

---

招待論文

*Invited Paper*

# 招 待 論 文

## 寒冷地におけるコンクリート構造物

### CONCRETE STRUCTURES IN COLD REGION

林 正道\*

By Masamichi HAYASHI

#### 1. まえがき

コンクリート構造物は従来から半永久構造物あるいはメインテナンスフリーの構造物といわれてきたが、予想以上に早く劣化して補修あるいは交換を余儀なくされる例も生じている。これはコンクリートの歴史が比較的浅く研究の蓄積が不十分なこともあって、各種の環境条件と耐久性との関係が十分に解明されていないからであると考えられる。コンクリート構造物の受ける外的因子としては、各種の荷重作用のほか、風雨雪、日照、温度変化、湿度変化、水の浸透作用、海水・酸・硫酸塩等の化学作用、車輪・流水・波浪・流氷等によるすりへり作用、キャビテーション等があり、またこれら外的因子に抵抗する内的因子であるコンクリートの品質としては、使用材料、配合、施工方法等が関与する。これらの因子は重複あるいは相互に複雑に関係していて耐久性の解明は容易ではないが、過去の経験から設計施工が適切であればコンクリートは相当に長期にわたって使用に耐えるものである反面、設計施工に何らかの不十分の点があれば早期に劣化が進行することも認められている。

寒冷地のコンクリート構造物特有の外的因子としては、凍結融解、流氷・スパイクタイヤによるすりへり作用等を挙げることができる。これらの作用は構造物の築造時期に関係なく冬期に繰り返すものであるから長年月の間に先に述べた多くの外的因子とともにコンクリートの組織を弛緩し部材表面からセメント硬化体、細粗骨材

がばらばらに崩壊したり、クレーター状あるいはフレーク状にスケールしたりしてしだいに内部へと劣化が進行する。

コンクリートが凍結する機会はわが国では沖縄県を除く全国各地にあるが、耐凍害性が大きな問題になるのは図-1に示す1月の平均気温が $0^{\circ}\text{C}$ 以下の地域と考えられる。したがって、凍害は北海道以外にも発生し得るし実際に多くの報告がある<sup>1),2)</sup>など。なお、本文に関係ある地域等全国の主要都市の気温を表-1に示す。

以下、北海道におけるコンクリート構造物の凍害の調査と事例、海洋コンクリートを主対象とした凍結融解による露出面のスケーリング（以下表面剥離または単に剥離という）ならびに露出面近傍の性状等について述べる。

#### 2. 凍害の組織的調査

コンクリートの凍害には、コンクリートという材料そ

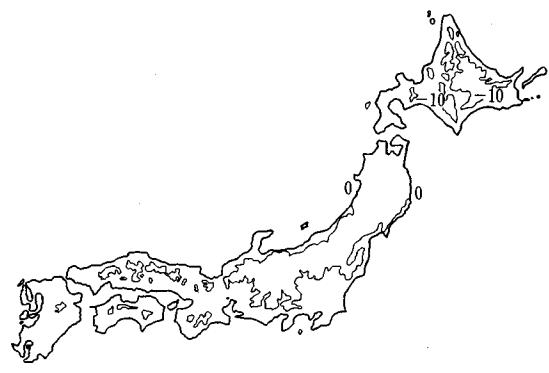


図-1 月平均気温が $0^{\circ}\text{C}$ ,  $-10^{\circ}\text{C}$ を示す地域（1月）  
(気象庁編：日本気候図第1集, 1971より)

\* 正会員 工博 北見工業大学学長  
(〒090 北見市公園町165)

Keywords : freeze-thaw durability, surveys, surface scaling, drying, sea water

表一 各地の気温 (°C)

地 点	年平均	1 月		8 月		最高最低記録	
		平 均	日最低気温の平均	平 均	日最高気温の平均	最 低	最 高
網 走	5.9	-6.6	-10.3	18.6	22.3	-29.2	36.0
帶 広	6.1	-8.5	-15.2	19.6	24.7	-34.9	37.8
札 幌	8.0	-4.9	-8.9	21.3	25.9	-23.9	35.8
小 樽	8.2	-3.8	-6.7	21.2	25.1	-18.0	34.7
函 館	8.3	-3.6	-7.6	21.2	25.1	-17.9	32.6
仙 台	11.9	0.9	-2.7	23.9	28.0	-11.7	36.8
新 潟	13.1	2.0	-0.5	25.7	29.7	-13.0	39.1
東 京	15.3	4.7	0.5	26.7	30.8	-9.2	38.4
名 古 屋	14.9	3.6	-0.4	26.8	32.2	-10.3	39.9
大 阪	16.2	5.6	2.2	28.0	32.4	-5.5	38.2
福 岡	16.0	5.7	2.3	27.3	31.6	-8.2	36.8
鹿児島	17.3	7.0	2.4	27.7	32.2	-6.7	37.0

(気象庁、日本気候表 その2、その3、1982より)

のもののもつ本質的欠陥に基づくもの、施工上の欠陥に基づくもの、構造物設計上の欠陥に基づくもの等があるが前2者が狭義の凍害原因である。

北海道における凍害の組織的調査は過去に北海道土木技術会によって行われたものをはじめとして4回行われ貴重な情報を提供し設計施工に反映されている。

#### (1) 昭和29年～31年の調査

北海道土木技術会が被害を受けた構造物を対象に各管理者あて文書により調査したものである<sup>3)</sup>。回答のあった97件すべてがプレーンコンクリートと推定され、また構造物の種類は、発電、水路、港湾、河川の構造物、橋梁、舗装、擁壁、灰坑等広い範囲のもので、調査結果は、(i) 被害を受けた構造物は大部分が水と接触するものであった、(ii) 築造後の年数は16～35年のものが全体の61%，36～55年のものが15%を占めているが0～5年のものも7件あった、(iii) 配合はセメント、細骨材、粗骨材の割合が1:3:6のものが全体の85%を占めW/Cは70～90%と推定された、(iv) 被害の程度がきわめて大きく早急に補修を要するものが36%も含まれておりすでに部分的に補修したものが26%あった、(v) 被害の原因是凍結によるものが大部分で潮風による鉄筋の腐食も顕著であった、としている。また防止対策として、(i) 設計にあたり表面ができるだけ水と接触しないように考慮すること、たとえば表面の排水を良くしたり表面を適当な材料で防水したり、コンクリートよりも耐久的な材料で被覆したりすること、(ii) 構造物の使用目的に合致するような品質のコンクリートを製造すること、従来の1:3:6程度の貧配合コンクリートでは不十分であるから良質材料とより富配合のコンクリートを使用し念に施工する必要があること、を推奨し、AEコンクリートの耐凍害性に関する研究結果<sup>4)</sup>等を資料として付している。調査結果の一部は著者が以

前に報告した<sup>5)</sup>。写真-1は昭和初期に築造され24年経過の内陸にあるRC桁橋の支承部の致命的な凍害で、支承面の積雪の融解、橋面の融雪水・雨水の流下等により飽水度を高め凍害を促進したものと思われる。

