

凍結融解作用を受けるコンクリートの劣化予測に関する研究

石井 清¹・江川顕一郎²・堤 知明³・野口博章⁴

¹フェロー 東京電力(株)常務取締役(〒100 東京都千代田区幸町1-1-3)

²正会員 東電設計(株)第一土木本部副本部長(〒110東京都台東区東上野3-3-3)

³正会員 工修 東京電力(株)電力技術研究所構造研究室主任研究員(〒230横浜市鶴見区江ヶ崎町4-1)

⁴正会員 工修 東電設計(株)第一土木本部水力開発部課長(〒110東京都台東区東上野3-3-3)

本研究は、室内促進凍結融解試験および20年間に亘って自然環境下に暴露したコンクリートの経年変化を基に、任意の水セメント比、最低温度における劣化予測について検討したものである。検討の結果、ある水セメント比、最低温度における破壊サイクル数を基準とする基準化凍結融解サイクルを用いれば、水セメント比および最低温度の影響を同時に表現できること、また、基準化凍結融解サイクルを用いれば、最低温度が不規則な自然環境下においても劣化予測が可能であることが明らかとなった。

Key Words : frost resistance, exposure test, rapid freezing and thawing, freezing and thawing cycle, standardized freezing and thawing cycle, prediction of deterioration

1. まえがき

日本大ダム会議ダムコンクリート凍害実験研究分科会(委員長:國分正胤東京大学名誉教授)では、国内の7ダムにおいて、1m立方の大型コンクリートブロックを用いた原位置での長期耐久性試験を行っている。筆者らも、1969年から長野県西部に位置する水殿ダムの調整池内にコンクリートブロックおよびφ15cm×h30cmの小型供試体を設置し、この研究に参画している。筆者らは、毎年主に動弾性係数を測定することで、劣化状況の経年変化を調査しており、暴露20年目における劣化状況について詳細に検討し、結果を既に報告した¹⁾。

コンクリートの凍結融解抵抗性に関しては古くから貴重な報告が数多くなされてきている²⁾。しかしながら、その多くは、最低温度、凍結融解速度が規定された条件下で行われた、凍害に拘わる影響因子および耐久性等に関する検討であり、任意の最低温度下における劣化予測に関する研究は少ない。凍結融解による劣化予測は、より合理的なコンクリートの配合設計あるいはコンクリート構造物の耐久性設計を行うために、極めて重要な課題と言える。

本研究は、室内促進凍結融解試験および水殿調整池に暴露された小型供試体の劣化調査結果から、任

意の水セメント比および最低温度下における劣化予測について検討したものである。また、検討結果を促進試験と比較することによって室内試験の促進性についても検討した。

なお、供試体の湿潤の程度は耐凍害性および強度に大きく影響することが知られているが、本検討では暴露供試体の設置箇所が揚水発電運転されている水殿調整池内の運転水位内にあり、水没することも多く、湿潤状態に保たれやすい環境下にあることから、供試体の湿潤状態は水中養生とほぼ同じとの仮定を設けることとした。

2. 水セメント比および最低温度と基準化凍結融解サイクル

(1)水セメント比および最低温度が凍結融解抵抗性に及ぼす影響

水セメント比および最低温度は、コンクリートの凍結融解抵抗性に極めて大きな影響を及ぼす。図-1は凍結融解試験における、水セメント比ならびに最低温度を変化させた際の、相対動弾性係数の低下状況を示したものである³⁾。このときの試験条件の概要は次のとおりである。

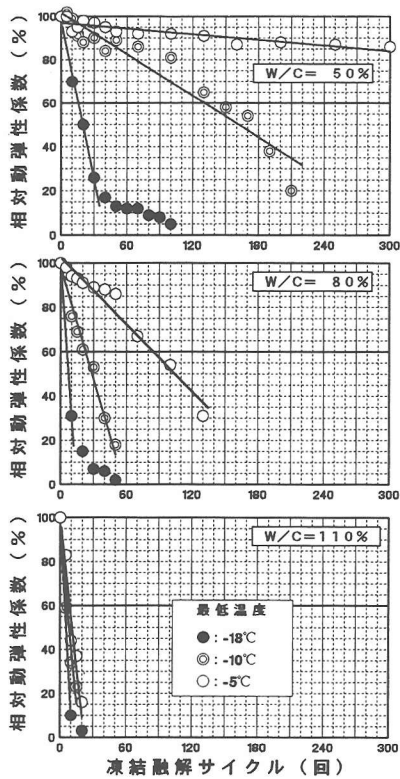


図-1 最低温度および水セメント比が凍結融解抵抗性に及ぼす影響

使用材料は、暴露試験に供したコンクリートとできるだけ同じ種類を用いることとし、セメントには中庸熟ポルトランドセメントを、細・粗骨材には暴露試験供試体作製時から保管しておいた骨材（長野県梓川産の河川骨材および碎石を混合）を用いた。粗骨材は最大寸法150mm、比重2.66のものを150～80、80～40、40～20、20～5mmに分級して用いた。細骨材は粗粒率2.78、比重2.60のものをを用いた。

配合は、水セメント比50、80および110%の3水準としたAE剤を用いないコンクリートとし、単位水量は暴露試験供試体作製時と同様にスランプが 3 ± 1 cmとなるように試し練りを行って定めた。また細骨材率も各水セメント比毎で最適細骨材率となるように試し練りを行って定めた。配合の詳細は別報³⁾を参照されたい。

凍結融解試験は、水中凍結水中融解法によって、凍結時の最低温度を、18℃、10℃、-5℃の3水準に変化させて試験を行った。この時、融解時の最高温度はいずれの場合も5℃とし、各最低温度条件下での温度変化速度に大きな差が生じないように努め、ほぼ9℃/時間に保った。また、凍結融解の試験開始

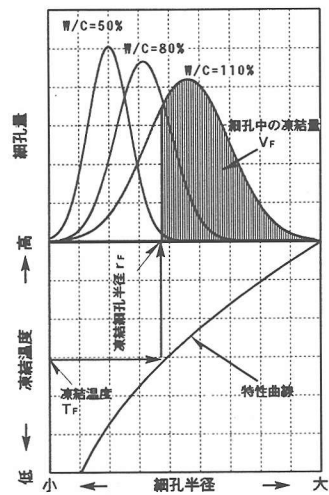


図-2 凍結細孔量比算出方法

材齢は91日とした。これは現地暴露試験開始時の条件と一致させるためである。

ここで、AE剤を用いなかったのは、凍結融解作用の外的な要因の影響を明らかにするためである。凍結融解による劣化を外力と耐力に分けて考えた場合、外力（凍結力）としては、最低温度、冷却速度、凍結持続時間などがあり、この中では最低温度の影響が大きいことが報告されている⁴⁾。また、耐力（緩和力）としては、気泡組織および組織の強度を挙げることができると考えられる。したがって、最低温度の影響を検討するにあたって、AE剤を用いたコンクリートを対象に最低温度を変化させた試験を行った場合、耐力側の影響が大きいと考えられる。これを避けるためにAE剤を用いないコンクリートを対象として試験を行った。

