結後、養生中に水分を供給するなどの対策を行うことにより、全細孔量及び比較的大きい径の毛細管空隙に相当する細孔量は少なくなり、細孔組織はある程度緻密化するが、凍結を受けないものの細孔組織までは緻密化しないことが明らかになった。

(3) 初期に凍結を受けたコンクリートの強度と耐凍害性との関係

図-13に初期に凍結を受けたコンクリートの強度と耐凍害性の関係を示す。図で、横軸は凍結融解試験開始時の強度、縦軸は凍結融解試験を行い得られた耐久性指数である。ここで、BS4000-80の耐久性指数は、急速凍結融解試験中の水和の影響を緩速凍結融解試験により補正した値である。BS8000-50の耐久性指数は急速凍結融解試験の値をそのまま用いている。

図より、BS4000-80の場合、-10°Cで12時間の凍結を受けた後、対策として30°Cで水中養生を行ったF30Wは、凍結を受けない5Sより強度は大きい値を示しているが、耐凍害性は5Sより低下している。つまり、強度では完全に回復しているが、耐凍害性で評価した場合、凍結の影響があることを示している。また、同じ養生条件で比較した場合、凍結時間が長くなり、凍結温度が低くなると、強度の低下はそれほど大きくはならないが、耐凍害性は著しく低下していることが分かる。つまり、強度では凍結の程度の影響は少ないが、耐凍害性では凍結の程度の影響を大きく受けるものと判断される。-20°Cで12時間の凍結を受けたF5Sの材齢91日(F5S-91D)における強度は、凍結を受けない5Sの材齢35日の強度と同程度になるが、耐凍害性は著しく低下している。更に、BS4000-80の場合、圧縮強度20MPa前後における耐久性指数が70から20まで、BS8000-50の場合、圧縮強度33MPa前後における耐久性指数が90から70まで大きく変化している。

以上のことから、初期に凍結を受けたコンクリートの強度と耐凍害性との間には、必ずしも相関が存在せず、初期の凍結による品質低下を評価する際には、強度だけでなく耐凍害性についても検討する必要があることが明らかになった。

凍結	5S	F5S	F5W	F30S	F30W	F5S -35D	F5S -56D	F5S -91D
-10°C12hrs	x	○	□	+	△			
-10°C24hrs		○	□		△			
-20°C12hrs		●	■		▲	◇	◇	◆

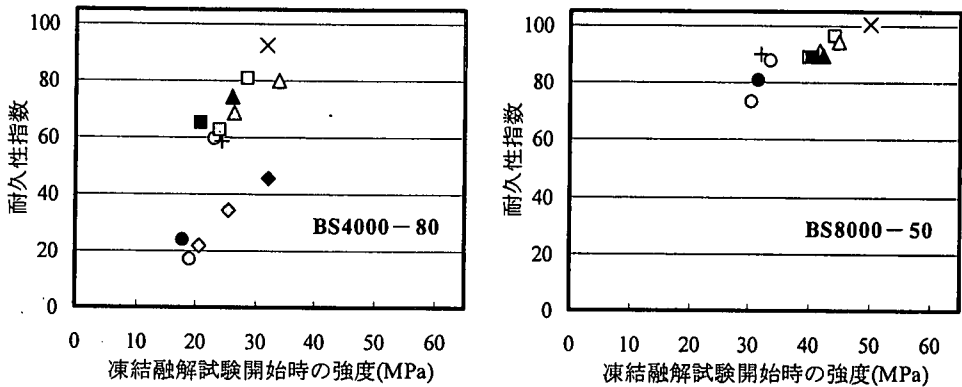


図-13 初期に凍結を受けたコンクリートの強度と耐凍害性との関係

4. 結論

本研究により得られた主な結果を以下に示す。

- (1) 反応が遅い高炉スラグ微粉末を混和したコンクリートでは、凍結融解試験中に無視できない程度の水和の影響が含まれるため、耐凍害性を正しく評価するためには、この水和の影響を補正する必要がある。
- (2) 20°C一定、0°C一定水中試験を行い、積算温度と動弾性係数との関係を用い、急速凍結融解試験中の水和の影響を補正した結果、0°C一定水中試験によるものは、初期に凍結を受けたコンクリートの耐凍害性を評価する方法として、今後十分に実用化される可能性がある。
- (3) 初期に凍結を受けた高炉スラグ微粉末を混和した高流動コンクリートは、圧縮強度、耐凍害性ともに大きく低下する。また、同じ水結合材比で比較した場合、高炉スラグ微粉末を混和した高流動コンクリートの方が、普通コンクリートに比べ、品質低下が大きく、特に耐凍害性の低下が顕著に現れる。
- (4) 高炉スラグ微粉末を混和した高流動コンクリートは、初期に凍結を受けた後、養生中に水分を供給するなどの対策を行うことにより、強度、耐凍害性ともにある程度改善される。ただし、凍結を受けないものと比較すると、-10°Cで12時間の凍結を受けた場合、強度は同程度まで回復するが、耐凍害性は回復しない。また、-20°Cで12時間の凍結を受けた場合、強度、耐凍害性ともに凍結を受けないものまで回復しない。