#### (2) 昭和47年の調査

前記調査の昭和30年頃はAEコンクリートが普及しつつありしたがって耐凍害性が改善されつつあったこととその後図-2のわが国のセメント生産量が示すようにコンクリート構造物建設の急増に伴い設計基準や工事仕様書の整備が進展したこともあり、また経過年数が短いことあって大きな被害は目立たなかった。しかし、軽微な表面剥離等の凍害が目につくようになった。これは建設後数年経過の構造物上面または側面に発生する

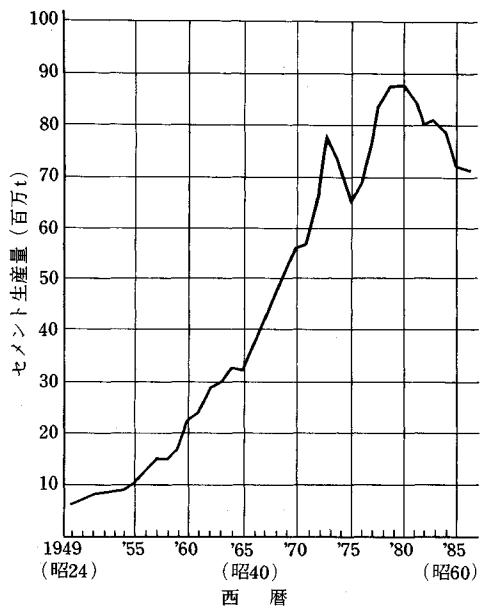


図-2 セメント生産量の推移

(セメントコンクリート500号より)



写真-1

もので海岸・港湾構造物に多くみられた。北海道開発局では剥離の促進試験等によりその原因究明に当たった<sup>6)</sup>。また、組織的な現地調査が昭和47年に北海道開発局により同局所管の土木構造物のうち配合資料等が残っているもの約300件を対象に行われた。調査結果によれば、建設後の経過年数は1~9年であったが海水の作用を受ける場合の凍害発生は淡水の作用を受ける場合の約2倍であり<sup>7)</sup>、その後の調査も含め調査件数454件の59%に当たる構造物に何らかの凍害を受け、また混合セメントを用いた場合はポルトランドセメントを用いた場合よりも凍害の程度が大きかった<sup>8)</sup>。これらの構造物は所定の配合基準により耐久性から定められたW/Cの規定に従って配合を定めたものであって、凍害の程度が構造物の安全性に支障を与えたり早急に補修を要するようなものではないが好ましい事態ではなく配合基準か施工方法に改善すべき点があるとしている<sup>8)</sup>。

### (3) 昭和54年の調査

前述の調査結果を踏まえ、昭和54年に北海道土木技術会では建設後一冬経過の海岸および港湾構造物に限定して194か所につき表面剥離を主体にした実態調査を行った。その結果<sup>9),10)</sup>、剥離は全体の69%に発生していること、混合セメントの使用割合が調査構造物の92%に及んでいること、すべてがAEコンクリートで

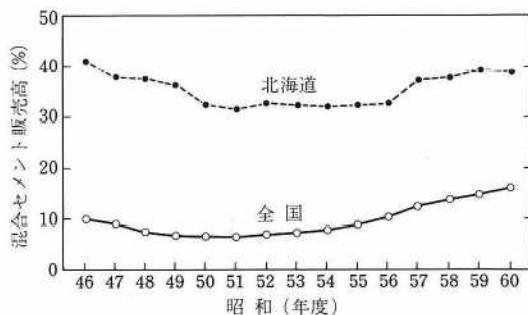


図-3 混合セメントの全セメントに対する比率（販売高）  
(セメント協会資料より)



写真-2

W/Cは45~62.5%で、中でも52.5~55%が最も多かったこと、標準養生の材令28日の圧縮強度が約280kg/cm<sup>2</sup>以上のコンクリートでは剥離がかなり減少すること、汀線から16m以上離れていれば剥離はほとんど生じないこと、-2°Cの気温を基準にした一冬間の凍結融解回数が60回を超えると剥離が大きくなること、などが明らかにされた。写真-2に表面剥離の例として昭和61年に建設されたオホーツク海沿岸の導流堤側面の2冬経過の状況を示す。なお、混合セメントの全セメント中に占める割合を図-3に示す。

### (4) 昭和55年のコンクリート舗装の調査

この調査は昭和55年に北海道土木技術会によって行われたもので、その結果、昭和20~30年代に施工されたコンクリート舗装はほとんどが版厚20cmと薄く鉄網なしのもので、かつ凍上対策が不十分であるにもかかわらず凍結融解を始めとする厳しい自然条件、タイヤチェーンやスパイクタイヤあるいは交通量や交通荷重の増大に対して耐え、ひびわれの発生はあるものの部分的パッチング程度で供用中のものが少なからず存在していることが明らかになった<sup>11)</sup>。すなわち、耐用年数25年以上のものが約33%，20年以上のものが約58%，15年以上のものが83%になり、ある程度の凍上対策盤工を行った良質のコンクリート版であれば版厚が薄くてもかなり耐久的であるという。なお、単位セメント量は300~340kgがほとんどであった。また、調査年で供用中のものの年数経過に伴い上記比率がさらに大きくなることはいうまでもないとしている。

## 3. 古い構造物の事例

### (1) 小樽港<sup>12)</sup>

北海道の古いコンクリート構造物で現在も供用中の代表的なものに小樽港の北防波堤がある。外洋に面するわが国初めての工事であり、広井 勇博士により明治27年に諸調査が、また翌28年には大試験工事が行われ、それらの結果をもとに設計が確立された。第1期工事の防波堤延長1288mは明治30年着工、明治40年竣工した。昭和63年で着工以来満91年になるが建設当時のまま供用中である。堤体は大部分が1個5.3~9.3m<sup>3</sup>の方塊積、その上部は場所詰コンクリートであり後に嵩上げ工事が行われた。方塊の配合は当初1:2:4、明治35年からは火山灰を混和し1:0.8:3.2:6.4となった。当時は横浜港方塊亀裂事件の直後であったのでセメントの選択と火山灰や海水の影響等短期長期にわたる厳重な各種の試験が行われた<sup>12)~14)</sup>。昭和8年に34年経過した方塊から試験体を採取し圧縮強度試験を行い、25cm立方体強度で402.1, 457.0, 412.1, 360.5kg/cm<sup>2</sup>の4個平均407.9kg/cm<sup>2</sup>を、場所詰コンクリートからは20