図-1によれば、水セメント比の高いもの、また最低温度が低いものほど凍結融解による劣化が大きいことが判る。著者らの実験³⁾では、コンクリート硬化体細孔組織（粗骨材を取り除いたモルタル部分を対象試料として水銀圧入法によって求めた細孔）中の凍結水量の割合と動弾性係数の低下勾配の間に水セメント比および最低温度に拘わらず密接な関係が認められた。このことから水セメント比の高いもの、あるいは最低温度が低いものほどコンクリート硬化体の細孔組織中の凍結水量の割合が多くなることの影響が大きいと考えられる。

ここで、コンクリート硬化体細孔組織中の凍結水量の割合（以下、凍結細孔量比と呼ぶ）は、図-2に示す模式図の要領で求めた。コンクリートが飽水状態にあると仮定し、細孔径分布測定結果を基に、細

表-1 凍結細孔量と凍結細孔量比の算定結果

水セメント比 W/C (%)	全細孔量 V_0 (cc/g)	凍結細孔量 V_f (cc/g)			細孔量比 V_f/V_0 (%)		
		最低温度(°C)			最低温度(°C)		
		-5	-10	-18	-5	-10	-18
50	0.0738	0.0108	0.0319	0.0423	15	43	57
80	0.0962	0.0268	0.0476	0.0820	28	49	64
110	0.1308	0.0710	0.0888	0.1007	54	68	77

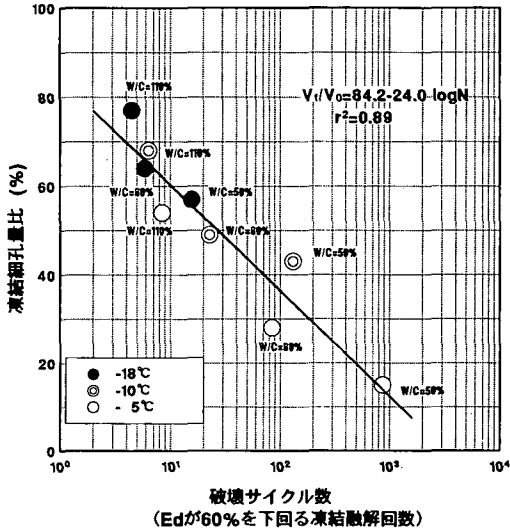


図-3 破壊サイクル数と凍結細孔量比の関係

孔径と凝固点の関係を表す樋口の式⁵⁾を用いて、各最低温度に対する凍結細孔径を求め、その径以上の細孔は凍結しているものと考えて、全細孔量に対する百分率をもって、凍結細孔量比とした。表-1に凍結細孔量比を示す。ここで、全細孔量の算出は、空隙を円筒モデルと考え、細孔直径3nm~15200nmの範囲の水銀圧入量とした。

(2)凍結細孔量比と破壊サイクル

今、図-1に示した凍結融解試験結果を、凍結細孔量比と破壊するまでのサイクル数(以下、破壊サイクル数と呼ぶ)で整理すれば、図-3に示すような関係が得られる。

ここで、破壊サイクル数は、凍結融解サイクル数と相対動弾性係数との関係を線形回帰し、相対動弾性係数が60%となる時のサイクル数とした⁶⁾。図-1の関係を回帰するにあたっては、最低温度を-18°Cで実施した既往の試験報告では、必ずしも線形性が低い場合も認められるが、本試験では、相対動

弾性係数が20%程度以上であれば、線形性が認められることから、相対動弾性係数が20%以上の領域で線形補間を行った。

図-3によれば、常用対数で表した破壊サイクル数と、凍結細孔量比の間には水セメント比、最低温度に拘わらず線形関係が成り立つことが認められる。

また、図-3のW/C=50%、-5°Cの点は図-1の線形補間を基にした外挿点である。外挿点を採用した理由は次の2点による。

まず、同一水セメント比で最低温度が低くなった場合においても、また同一温度で水セメント比が高くなった場合でも相対動弾性係数が20%程度以上の領域においては比較的良好な線形関係が保たれていること。

次いで図-3において、仮にW/C=50%、-5°Cの点を除いた場合においても図中に示した回帰式にほとんど差が無く、例えば、破壊サイクル数100回まででは凍結細孔量比で最大0.6%、また1000回まででは凍結細孔量比で1.6%とその差は小さいこと。

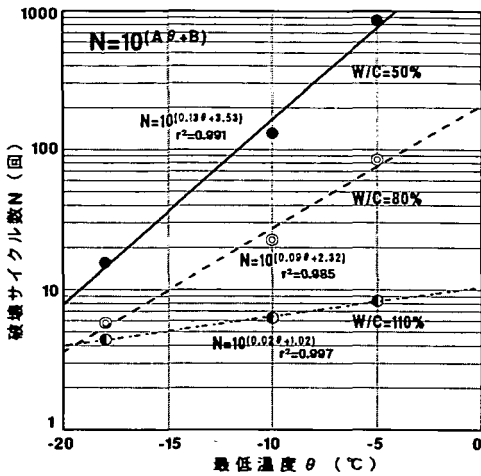
同図から、低い凍結細孔量比であれば破壊サイクル数は多くなるが、高い凍結細孔量比であれば破壊サイクル数は少なくなる。厳密には、コンクリートのような多孔材料の凍結融解抵抗性は細孔量だけでなく、その分布も考慮すべきものと考えられるが、量的な捉え方でも凍結融解抵抗性を評価することが可能であることが報告されており⁷⁾、本研究においても細孔量を指標とすることとした。

また、既往の報告⁸⁾によれば、凍結融解による劣化を疲労問題として捉えることができるとする考えもあり、概念的には、凍結細孔量比を疲労問題の応力比に相当するものとして捉えることができる可能性があるものと思われる。図-3より、凍結細孔量比は、同一最低温度下では水セメント比が高いものほど高くなり、また同一水セメント比では最低温度が低いほど高くなる事が判る。このことから、凍結融解による劣化は、単にサイクル数のみではなく、サイクルごとの損傷量を考慮する必要があることを示しているとともに、これを考慮すれば水セメント比ならびに最低温度の影響を同時に評価できることを示しているものと考えられる。

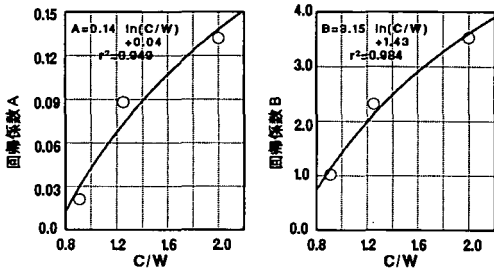
(3)水セメント比および最低温度と破壊サイクル

細孔量の測定には特殊な装置を要し、また凍結細孔量自体が必ずしも実用的な指標ではないと考えられることから、凍結細孔量比の代わりに破壊サイクル数を水セメント比、最低温度で整理することとする。

最低温度と破壊サイクル数Nとの関係を図-4(a)