- (5) 封かん養生の場合、初期に凍結を受けた後、対策として給熱養生を行うと、初期強度は改善されるが、長期強度、耐凍害性については効果が見られない。
- (6) 初期に凍結を受けたものは、凍結を受けないものに比べ、全細孔量や比較的大きい径の毛細管空隙に相当する細孔量が多くなり、細孔組織がポーラスになる。しかし、初期に凍結を受けた後、水分を供給するなどの対策を行うことにより、全細孔量及び比較的大きい径の毛細管空隙に相当する細孔量は少なくなり、細孔組織はある程度緻密化する。ただし、凍結を受けないものの細孔組織までは緻密化しない。
- (7) 初期に凍結を受けたコンクリートの強度と耐凍害性との間には必ずしも相関が存在せず、初期の凍結による品質低下を評価する際には、強度だけでなく耐凍害性と合わせて評価する必要がある。

参考文献

- 1) 小澤一雅, 岡村甫, 前川宏一: ハイパフォーマンスコンクリートの開発, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 11, No. 1, pp.699-704, 1989.
- 2) 土木学会コンクリート委員会: 高流動コンクリートシンポジウム論文報告集, コンクリート技術シリーズ10, 土木学会, 1996.
- 3) 原田和樹, 谷口秀明, 牛島栄: 施工条件が高流動コンクリートの品質に及ぼす影響, 第48回セメント技術大会講演集, pp. 850-855, 1994.

- 4) 神田衛：まだ固まらないコンクリートの凍結被害と所要硬化期間に関する研究，セメント技術年報17，pp.335-343,1963.
- 5) Bernhardt, C. J. : Damage due to freezing of fresh concrete, Proceedings of ACI, Vol. 52, pp.573-581, 1956.
- 6) 土木学会コンクリート委員会：コンクリート標準示方書[規準編]，土木学会，1996.
- 7) 土木学会コンクリート委員会：高炉スラグ微粉末を用いたコンクリート施工指針，コンクリートライブラリー86，土木学会，1996.
- 8) 三浦尚，黒川聡：高炉スラグ微粉末コンクリートの耐凍害性に関する一考察，セメント技術年報，No. 43，pp.247-250, 1988.
- 9) 長合友造，山本泰彦：若材齢コンクリートの耐凍害性の評価法に関する基礎研究，土木学会論文集，No. 433/V-15，pp.71-80, 1991.
- 10) Saul, A. G. A. : Principle underlying the steam curing of concrete at atmospheric pressure, Magazine of Concrete Research, Vol. 2, No. 6, pp.127-140, 1956.
- 11) Nykanen, A. : Hardening of concrete at different temperature especially below the freezing point, RILEM Symposium on Winter Concreting, Session B, 1956.
- 12) 中本純次，戸川一夫，藤井学：高炉スラグ高含有コンクリートの強度発現特性に関する基礎的な研究，土木学会論文集，No. 564/V-35，pp.121-131, 1997.
- 13) 岩城一郎，鈴木一利，三浦尚：低温養生を行った高炉スラグ混和コンクリートの強度回復特性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 20, No. 2, pp.205-210, 1998.
- 14) 堀宗朗，多田活治，斎藤裕，三浦尚：細孔構造の変化に着目したコンクリートの低温劣化の診断法の基礎的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 13, pp. 723-728, 1991.
- 15) Chin, F. K. : Relation between strength and maturity of concrete, Journal of the ACI, Vol. 8, No. 3, pp. 196-203, 1971.

(1999. 1. 18受付)

REDUCTION OF QUALITY AND COUNTERMEASURE OF SELF-COMPACTING CONCRETE INCORPORATING GROUND GRANULATED BLAST-FURNACE SLAG DUE TO INITIAL FROST DAMAGE

Kyung-Taek KOH, Ichiro IWAKI and Takashi MIURA

This paper presents the reduction of quality of self-compacting concrete incorporating ground granulated blast-furnace slag that has frozen at early age and the effects of the countermeasure to the frost damage. As the experimental results, the self-compacting concrete incorporating ground granulated blast-furnace slag attacked by initial frost damage showed the remarkable reduction of both the strength development and the resistance to freezing and thawing. Especially, the resistance to freezing and thawing of the self-compacting concrete became much lower than that of the normal concrete. Furthermore, it was recognized that the strength and the resistance to freezing and thawing of self-compacting concrete could not completely recover to the quality of concrete not subjected to initial frost damage, even if countermeasures such as water curing and heat curing after initial frost damage were performed.