cm 立方体強度で 332.5, 462.5 kg/cm<sup>2</sup> の 2 個平均 397.5 kg/cm<sup>2</sup> を得た<sup>15)</sup>。これは横浜港の材令 37 年の方塊から得られた 25 cm 立方試験体 4 個の平均強度 305 kg/cm<sup>2</sup> に比べかなり大きくなっている<sup>16)</sup>、その理由は小樽港の方が配合がやや富、締固めが入念強力、セメントの品質の進歩等によるものといわれる<sup>15)</sup>。試験体の成形、各種試験の結果を通じ藤井氏は「……本塊の各研磨面につき仔細に観察するに……粗隙は無く、全面平滑なること恰も天然石より取りたるようである。従って、粗骨材とモルタルの膠着も頗る完全で緊密度の良好なることは横浜港の方塊より数等優れコンクリートとしてこれ以上望まれないようと思われる。その原因は撲固めの良好なること、水セメント比が横浜港の時よりも当を得ていた結果と考える。」とし、さらに「……耐海水性コンクリートの決定的条件たるコンクリートを緊密に、空隙を微細になる目的を技術的に殆んど完全に遂行してあることは只々感服の外はない。斯くて小樽築港に用いられたるコンクリート方塊は未来永久変ることはあるまい。」としている<sup>15)</sup>。締固めが慎重だったことは塊製造心得の填充撲固の項に次のようにあることから理解できる。「……斯くて投入せるコンクリートの厚さ 6 寸に達するときは大蛸 4 挞に各人夫 2 名をして 2 尺乃至 4 尺持ち揚げ撲固めを始むべし。斯の如くすること凡そ 15 分間にして水の表面に滲出するに及び小蛸を以て更に隅々を固め撲固めを了すべし。一層の撲固めを竣する時は熊手を以て其表面を搔き荒らげ更に次の填充を始むべし。……」<sup>12)</sup>（著者注：大蛸は約 17 kg、小蛸は約 5.6 kg）。工事着手当時は国産セメントの払底からやむなく輸入品でその不足を補ったが、明治 33 年に至って国産品のみとなり結局第 1 期工事の大部分が国産品で施工された。小樽港の現況は別に報告があり<sup>17)</sup>、防波堤嵩上げ前の当初の場所詰コンクリートと防波堤外海側方塊の状況等の報告もある<sup>18)</sup>。

## （2）網走港

網走港はオホーツク海に面し大正 8 年着工昭和 5 年竣工、近年拡張計画が進行中の重要港湾である。本港の修築事業は留萌港とともに世界港湾修築史上類例をみない難事業であったといわれ<sup>19)</sup>、また「……防波堤の出来形を一覧するに及んで之等難事業の跡を偲ぶに足らん。」と工事担当の平尾氏は述べている<sup>20)</sup>。工事中激浪のため

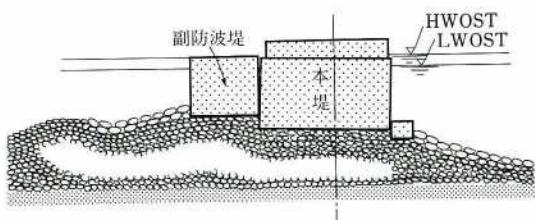


図-4 防波堤断面図

函塊が最大 5.7 m もの大移動を起こしたので内側に副防波堤を設け本堤を補強した。したがって、竣工時の防波堤断面は図-4 であったが昭和 30 年代以降に本堤が嵩上げされ、パラベット、消波工も新設、今日に至っている。副防波堤は当初から場所詰コンクリートがなく、60 年間函塊上面と蓋コンクリート上面が波浪はもとより静穏時でも水位の変動により激しいすりへり作用を受けたほか、冬期に凍結融解しました港内へ進入した流氷や結氷によるすりへりを受けたものと考えられる（写真-3）。函塊の配合は 1:2:4、場所詰の配合は 1:2.5:5 であった。また、写真-4 は港内に流入する網走川の導流堤端部の現況で本体の函塊は昭和 3 年の製造据付、上部場所詰コンクリートは昭和 4 年の施工であり、函塊は昭和 63 年でちょうど 60 年経過した。配合は函塊が 1:2:4、蓋コンクリートは 1:2.5:5、場所詰コンクリートも 1:2.5:5 で中割石が混入されている。函塊と場所詰コンクリートの感潮部が波浪・流氷によるすりへりおよび凍結による劣化等の複合作用により大きな害を受け



写真-3

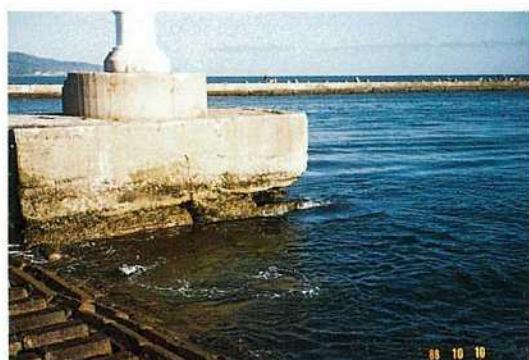


写真-4



写真一五

たものと思われる。しかし、およそ LWOST 以下の海中部分と上部場所詰コンクリートの上方は被害がほとんどなく 60 年間苛酷な条件に耐えてきたことから、気象条件の厳しいオホーツク海沿岸においても感潮部のコンクリートの強化と AE コンクリートの使用によって大幅な耐久性の向上が期待できる。

昭和 56 年に行われた寒冷地および高地のコンクリート構造物の寿命に関する全国のアンケート調査で、防波堤の寿命予測に対する回答 206 件中 50 年とするものが 41 %、100 年またはそれ以上とするものが 14 % であった<sup>21)</sup>ことは、小樽港はもとより網走港の実績からみても回答した関係者の防波堤の耐久性に対する認識は過小評価のようにも考えられる。

### (3) 十勝大橋等

以上のほか、プレーンコンクリートであっても寒冷地の厳しい環境条件下でたとえば 50 年にわたり凍害を受けずにその機能を保持している十勝大橋<sup>22), 17)</sup>のような例も少なくないし、また大正 12 年竣工の函館市水道用バットレス式 RC の笹流ダムが 60 年経過後の昭和 58~59 年に補修補強により供用を続けている<sup>23), 24), 17)</sup>例もある。しかし、小規模の構造物や比較的容易に交換可能な工場製品等では凍害のために廃棄または交換されたものも少なくない。写真一五は 20 年経過のオホーツク海沿岸の消波ブロックの凍害の現況と融雪状況を示すが、ほとんど害のないものが多数を占めるなど個々のブロック間の差異が大きい。もちろん、波浪、飛沫、融雪等の外的条件に相違があるとしてもその原因にコンクリートの品質の変動が考えられ、均等質のコンクリートの確保がきわめて重要であることを示しているように思われる。

## 4. 表面剥離の実験

コンクリート部材では打込み後のブリージングにより部材の上部と下部でその品質特性に差異の生じることは広く知られている。また、脱型後あるいは湿潤養生終了

後に上下面側面を問わず水分の蒸発が起こりしだいに内部に及ぶが内部の水分が蒸発するにはかなりの日数を要する<sup>25)</sup>など、また降水など水分の供給を受ける部材ではなおさらである。しかし、水分の供給がなければ露出面数 cm 厚は容易に水分を失いセメントの水和が不十分になったり各種のひびわれが発生したりするおそれがある。このように露出面近傍のコンクリートは内部に比べて低品質になったり欠陥が生じたりすれば、寒冷地では凍結融解作用により剝離等の害を受けることになるので露出面近傍の品質には特別の注意が必要であり、著者が寒冷地の暑中コンクリートとして論じた経緯がある<sup>26)</sup>。なお、鉄筋防食の役割の観点からも重要な研究があり 5. で述べる。