(a) 水セメント比毎の最低温度と破壊サイクル数の関係



(b) 回帰係数Aの場合

(c) 回帰係数Bの場合

図-4 破壊サイクル数に及ぼす最低温度およびセメント水比の影響

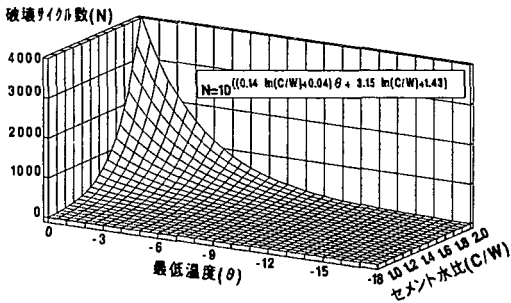


図-5 破壊サイクル数に及ぼす最低温度およびセメント水比の影響

に示す。図-2に示した模式図の要領で求められる凍結細孔量比が水セメント比と最低温度の関数として考えられること、ならびに図-3に示したように常用対数で表した破壊サイクル数と凍結細孔量比に線形関係が認められることから、最低温度および水セメント比を説明変数とする破壊サイクル数の回帰式の型を式(1)の型とした。

$$N = 10^{(A\theta + B)} \quad (1)$$

ここで、N：破壊サイクル数、θ：最低温度

A, B：回帰係数

水セメント比毎の回帰係数A, Bについては、次式で回帰できるものと仮定した場合、図-4(b), (c)が得られる。

$$A = \alpha \cdot \ln(C/W) + \beta \quad (2)$$

$$B = \gamma \cdot \ln(C/W) + \delta \quad (3)$$

ここで、A, B：式(1)中の係数、

α, β, γ, δ：係数

図-4(b), (c)中に示す回帰式を式(1)に代入すると、任意のセメント水比と最低温度における破壊サイクル数が求まり、図-5に示すとおりである。

(4) 基準化凍結融解サイクル

(3)で示したように、任意の水セメント比および最低温度に対応する破壊サイクル数が求められる。したがって、式(4), (5)に示すように、基準となる水セメント比および最低温度に対して、他の水セメント比、最低温度における破壊サイクル数との比をとり、これを重み係数として水セメント比、最低温度別の凍結融解サイクル数に掛け合わせて評価すれば、水セメント比および最低温度の影響を同時に表現できる。

本論文では、このようにして求めた凍結融解サイクルを「基準化凍結融解サイクル」と定義する。

$$\phi = \frac{Nd([C/W]_{st}, [\theta]_{st})}{Nd([C/W]_t, [\theta]_t)} \quad (4)$$

$$Ni' = \phi \cdot Ni \quad (5)$$

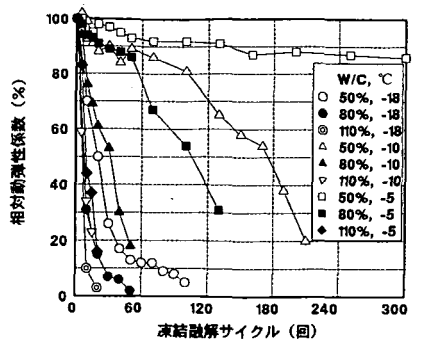
ここで、φ：重み係数、Nd([C/W]_t, [θ]_t):目的とするコンクリートのセメント水比および最低温度の破壊サイクル数、Nd([C/W]_{st}, [θ]_{st}):基準とするコンクリートのセメント水比および最低温度の破壊サイクル数(ともに図-5より算出)、Ni':基準化凍結融解サイクル数、Ni:凍結融解サイクル数である。

例えば、図-6は図-1の結果に対して、水セメント比50%、最低温度-5°Cの破壊サイクル数を基準とし、図-5から凍結融解サイクル数を重みづけして整理した結果を示したものである。図中には回帰式の95%信頼区間も合わせて示した。これによれば、基準化凍結融解サイクル数と相対動弾性係数との関係は水セメント比ならびに最低温度に拘わらず、一つの劣化曲線で表現することができる。例えば水セメント比50%で最低温度が-18°Cの100サイクル(図中○印)は、基準化凍結融解サイクルでは6,400サイクル程度に相当することが判る。このことは逆に、水セメント比が50%の場合では、最低温度が-5°Cから-18°Cに変わることにより60倍以上の繰り返しが加わることに相当すると言える。

このことから、基準化凍結融解サイクルを用いれ

表-2 コンクリートの配合

記号	G... (mm)	W/ (C+F) (%)	F/ (C+F) (%)	a/a	単位置 (kg/m ³)					AE剤 (cm)	空気量 (%)	
					W	C	F	S	G			
AF 49	150	49	25	22	98	150	50	467	1645	54cc	3.3	3.0
AF 71	150	71	25	24	92.5	97.5	32.5	519	1643	34cc	2.8	2.8
AF 91	150	91	25	24.5	90	75	25	532	1640	23cc	2.9	2.6
AF110	150	110	25	25	88	60	20	548	1636	16cc	2.6	3.1



基準化 (W/C=50%,
-5°Cを基準)

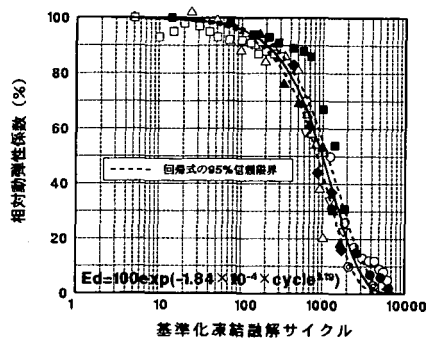


図-6 基準化凍結融解サイクルによる表示

ば、任意の水セメント比および最低温度条件における劣化曲線の推定が可能である。

3. 基準化凍結融解サイクルの暴露試験への適用

(1) 相対動弾性係数の経時変化

筆者らが実施している自然暴露下での凍結融解試験結果のうち、表-2に示すAE剤を用いフライアッシュを混和した配合の相対動弾性係数および質量の経年変化を図-7に示す。(a)および(b)はともにφ15×30cmの円柱供試体(Gmax40mm, ウェットスクリーング、以下小型供試体と呼ぶ)の測定結果であり、動弾性係数の算出に当たって、前者は共鳴振動法(縦振動)⁹⁾を、後者は超音波法¹⁰⁾を用いている。共鳴振動法において円柱供試体を用いて縦振動としたのは、スケリングなどの劣化によって粗骨材の露出が大きくなった場合、測定端子の密着ならびに供試体の固定が難しくなり、測定誤差が大きくなる恐れがあったためであり、円柱供試体を用いたのは圧縮強度との比較を行うためである。また、動弾性係数の測定は2回/年実施しているが、ここでは年間の平均値を示した。