前川らは、 $W/C=0.6$  の AE コンクリートについて 7 月と 8 月に所定日数の湿潤養生後、札幌市内の屋外に静置（降雨のみ排除）し材令 28 日から供試体上面に淡水または海水を 5 mm 程度ためて  $-10 \sim +10^\circ\text{C}$ 、1 日 2 回の凍結融解による剝離促進試験を行い図-5<sup>7)</sup>を得た。その結果、海水の作用を受けた場合の剝離の程度は淡水の作用を受けた場合の 2~4 倍になる。また、混合セメントは普通ポルトランドセメントよりも剝離が生じやすいとしているがオホーツク海沿岸における大型供試体の曝露実験からも同様の結果が得られている<sup>27)</sup>。著者らは、3 種の  $W/C$  のコンクリートについて 4 種の養生条件を与え材令 28 日から  $-6 \sim +12^\circ\text{C}$  の一面凍結融解を 1 日

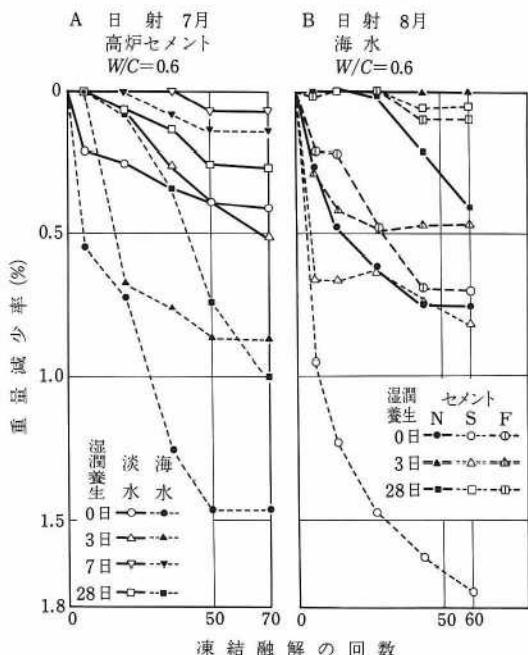


図-5 刺離促進試験結果 (N: 普通セメント, S: 高炉セメント B種, F: フライアッシュセメント B種)

1回の割合で行って剥離面積を求め図-6を得た<sup>28)</sup>。乾燥は33°C 25%RHで、湿潤は20°C 90%RHで行い、標準養生は20°C水中とした。この結果、乾燥による悪影響が顕著であったがこれは骨材とペーストとの界面の欠陥のほか後述の細孔の粗大化等によるものと思われた。また、初期の適切な湿潤養生後の乾燥が有効であることも認められた。これはすでに耐凍害性について指摘されている<sup>29)~31)</sup>などが、乾燥の程度によって異なるとする研究もある<sup>32)</sup>。著者らはさらに作用水が淡水の場合と海水の場合の剥離に及ぼす影響を実験した。すなわち、材令2日で脱型後平均気温13°Cの屋外に静置した供試体について材令7日から一面凍結融解を1日1回の割合で行い剥離重量と剥離面積を求めた。25サイクル終了時の結果、海水が剥離を促進することを図-7に示す<sup>28)</sup>。剥離試験方法はASTM C 672に融水剤によるものがあるがなお研究が続けられている<sup>33)</sup>。

セメントペーストと骨材との接着強度、界面の結合機構等の研究は早くから行われている<sup>34)~39)</sup>など。岩崎らの研究では、付着膜が打込み後の早い時期に形成されるの

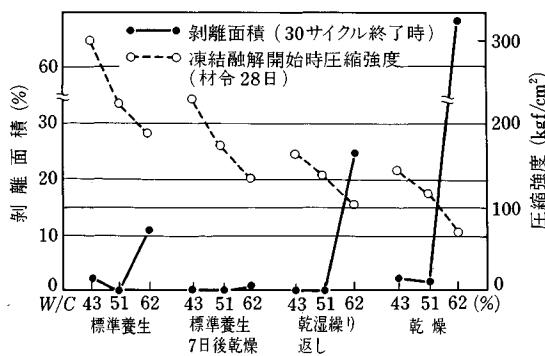


図-6 養生条件、圧縮強度と表面剥離の関係

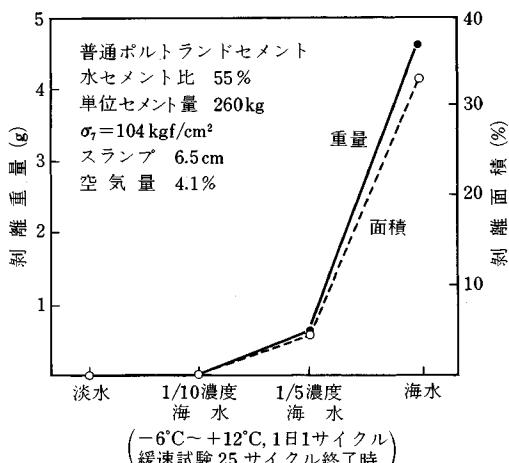


図-7 海水中と淡水中的剥離量の比較

で早期に乾燥させるとその後湿潤養生しても接着強度は容易に回復しないこと、また界面は直接結合ではなく結晶性の水和物の薄膜を介して結合しているので、付着強度は骨材とペーストの強度のほか骨材と付着膜の結合力、付着膜の強度、付着膜とペーストとの結合力等に関係するので複雑であることなどのほか付着膜の厚さについて報告している<sup>36), 37)</sup>。著者らは、図-8に示す供試体の5種の養生条件のものについて曲げによる石板とW/C=0.55のモルタルとの付着強度試験を行い図-9<sup>40)</sup>を得た。W/C=0.55のモルタルは型詰め後湿布で覆い20°C 95%RHの恒温恒湿室に静置し20~24時間で脱型して所定の温度湿度条件を与えた。図-9によれば、付着強度は①の20°C水中養生の場合には材令の進行とともに増加する。②のラップフィルムを巻きつけ20°C恒温室に静置した封緘養生の場合にも材令とともに増加するが①よりも低い。これは封緘養生中にいくらか水分の蒸発があったのではないかと思われる。③の封緘中に50°C 8時間と20°C 16時間の温度変化の繰返しを与えた場合には②よりも強度が低く材令7日で②の80%弱である。①~③は程度の差はあるが材令とともに強度が増加する。しかし、封緘後所定材令でラップフィルムを取り去り30°C 25%RHの乾燥を与えた④、あるいは封緘中温度変化の繰返しを与えた後に所定材令で30°C 25%RHの乾燥を与えた⑤の場合には乾燥期間の長いもの

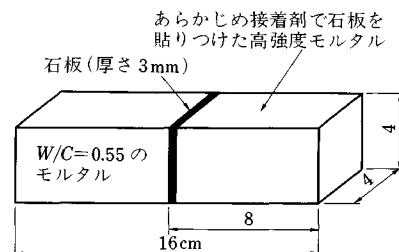


図-8 付着強度試験用供試体

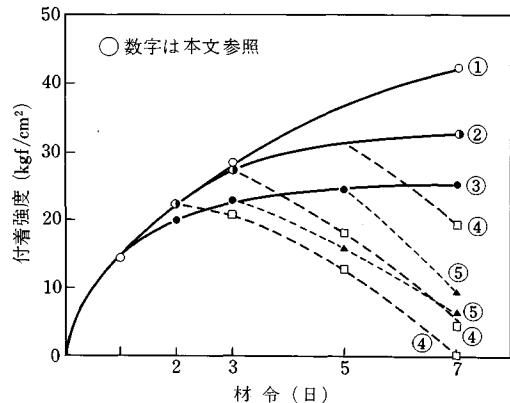


図-9 付着強度試験結果

ほど付着強度が低下している。このように付着強度に与える乾燥の影響は温度変化 $30^{\circ}\text{C}$ の繰返しの影響に比べて非常に大きいことから、乾燥が粗骨材とモルタルとの付着強度を低下させ、冬期の凍結融解によって剥離するものと考えられる。

なお、セメントの種類、配合、養生条件等の異なる約 $1\text{ m}^3$ の大型供試体21個による曝露実験がオホーツク海沿岸で行われている<sup>41)</sup>が、各種条件による差はあるものの8冬経過で剥離が増加している<sup>42)</sup>。

## 5. 乾燥による露出面の強度性状と細孔構造

一般に凍結は水和の最も不十分な表面から始まり順次内部へと進むので露出面に近いほど凍結する機会が多く凍結融解の回数も多くなり、また耐凍害性に大きく影響する凍結温度<sup>43)</sup>も表面ほど低くきわめて厳しい条件に曝される。このような露出面が剥離を生じるのは内的には4.で述べたように乾燥に起因するところが大きく、粗骨材とモルタルとの界面の付着強度ばかりではなくモルタルマトリックス自身の強度性状にも悪影響を与えているものと思われる。

著者らは、乾燥条件下の露出面から内部へかけての水和の程度を明らかにするため、 $\phi 5 \times 25\text{ cm}$ ,  $W/C = 0.55$  の豊浦標準砂使用 $1:2$ モルタル供試体を $20^{\circ}\text{C}$  95%RH室で材令2日まで養生し、片端部 $2\text{ cm}$ を切り捨て端面から $20^{\circ}\text{C}$  50%RH室で乾燥させ、同時に $20^{\circ}\text{C}$ 水中養生のものも用いて材令28日と91日で所定の深さごとに $5\text{ mm}$ 厚の試料を得るよう切断して結合水量を求め図-10<sup>44)</sup>を得た。供試体は各条件8個とした。図-10によれば、水中養生の場合露出面から内部にかけての水和度にはほとんど差がないが、50%RHの場合には露出面近くで結合水量がかなり大きく、次いで内部に向かって急減し最小値は材令28日で $5\text{ mm}$ 深さの位置、

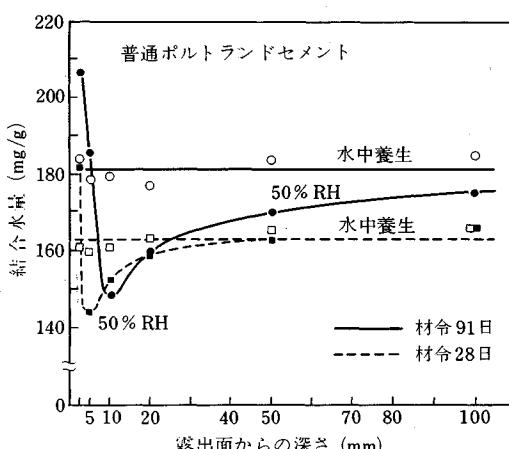


図-10 露出面からの深さと結合水量

材令91日で $10\text{ mm}$ 深さの位置で生じ、それより内部に入るに従って漸増する。また、50%RHのものを水中養生のものと比べれば露出面から深さ $1\text{ cm}$ 以内を除き水和の進行は相当に停滞しているが、内部ほど停滞の度合いは小さい。なお、深さ $1\text{ cm}$ より露出面に近い部分で結合水量が多いのは後述の炭酸化の影響と思われる。

このように著者らは乾燥に伴う露出面近傍の特性を結合水量の変化によって評価したが、鉄筋保護の観点からも各種の手法によりかぶりの品質について多くの研究が行われている。たとえば、露出面から $5\text{ mm}$ 深さごとに階段状に切断して各深さごとにその切断面を $10\text{ mm}$ 鋼球を用いたBall-Impact-Testerによりへこみの直径を求める強度を算出するもの<sup>45)</sup>、供試体の表層から内部に数mm~ $1\text{ cm}$ 以内の薄層にスライスした試験片により、細孔径分布、X線回折、化学分析、密度、空隙、吸水特性、透気性を試験するものなど<sup>46)~50)</sup>多くの研究があるほか、表層強度をポップアウト法あるいは釘抜き法により算定するなども試みられている<sup>51)</sup>が、圧縮破壊強度の手法によるものはみられない。著者らは、 $W/C=0.55$ の豊浦標準砂使用 $1:2$ モルタル、 $\phi 1\sim 5\text{ cm}$ の微小供試体（高さは直径の2倍）を用いて圧縮強度試験を行った<sup>44)</sup>。微小モルタル供試体を用いたのは乾燥の影響が直径の小さいほど顕著に現われかつ露出面に近い部分のモルタルの性質を示すものと考えられたからであり、この微小モルタル供試体の結合水量と前述の一面对乾燥供試体の深さ方向の結合水量分布との関係から直径 $5\text{ cm}$ 以下の微小モルタル供試体は露出面からおよそ $10\text{ mm}$ 深さ以内の部分に相当していることがわかった。また、 $\phi 1\sim 5\text{ cm}$ のモルタル供試体の圧縮強度は供試体寸法の差異によって異なる強度を示すので、あらかじめ7種の強度レベルについて寸法差による較正曲線を求めて試験値を補正した。