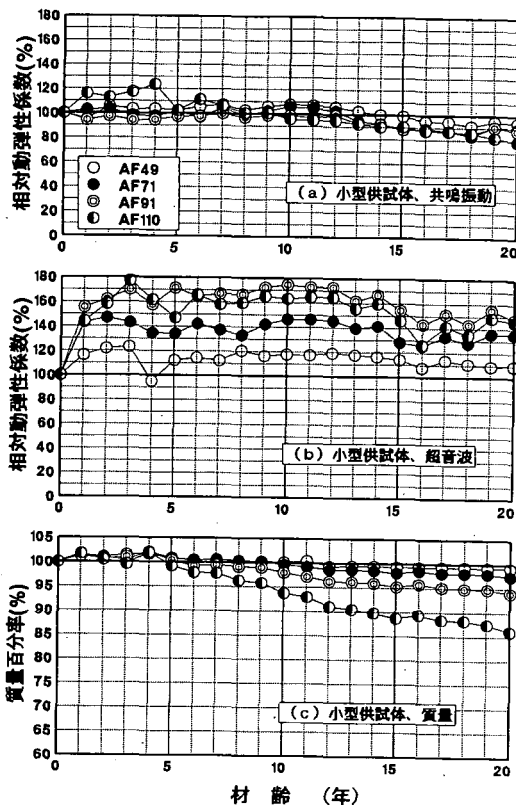


図-7 相対動弾性係数および質量百分率の経年変化

同図から、超音波法で求めた動弾性係数は20年経過時点でも、いずれの水結合材比のものでも測定開始時点における動弾性係数以上の値を維持している。しかしながら、室内促進試験結果で認められる、水セメント比の低いものほど相対動弾性係数が高いといった傾向は認められない。また、共鳴振動法によって求めた小型供試体の相対動弾性係数は超音波法で求めた場合と比較して低下傾向が認められるが、最も水結合材比の高い110% (記号AF110) の場合でも材齢20年における相対動弾性係数は80%であり、劣化の進行は遅い。

超音波法および共鳴振動法で相対動弾性係数が大きく相違するのは、測定原理および測定位置による影響と考えられる¹¹⁾。超音波法では、本試験においては供試体の周辺に比べ劣化の比較的少ない円柱供

表-3 標準養生（水中）ならびに暴露供試体の圧縮強度試験結果

供試体 記号	養生	圧縮強度 N/cm ²					
		28日	91日	1年	5年	18年	20年
AF49	標準 養生 (水中)	20.9	35.6	38.4	42.2	39.3	-
AF71		15.4	21.6	29.2	30.6	-	40.4
AF91		6.5	11.9	16.0	24.2	-	24.7
AF110	現地 暴露	2.9	4.7	9.4	13.7	15.5	-
AF49		-	27.8	34.3	35.0	35.2	-
AF71		-	21.9	20.1	28.1	-	-
AF91		-	6.9	9.1	16.7	-	-
AF110		-	3.2	4.3	7.1	8.9	-

度の伸びがあり、これが相対動弾性係数に影響を及ぼすことは以前から指摘されていることであり^{1,2)}、特に自然暴露環境下では促進試験条件下と比較してその影響は大きい。

コンクリート構造物の凍結融解抵抗性は、暴露期間中の強度の伸びも含めて評価されるべきものであるが、劣化予測という観点からは、強度増進の影響を排除した凍結融解作用による劣化相当分の動弾性係数の変化を知る必要がある。そこで、長らの報告^{1,3)}を参考に自然暴露下における強度増加の影響を補正して相対動弾性係数を再定義することとした。

強度補正の方法を図-8のフローに示す。原位置における積算温度を求め、凍害による劣化を受けない状態での動弾性係数（以下、本論文では理想動弾性係数と呼ぶ）の経年変化を推定し、これと測定した動弾性係数との比から修正相対動弾性係数を算出した。

なお、動弾性係数の算定に当たって、直接動弾性係数を求めるのではなく、圧縮強度を介して算定したのは、20年間に於いて標準養生（水中）の動弾性係数の測定結果が、一部の配合並びに材齢で欠測していたことによる。

a) 積算温度と圧縮強度の関係の算出

標準養生（水中）の材齢と強度の関係から積算温度と圧縮強度の関係を求めた。

積算温度と圧縮強度の関係ならびにその回帰結果を図-9に示す。

ここで、回帰式の型は式(6)の型とした^{1,2)}。

$$f c' = \frac{M - M_0}{(1/a) + \{ (M - M_0) / b \}} \quad (6)$$

ここで、 $f c'$: 圧縮強度 (N/mm²)、 M : 積算温度 (DD)、 M_0 , a , b : 定数である。

図-9から、回帰式は圧縮強度試験結果をよく追隨しているものと判断できる。

b) 原位置における暴露積算温度の算出

暴露供試体を設置した水殿調整池の20年間の日平均気温をもとに積算温度を求めた。積算温度は外気温0℃を境として式(7)、(8)^{1,2)}によって算出した。

外気温が0℃以上の場合

$$M = \sum t (\theta + 10) \quad (7)$$

外気温が0℃未満の場合

$$M = 0.3 \cdot \sum t (\theta + 15) \quad (8)$$

ここで、 M : 積算温度 (DD)、 t : 材齢 (日)、 θ : 外気温 (°C) である。

c) 暴露積算温度における理想圧縮強度の算出

暴露下積算温度における凍害劣化を受けていない状態を想定した圧縮強度（以下、これを理想圧縮強度と呼ぶ）を求めた。

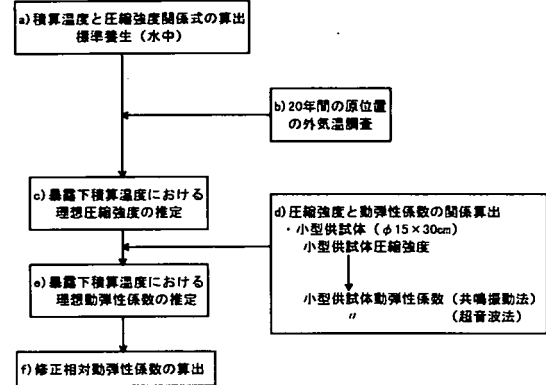


図-8 強度補正を行った修正相対動弾性係数の算出手順

試体端面（片側キャッピング）に端子を当てて、供試体中央部を伝播する超音波速度から動弾性係数を算出しているために、表面損傷の影響が少なくなっているものと考えられる。例えば、図-7(c)に示すようにAF91およびAF110の質量減少は大きく、その表面状況写真は前報¹⁾でも示したとおり、粗骨材の露出が大きく、表面損傷が大きいにも拘わらず、動弾性係数は暴露開始前の値を維持しており、本試験に用いた超音法の測定方法では表面損傷の影響を十分には評価できない可能性があるものと考えられる。

また、劣化の進行が遅い理由に関しては、凍結融解作用を受ける前に軽微な乾燥を受けたコンクリートの耐凍害性は向上するとの報告¹¹⁾もあり、その影響は無視することはできないものの、暴露期間中に強度の増進の影響を大きく受けているためと考えられる¹⁾。