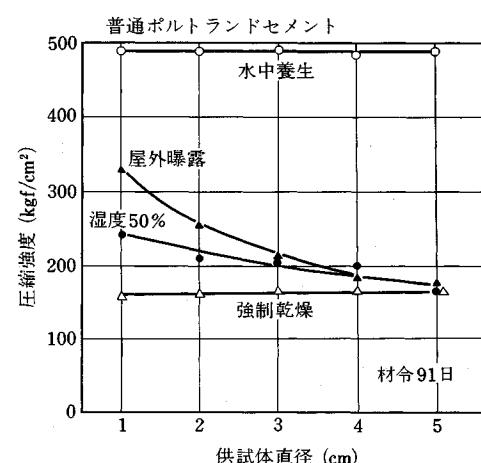


図-11 微小モルタル供試体の圧縮強度

その結果得られた微小モルタル供試体の圧縮強度は図-11のようであり、材令と強度との関係は  $\phi 5$ ,  $\phi 1$  cm 供試体について図-12のとおりであった。図-12から屋外曝露（平均気温 15°C, 82% RH, 風速 1.5 m/s, 屋根付）と 50% RH ならびに 30°C 25% RH の強制乾燥ではいずれも水中養生のものに比べて各寸法ともかなり低強度である。また、このうち屋外曝露と 50% RH では図-11のように寸法の小さい供試体が寸法の大きい供試体よりも強度が大きくなっている。強制乾燥では供試体寸法による圧縮強度の差異はほとんどないといつてよい。また、図-12から水中養生の場合にはいずれの直径の供試体とも材令の進行とともに強度が増進しているが上述 3 種の乾燥条件の場合にはかなり強度増進が停滞している。なお、屋外曝露の  $\phi 1$  cm 供試体は材令の進行とともに強度はやや増加している。これらのことから、露出面近傍での強度発現は乾燥により停滞し、また屋外曝露や 50% RH の乾燥状態では露出面に非常に近い部分の強度は大きくなるがそれより少し深い部分では材令 7 日以降の強度発

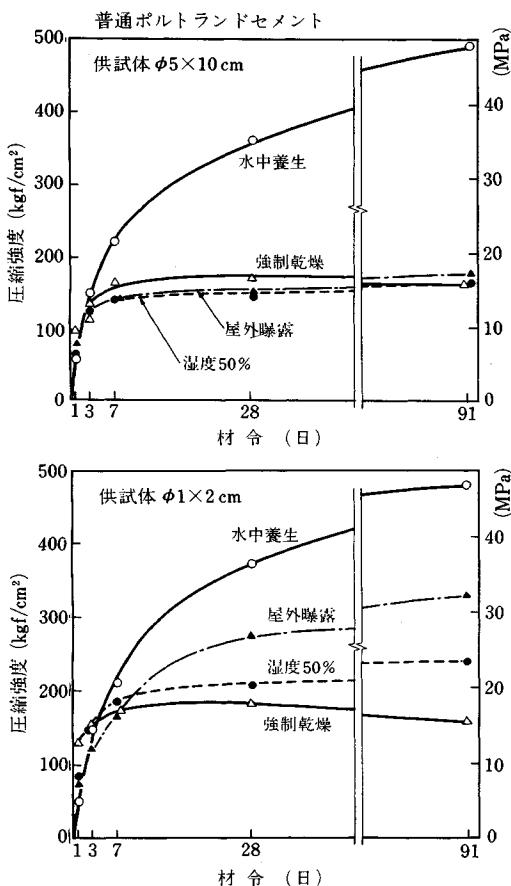


図-12 圧縮強度の発現性状

現が停滞する。なお、先に述べた炭酸化の影響に関する強度試験結果を図-13に示すが、炭酸ガスを含む 50% RH の気中では供試体寸法の小さいものが強度が大きいが、炭酸ガスをほとんど含まない 50% RH 気中では供試体寸法が小さいほど強度が小さくなっている。このことは結合水量試験についても同様の結果を得ている。したがって、先の一面乾燥供試体を 50% RH で乾燥した場合露出面にごく近い部分で内部よりも結合水量が多い結果が得られたり（図-10）、図-11のように 50% RH あるいは屋外曝露で乾燥した場合寸法の小さい供試体の強度が寸法の大きい供試体の強度よりも大きくなっているのは水和の進行のためではなく炭酸化のためであったといえるように思われる。

また、図-14に普通ポルトランドセメント、豊浦標準砂使用の  $W/C=0.55\%$  の 1:2 モルタルの 20°C 水

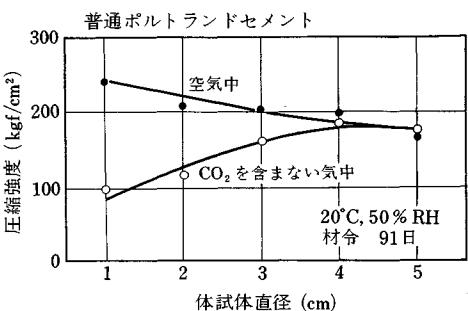


図-13 圧縮強度に及ぼす炭酸化の影響

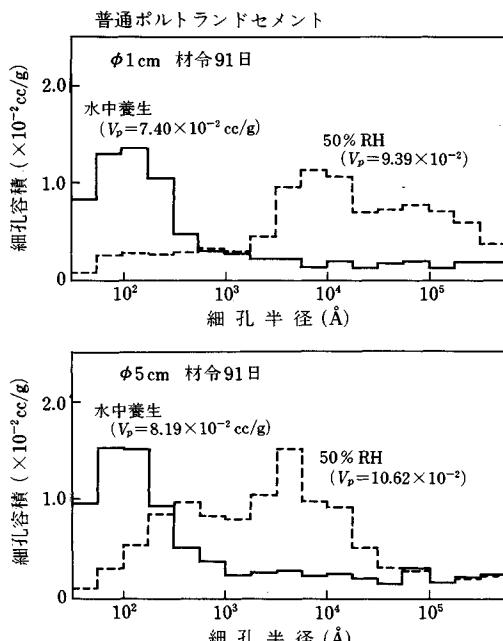


図-14 細孔容積

中養生と $20^{\circ}\text{C}$  50 % RH 養生の場合の細孔径分布を示す<sup>52)</sup>が、50 % RH では水中養生に比べて細孔半径が大きく総細孔容積 ( $V_p$ , 細孔半径 37~562 000 Å の範囲) も多くなっている。したがって、露出面近傍が乾燥した場合には内部(図-14の水中養生にはほぼ相当)よりも細孔径が大きく細孔容積も多くなり強度はもとより毛細管水の凍結点の上昇など悪影響を与えるものと思われる。地濃らも気中養生の場合表面に近い部分ほど細孔径が大きくかつ細孔量が多いとしている<sup>46)</sup>。