(2) 暴露期間中の強度増加の補正

表-3は試験開始後20年までの強度試験結果を示したものであり、標準養生（水中）ならびに暴露養生別に示してある。標準養生（水中）の場合、動弾性係数測定開始の材齢91日と18年で強度を比較した場合、最も水セメント比の小さいAF49では約1.1倍、最も水セメント比の大きいAF110では約3.3倍を示している。また、現地暴露のものにおいてもそれぞれ、1.3および2.8倍を示している。凍結融解試験中に強

回帰式の型

$$f'_c = \frac{M - M_0}{1 + \frac{M - M_0}{a + \frac{M - M_0}{b}}}$$

a, b, M₀: 定数

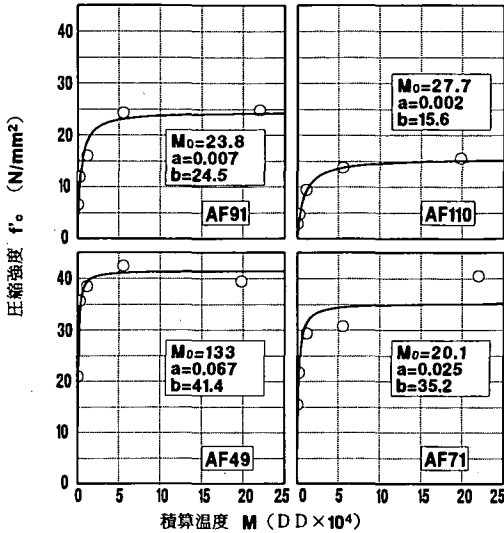
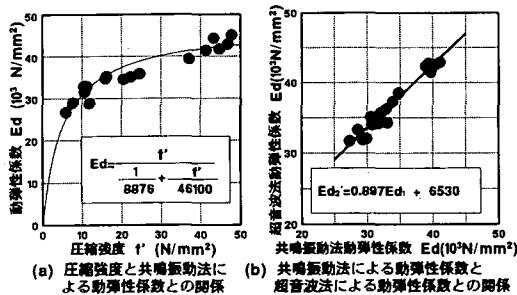


図-9 積算温度 (DD) と圧縮強度の関係



(a) 圧縮強度と共鳴振動法による動弾性係数との関係 (b) 共鳴振動法による動弾性係数と超音波法による動弾性係数との関係

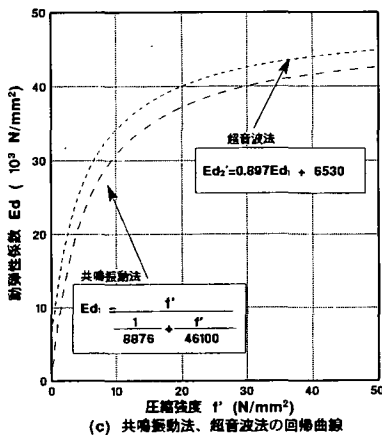


図-10 圧縮強度と動弾性係数の関係

a) で求めた積算温度と圧縮強度の回帰式に b) で求

めた暴露積算温度を代入し、凍害劣化が無いと仮定した場合の理想圧縮強度を推定した。

d) 圧縮強度と動弾性係数との関係の算出

図-1に示した凍結融解試験時に同時に実施した、圧縮強度試験結果と共鳴振動法による動弾性係数の関係を、図-10(a)に示すように回帰した。ここで、測定時期は凍結融解試験に供する前の段階であり、たわみ振動を用いており、特に表面劣化を受ける前の段階においては、縦振動との差はないものと考えられる¹⁴⁾。

また、超音波法による動弾性係数と圧縮強度の関係は、図-1に示した試験時に同時に実施しなかったため、共鳴振動法と超音波法の関係(図-10(b))を介して求めた。共鳴振動法、超音波法による回帰結果を図-10(c)に示す。

e) 暴露積算温度に対する理想動弾性係数の算出

暴露積算温度において凍害の影響を受けない理想動弾性係数を求めた。c) で求めた暴露積算温度における理想圧縮強度に、d) で求めた動弾性係数との関係式を用いて、暴露積算温度における理想動弾性係数を求めた。

f) 修正相対動弾性係数の算出

実測の動弾性係数とe)で求めた暴露積算温度下における理想動弾性係数から、式(9)によって修正相対動弾性係数を求めた。

$$REd_{ma} = \frac{(Ed_m)_t}{(Ed_i)_t} \times 100\% \quad (9)$$

ここで、REd_{ma}:修正相対動弾性係数(%), (Ed_m)_t:材齢 t における実測の動弾性係数(N/mm²), (Ed_i)_t:材齢 t における凍害による劣化を受けない動弾性係数(N/mm²)である。

(3) 修正相対動弾性係数の経時変化

暴露期間中の強度増進の影響を補正した修正相対動弾性係数の経時変化を図-11に示す。これによれば、いずれの配合においても相対動弾性係数は測定当初の値以下を示しており、強度補正の効果が現れている。また、水結合材比が高いものほど相対動弾性係数が小さく、劣化が進んでいることが認められ、水セメント比が高いほど劣化が大きくなるといった従来の定説¹⁵⁾と一致している。

(4) 自然環境下における基準化凍結融解サイクルの算出

自然環境下においては、外気温の最低温度は不規則な値としてコンクリートに作用する。室内促進試験では、同一の最低温度とするため、凍結融解1サイクル当たりの損傷を引き起こす力は同じであるが、

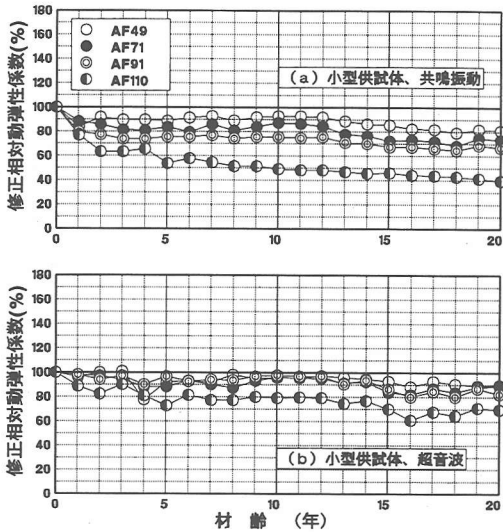


図-11 修正相対動弾性係数の経年変化

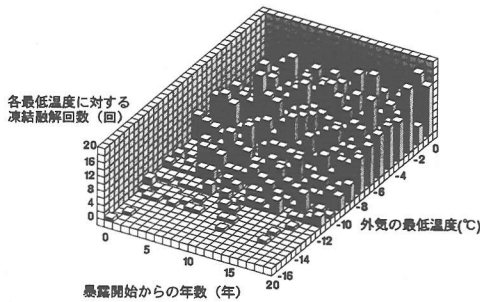


図-12 暴露期間中の凍結融解回数

自然環境下では1サイクル毎の損傷を引き起こす力は、最低温度が一定ではないために不規則な大きさとしてコンクリートに作用することとなる。

このため、不規則な損傷の程度を、前述の基準化凍結融解サイクルを用いて、凍結融解サイクルの重みづけを行えば、基準温度における凍結融解サイクルとして評価できる。すなわち、暴露期間中の最低温度の頻度を求め、その頻度毎に図-5から水セメント比ごとの最低温度に見合った重みを式(10)のように乗ずれば、不規則な最低温度の繰り返しの影響が評価できる。ここで、図-5はAE剤を用いないコンクリートを対象として求めたものであり、外力側の影響を評価したものである。これをAE剤を用いたコンクリートに適用した場合、空気量あるいは気泡間隔係数などの耐力側の差は、同定される劣化曲線の差として現れるものと考えられる。