## 6. 海水に曝された露出面の強度性状と細孔構造ならびに耐凍害性

海水に曝されたコンクリートの露出面と内部とでは化学組成や細孔構造等が異なることが明らかにされてきているが<sup>47), 53), 54)</sup>など、露出面の強度についてはこれを直接求めることができないので明確にされていない。著者らは  $W/C=0.55$  の微小モルタル供試体を使用して淡水浸漬の場合と海水浸漬の場合の強度を求めたが材令 91 日について図-15<sup>55)</sup>に示す。その結果、海水浸漬の場合にはいずれの寸法の供試体も淡水浸漬の場合よりも低強度で特に  $\phi 1\text{ cm}$  のときには 50 % 余に過ぎない。すなわち、海水の作用による露出面近傍の強度発現は内部より著しく停滞するが普通ポルトランドセメントとフライアッシュセメントの違いはほとんど認められない。また、図-16<sup>55)</sup>は材令 91 日まで淡水または海水に浸漬した場合の供試体寸法と細孔半径の中央値との関係を示している。これによれば、海水浸漬供試体の寸法の小さいものほど細孔半径の中央値は大きく、露出面に近いほど細孔構造の粗大化を示している。同時に材令 7 日から 91 日への淡水または海水浸漬による質量増加率が淡水の場合供試体寸法に無関係に一定であるが、海水の場合には寸法が小さいほど質量増加率が大きく海水の浸透しや

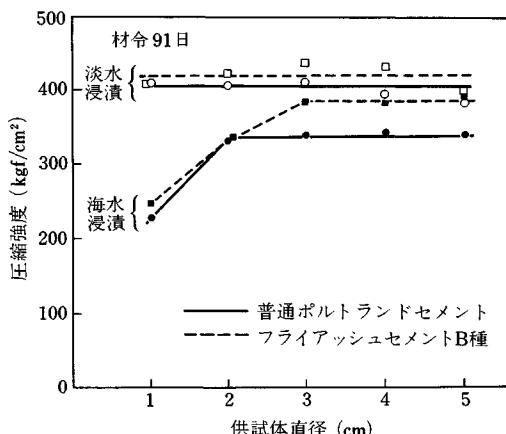


図-15 供試体寸法と圧縮強度

すさを示している。このことは前述の細孔の粗大化と併せ考えると海水浸漬の場合には露出面近傍の凍結可能水量が多くなり、凍結融解を受ける場合淡水浸漬に比べて剥離が生じやすくなる一因と考えられる。この細孔構造の粗大化の原因を探るため粉末X線回折により淡水および海水浸漬供試体の反応生成物の同定を行ったが結果の一部を図-17に示す。小さい寸法の海水浸漬供試体では  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  のピーク高さが低く、 $\text{Mg}(\text{OH})_2$  もわずかに検出されている。すなわち、従来からも指摘されているように、海水の浸透に伴う  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  の溶出がセメント硬化体の細孔構造粗大化の大きな原因であることが明らかになった。

次に、海水の作用を受けるコンクリートの耐凍害性について検討する。コンクリートの耐凍害性は早くから注

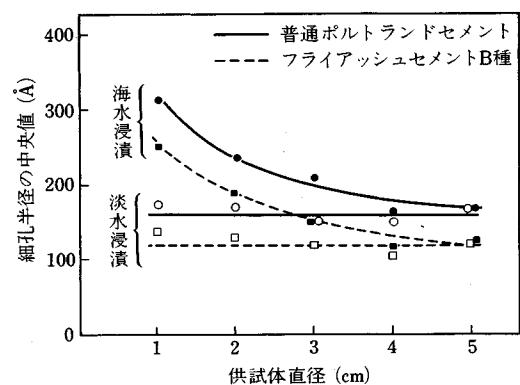


図-16 供試体寸法と細孔半径

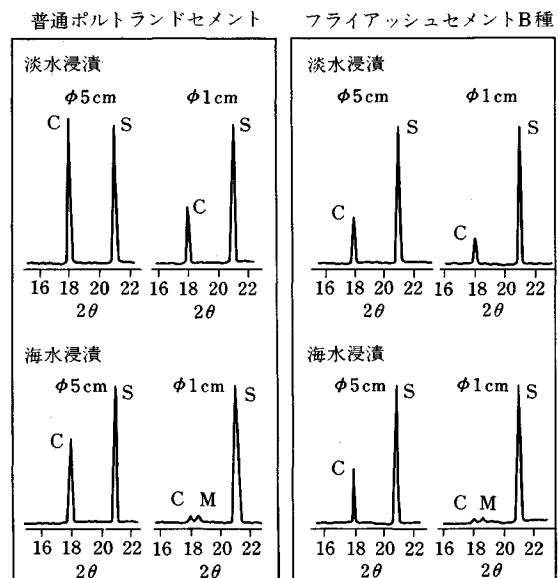
C:Ca(OH)<sub>2</sub>, S:SiO<sub>2</sub>, M:Mg(OH)<sub>2</sub>

図-17 粉末X線回折結果

目され、たとえば1936年完成のフーバーダムの建設にあたって広範囲の凍結融解試験が行われた<sup>56)</sup>のをはじめとして緩速試験が各方面で行われ、その結果は、圧縮強度、質量、動弾性係数等の低下または減少あるいは破壊に至るまでの凍結融解の回数などで評価されるのが一般的であった<sup>57)</sup>。その後ASTMのC290、291、292、310が暫定的とはいえ相次いで定められ耐凍害性の研究が進展しわが国でも実施例が急増した。海水中の耐凍害性については、Lyseによれば最良の結果を得る空気量は淡水のとき3~6%に対し海水のとき10~12%としている<sup>31)</sup>が、空気量や骨材最大寸法等について疑義が出された<sup>58)</sup>。著者らは淡水中と海水中の急速凍結融解試験をASTM C666A法に準じて材令28日から開始、300サイクルまで行い、凍結融解を受けるまでの環境条件として乾燥条件と耐凍害性との関係ならびに空気量が耐凍害性に及ぼす影響を求めた。図-18<sup>59)</sup>によれば、標準水中養生5日後に夏期の通風ある上屋内に曝露したコンクリート(5W)は他の条件の場合に比べ淡水中でも海水中でもあまり劣化していない。成型後1日で脱型し屋外に曝露したコンクリート(D)は動弾性係数、質量ともに低下し、長さ変化率も5Wより大きくなつた。これらの結果から、湿潤養生5日後に乾燥したものは水中養生を継続したもの(W)に比べて強度は低いが耐凍害性が増加する傾向にある。これは初期湿潤養生後に続く乾燥によって失われたコンクリート中の自由水がその後十分に再吸収されず結果的に凍結可能水量が減少したことによるものと思われる。これを確認するために上述のコ