$$N' = \sum_{i=1}^n \{N'_i\} = [N_{ij}] \{\phi_j\} \quad (10)$$

$$\{N'_i\} = \begin{Bmatrix} N'_i(1) \\ N'_i(2) \\ \vdots \\ N'_i(n) \end{Bmatrix}, \quad \{\phi_j\} = \begin{Bmatrix} \phi(0) \\ \phi(-0.5) \\ \vdots \\ \phi(m) \end{Bmatrix}$$

$$[N_{ij}] = \begin{Bmatrix} N(1,0) & N(1,-0.5) & \cdots & N(1,m) \\ N(2,0) & N(2,-0.5) & \cdots & N(2,m) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \vdots & \vdots & N(i,j) & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ N(n,0) & N(n,-0.5) & \cdots & N(n,m) \end{Bmatrix}$$

ここで、 N' :基準化凍結融解サイクル(累計値)、 $\{N'_i\}$:材齢*i*における基準化凍結融解サイクル、 $[N_{ij}]$:材齢*i*における最低温度*j*に対する凍結融解回数、 $\{\phi_j\}$:ある水セメント比、最低温度*j*を基準とした時の破壊サイクルに及ぼす最低温度*j*の重み(図-5をもとに算出)、*n*:評価材齢、*m*:現地の最低温度の最小値である。

材齢*i*における最低温度*j*に対する凍結融解回数 $[N_{ij}]$ は、暴露開始からの外気温を基に計算できる。図-12は、0°Cで凍結・融解が生じると考えた場合の水殿調整池での暴露期間中の凍結融解回数を、最低温度0.5°C毎に算出したものである。

(5) 基準化凍結融解サイクルと修正相対動弾性係数

a) 基準化凍結融解サイクル

基準化凍結融解サイクルは、ある水セメント比および最低温度を基準として算出する相対量である。このため、基準となる水セメント比および最低温度が必要となる。

今、ダムコンクリートのうち、耐凍害性、水密性を確保することを主目的として設けられる外部コンクリート相当の水結合材比として、AF49配合、すなわち水結合材比49%を基準にとる。この配合は水殿ダム本体に用いられた配合と同一である。また、最低温度の基準(j_0)としては現地の最低温度の20年間の平均値である-5.7°C \approx -6°Cを採用することとする。これにより凍結融解回数は、破壊サイクルに及ぼす最低温度*j*の重み $\{\phi_j\}$ が水結合材比49%で最低温度が-6°Cのときを基準として算出されることになり、-6°C以上のときの凍結融解回数は見かけ上その発生頻度よりも少なく、-6°C以下ではその発生頻度よりも見かけ上多く生じたと置き換えられることになり、その見かけ上の重みが図-5で示した関係から求まる。

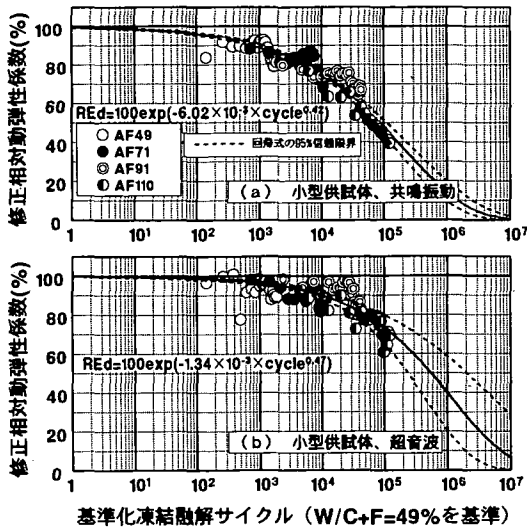


図-13 基準化凍結融解サイクルによる暴露試験結果の整理

b) 基準化凍結融解サイクルと修正相対動弾性係数

以上の $\{\phi_i\}$ および $\{N_{ij}\}$ を用いて算出した基準化凍結融解サイクル N' を基に、図-11に示した強度補正後の修正相対動弾性係数の経年変化の横軸を基準化凍結融解サイクル N' で整理した結果を図-13に示す。これによれば、水結合材比によらず、基準化凍結融解サイクルと修正相対動弾性係数との関係は、最低温度が不規則な自然環境下においても室内試験の整理結果で認められたように1つの曲線で表わすことができる。

これらの劣化曲線は、水結合材比49%のコンクリートが、最低温度-6℃の条件下に置かれた場合の劣化状況を等価的に示しているものと考えられる。

4. 促進凍結融解試験との比較

(1) 促進凍結融解試験結果

暴露試験に用いたコンクリートと同一のバッチから作製したコンクリートを対象に、暴露開始段階で実施した室内促進凍結融解試験の結果を図-14に示す。また、同図中には基準化凍結融解サイクルで整理した結果も併せて示した。この場合においても凍結融解試験の結果は、基準化凍結融解サイクルを用いて一つの劣化曲線で表すことができ、-18℃の最低温度のもとに水結合材比の影響が評価できている。ただし、この時の試験開始材齢は1年であり、現行の試験開始時期よりも遅い。

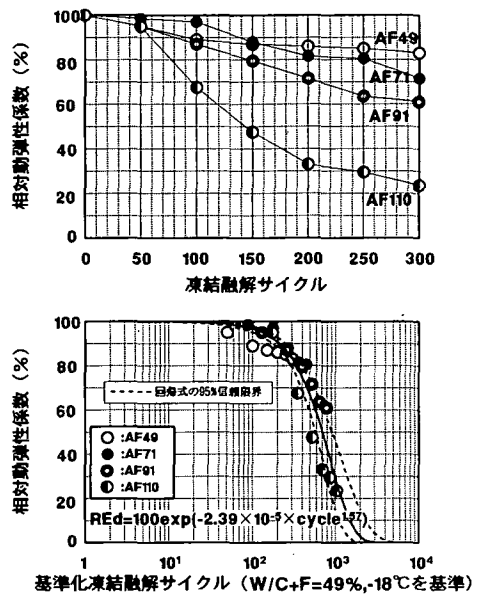


図-14 暴露試験に用いたコンクリートの室内促進凍結融解試験結果

(2) 試験開始材齢の補正

現地暴露の試験結果と室内促進結果を比較しようとした場合、室内開始材齢を標準的な材齢で行った場合に置き換えて試験結果を評価する必要がある。現行の凍結融解試験の開始材齢は14日を標準としているが、ダムコンクリートの場合では設計基準強度の保証材齢が91日と長期材齢であること、また、供用までの期間、養生状態を考慮して試験開始材齢を28日とすることが一般的である。そこで材齢1年開始の試験結果をもとに、試験開始材齢を28日とした場合の試験結果に補正することとする。

以下、AF49を基準として考える。図-14に示した暴露試験開始当時の試験時において細孔径分布を測定していないため、圧縮強度を介して凍結細孔量比を推定する。

推定に当たっては、細孔量と圧縮強度の間には材齢、水セメント比が変化しても高い相関が認められることから、圧縮強度が同じであれば、その細孔量にも大きな差はないと仮定する。コンクリートの強度は、同一材料を用いた場合においても材齢および水セメント比で大きく異なる。これは基本的には材齢および水セメント比によってセメントの水和に伴う固相量の変化によるものと考えられる。例えば、曾根¹⁹⁾はセメントの種類および養生温度を広範囲に変化させ、コンクリートの圧縮強度と全細孔量との関係について実験的に検討し、コンクリートの圧縮強度と全細孔量との関係は材齢によらず、指数関

表-4 相対動弾性係数が60%を下回るサイクル数

回帰式	条件		
	① 現地暴露 -6℃を基準	② 室内促進	③ 現地暴露 -18℃を基準
(A) 中心値	41,000	290	840
(B) 95%上限値	54,400	380	1,090
(C) 95%下限値	32,100	240	650

以上のことを基に、材齢28日時点でのAF49の凍結細孔量比が材齢1年で同じ強度を示すある水結合材比のコンクリートと等価であるとする。

フライアッシュを混和したコンクリートの場合、材齢補正において、圧縮強度を介してコンクリートの細孔構造が等価であると仮定するには、厳密にはポズラン反応の進行程度を考慮した検討が必要であるが、フライアッシュセメントの強度は、普通セメントと同様に半径25nm以上の空隙量に依存すること¹⁸⁾、最低温度が-18℃までの範囲は、細孔半径が数10nm～数100nmのものが凍結に関与している¹⁹⁾と考えられることから、強度の大小によって凍結に関与している細孔量を間接的に表すことが出来ると考えた。

図-15に示す水結合材比と圧縮強度の関係において、AF49の材齢28日における圧縮強度は、材齢1年における水結合材比76%の圧縮強度と等価である。前述の仮定から、試験開始材齢を28日とした場合のAF49の劣化の進行は試験開始材齢を1年とした場合のAF76と等価であると考えられる。AF76の凍結融解試験は実施していないが、基準化凍結融解サイクルを用いれば、水セメント比の影響を同時に表現できたことから、図-5の重み係数 ψ を用いて、これを推定することは可能である。

(3) 暴露試験と促進試験との比較

a) 小型暴露供試体との比較

図-16に暴露試験と促進試験の比較を示す。ともに共鳴振動法によって求めた動弾性係数の変化を基にしている。ここで、促進試験結果のうち、試験開始材齢が28日のものは、(2)で述べた考え方によって補正したものである。また、表-4に筆者らが破壊基準の目安とした相対動弾性係数が60%を下回るサイクル数を図-16中の回帰式によって求めた結果を示す。ここで、促進試験および暴露試験の動弾性係数の算出にはともに共鳴振動法を用いているが、前者ではたわみ振動を後者には縦振動を用いている。著者らも参画している長期暴露試験の中で他機関が実施しているたわみ振動と縦振動の間には明瞭な差が認められない²⁰⁾ことから、振動の与え方によ

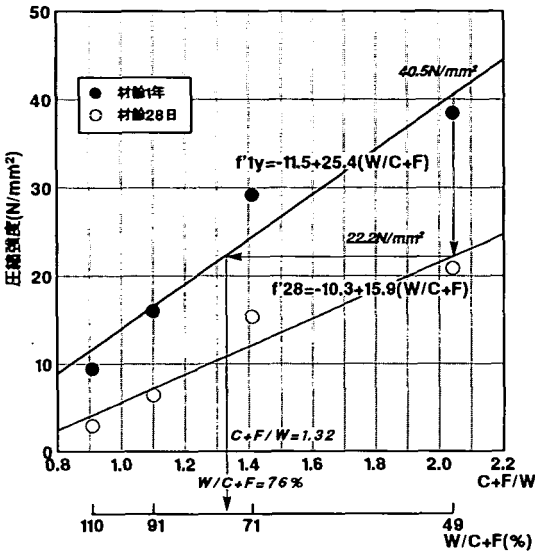


図-15 試験開始材齢を28日とした場合の等価水結合材比(%)

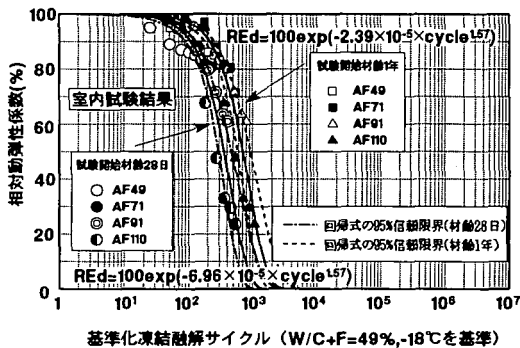
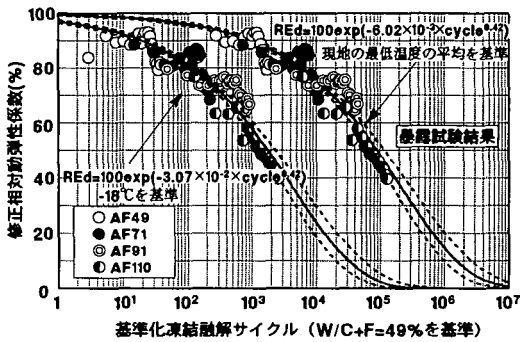


図-16 暴露試験と室内促進試験との比較

数を用いて適切に表現できることを報告している。また、三浦ら¹⁷⁾は、水セメント比および空気量を相違させたコンクリートを対象に全細孔量と圧縮強度との関係について材齢に拘わらず1本の双曲線関数で表現できることを報告している。

る差は少ないものと判断した。

はじめに、現地の最低温度の平均値 -6°C で基準化した暴露試験結果と促進試験結果を比較する(表-4の①と②の比較)。

相対動弾性係数60%を下回るサイクル数の比をもって促進性を評価できると仮定すれば、回帰式で中心で比較した場合、暴露試験では41,000サイクルであるのに対し、促進試験では290サイクルであり、促進試験は水殿調整池の自然暴露の約140倍の促進性をもっている。ばらつきを考慮すると、促進性は80~230倍となる。

次に、促進試験の凍結融解速度の影響を比較する(表-4の②と③の比較)。暴露試験結果を最低温度が -18°C であったとすると、回帰式で中心で比較した場合、60%を下回るサイクル数は、840サイクルであるのに対し、促進試験では290サイクルである。従って、促進試験は、最低温度が現地と同じ場合においては、凍結融解速度の違いにより2.9倍の促進性を持っており、ばらつきを考慮すれば、1.7~4.5倍となる。

図-5に示した最低温度と破壊サイクルの関係において、水セメント比49%の場合、 -18°C および -6°C に対する破壊サイクルはそれぞれ、14および673回であり、48倍の促進性を持っている。図-5は促進試験から得られたものであり、そのときの凍結融解速度は、ほぼ $9^{\circ}\text{C}/\text{時間}$ に保っており、凍結融解速度の影響は少ないと考えられる。従ってこれを最低温度のみの影響と考え、この倍率48倍と上記の凍結融解速度の促進性の倍率2.9倍を掛けると139倍となり、現地の最低温度の平均値で基準化した暴露試験結果と促進試験結果を比較した際の倍率140倍と一致する。

以上検討から、コンクリートの凍害に関しては、最低温度の影響が極めて大きいと言える。この結果は、室内試験結果をもとにした既往の報告⁴⁾と一致している。

5. 結論

本研究の範囲内で得られた結果をまとめると次のとおりである。

- (1) 常用対数で表した破壊までの凍結融解サイクル数と凍結細孔量比との間には線形関係が成り立つことが認められる。このような関係が認められたことから凍結融解による劣化の進行形態が、累積的に損傷が拡大する疲労問題として扱える可能性があるものと考えられる。
- (2) 任意の水セメント比および最低温度における、破壊までの凍結融解サイクル数を基準として、

他の水セメント比、最低温度における破壊までの凍結融解サイクル数との比をとり、これを重み係数として水セメント比、最低温度別の凍結融解サイクル数に掛け合わせて基準化すれば、水セメント比および最低温度の影響を同時に表現できる。

また、基準化凍結融解サイクルを用いれば、任意の水セメント比および最低条件における劣化曲線の推定が可能である。

- (3) 自然環境下における強度増加に伴う動弾性係数の増加の影響を積算温度をもって補正すれば、凍結融解による劣化の大小と水結合材比の高低関係は一致しており、水結合材比が低いものほど耐久である。
- (4) 最低温度が不規則な自然環境下においても、基準化凍結融解サイクルを用いれば、最低温度の影響を考慮することができ、任意の最低温度下における劣化曲線を推定することが可能と考えられる。
- (5) 任意の最低温度における劣化曲線を用いると、室内促進試験と暴露試験の対比が可能となり、室内促進試験の促進性がある程度定量的に評価できるものと考えられる。

謝辞：本研究をまとめるに当たっては、國分正胤東京大学名誉教授、小林正久法政大学教授、岡村甫東京大学教授からご懇篤なるご指導を賜りました。ここに深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 江川顕一郎、千代田将明、野本高憲、野口博章：長期現地暴露試験に基づくダムコンクリートの耐凍害性に関する基礎的研究、土木学会論文集、No472./V-20、pp.39~48、1993.8.
- 2) 例えば、國分正胤；各種A E材の使用法に関する研究、土木学会論文集、第23号、pp.1~19、1955.2.
- 3) 野本高憲、江川顕一郎、野口博章、山下英俊：最低温度が凍結融解作用下のコンクリートの劣化に及ぼす影響について、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.14、No.1、pp.1015~1020、1992.
- 4) 田畑雅幸、洪悦明、鎌田英治：コンクリートの耐凍害性に及ぼす環境要因の影響、セメント技術年報、Vol.37、pp.349~352、1983.
- 5) 樋口泉：多孔体の毛細管に分散した物質の性質と毛管構造、表面、Vol.6、No.3、1968.
- 6) 後藤幸正、尾坂芳夫監訳：ネビルのコンクリートの特性、技報堂出版、pp.355、1980.
- 7) 山下英俊、村上祐祐、鈴木篤、田中典明：凍害を受け

- るコンクリートの凍結水量の算定方法と耐凍害指標値の提案, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 13, No. 1, pp. 729~734, 1991.
- 8) 山下英俊, 村上祐治, 鈴木篤, 吉川弘道: 凍結融解を受けるコンクリートの劣化予測に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 14, No. 1, pp. 1021~1026, 1992.
- 9) JIS A 1127: 共鳴振動法によるコンクリートの動弾性係数, 動せん断係数及びポアゾン比試験.
- 10) (社)日本大ダム会議コンクリート凍害実験研究分科会: 大型コンクリートブロックによるダムコンクリートの耐久性試験中間報告(第一報), 大ダム, No. 45, 1968. 10.
- 11) 田畑雅幸, 鎌田英治, 宮崎重宗: コンクリートの耐凍害性におよぼす乾燥の影響, セメント技術年報, Vol. 32, pp. 365~368, 1978.
- 12) 小林正几: コンクリートの凍結融解試験方法に関する2, 3の考察, セメント技術年報, No. 23, pp. 261~263, 1969.
- 13) 長合友造, 山本泰彦: 若材令コンクリートの耐凍害性の評価方法に関する基礎研究, 土木学会論文集, No. 433. /V-15, pp. 71~80, 1991. 8.
- 14) 近藤泰夫, 明石外世樹, 渡辺昭彦: コンクリートの各種弾性係数の比較, セメント技術年報, No. 10, pp. 374~390, 1956.
- 15) 例えば, 永倉正: コンクリートの配合諸条件が凍結融解抵抗性におよぼす影響に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No. 98, pp. 15~25, 1963. 10.
- 16) 曾根徳明: マスコンクリートおよび高強度コンクリートを対象としたセメントの低発熱化に関する基礎的研究, 東京理科大学博士学位論文, 1995. 3.
- 17) 三浦律彦, 芳賀孝成, 中根淳: 空気量, 気泡分布, 細孔分布が高強度コンクリートの耐凍結融解性に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 12, No. 1, pp. 679~684, 1990.
- 18) 内川浩, 羽原祐祐, 沢木大介: 混合セメントモルタル及びコンクリートの硬化体構造が強度発現性に及ぼす影響, セメント・コンクリート論文集, No. 44, pp. 330~335, 1990.
- 19) 鎌田英治: セメント硬化体の微細構造とコンクリートの凍害, コンクリート工学, Vol. 19, No. 11, pp. 36~42, 1981. 11.
- 20) (社)日本大ダム会議コンクリート凍害実験研究分科会: 大型コンクリートブロックによるダムコンクリートの耐久性試験, 第28回ダム技術講演討論会テキスト, pp. 1~28, 1996. 3.

(1996. 6. 4受付)

PREDICTION OF CONCRETE DETERIORATION BY CYCLIC FREEZING AND THAWING

Kiyoshi ISHII, Ken-ichirou EGAWA, Tomoaki TSUTSUMI and Hiroaki NOGUCHI

This paper proposes a prediction method for deterioration in dam concrete by cyclic freezing and thawing. Based on the results of field exposure tests under the natural environmental conditions over twenty years, a formula is developed to obtain the defined repetition number of cyclic freezing and thawing until concrete failure occurs. The formula is made applicable in relation with the following two parameters; water-cement ratio and the lowest temperature. The concept of the defined repetition number explains the effect of the two parameters to the deterioration synthetically. This defined repetition number thus can be applicable to predict the deterioration in various natural conditions where the lowest temperature varies.