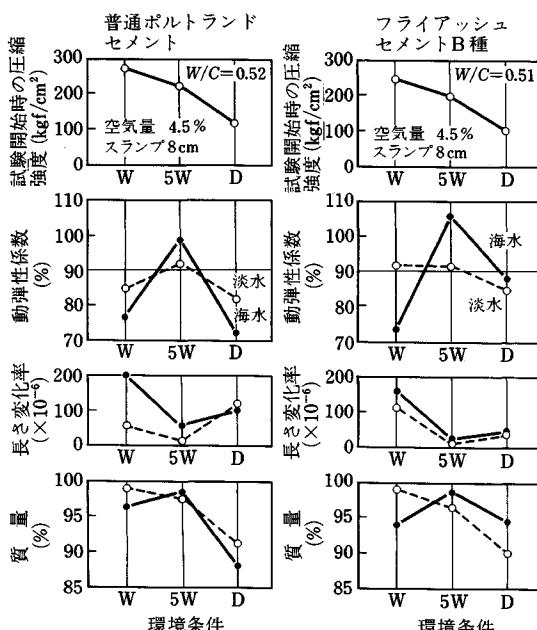


図-18 凍結融解試験結果（環境条件の影響）

ンクリートから粗骨材を除いたモルタルについて含水率の変化を試験し図-19を得た。これによれば5Wのモルタルを水中に浸漬した場合はWあるいはDの条件のモルタルを水中に浸漬した場合に比べて水分が少なく、前記の推測が確認された。これらのことから、特に水和度を高める必要のある場合を除き、耐凍害性を改善するために初期湿潤養生後の乾燥が有効であるといえる。ただし、先にも述べたように乾燥の程度によって異なると

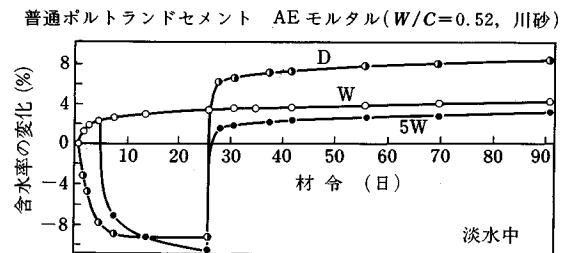


図-19 環境条件による含水率の変化

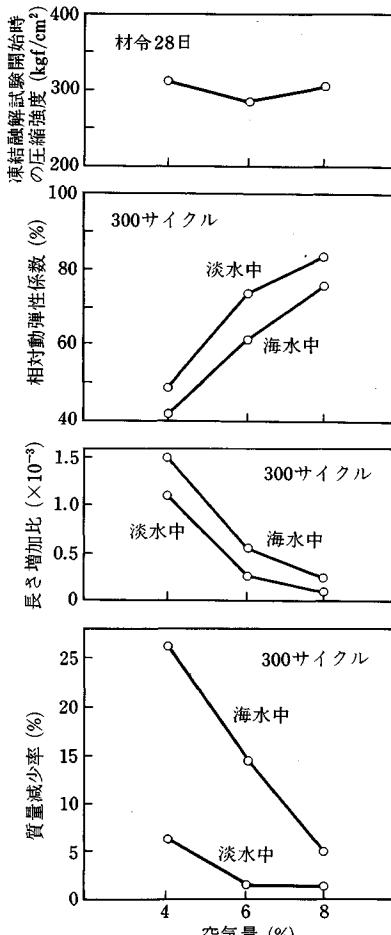


図-20 凍結融解試験結果（作用水の影響）

の研究もある<sup>32)</sup>。

空気量を異にするコンクリートの海水中の耐凍害性を淡水中と比較するため著者らは、さきの Lyse による推

表—2 硬化コンクリートの気泡組織

フレッシュコンクリートの空気量	4 %			6 %			8 %		
	A	a	L	A	a	L	A	a	L
画像解析法	2.9	228	253	5.2	209	199	8.3	235	106
A S T M 法	3.1	281	199	6.2	216	164	7.6	237	116

A : 空気量 (%) a : 比表面積 ( $\text{cm}^2/\text{cm}^3$ )

L : 気泡間隔係数 ( $\mu\text{m}$ )

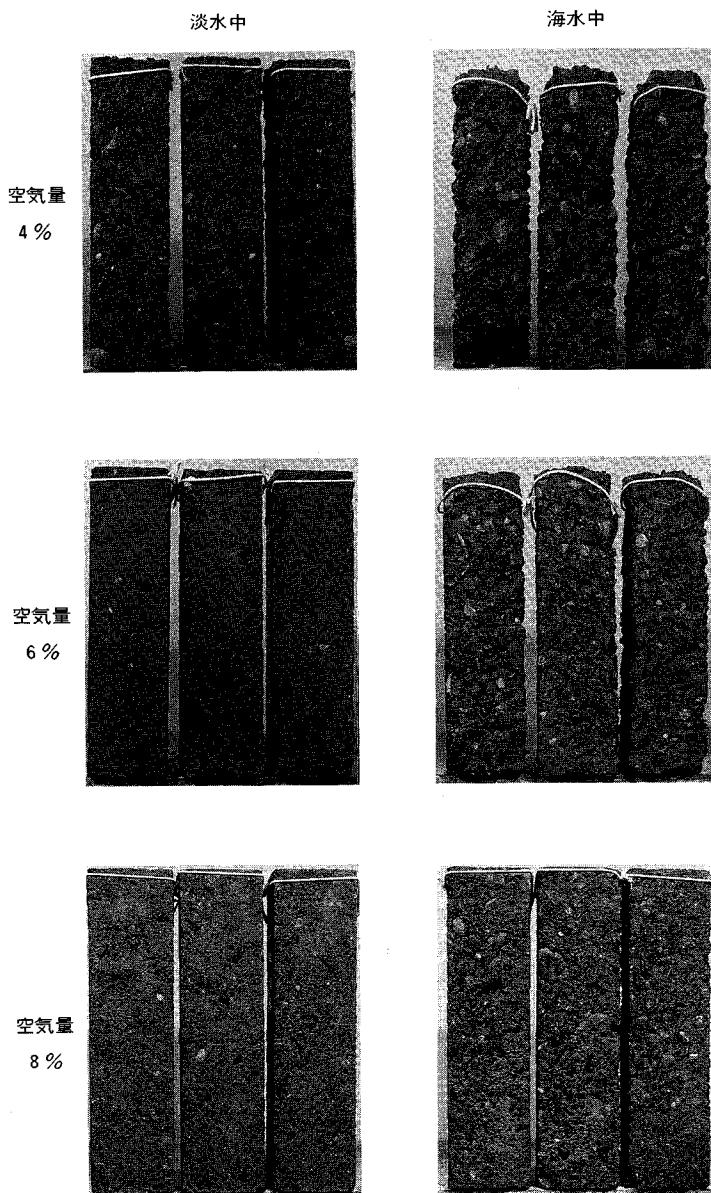


写真-6

換空気量 10~12 % ならびにその討議を踏まえて同一 W/C, スランプで 1.8~19.2 % の空気量のコンクリート（空気量の増加に伴い単位セメント量がかなり減少する）について凍結融解試験を行い高空気量は耐凍害性を低下させることを示した<sup>59)</sup>が、単位セメント量 260 kg とスランプ 8 cm を一定としたときの現実的な空気量 4~8 % のコンクリートについて淡水中および海水中の凍結融解試験を ASTM C 666 A 法に準じて標準養生材令 28 日から行った結果を図-20 および写真-6 (300 サイクル後) に示す<sup>60)</sup>。ここにいう空気量はまだ固まらないコンクリートの空気量であって硬化後の気泡組織を

ASTM C 457 とパーソナルコンピューターを用いた画像解析によって求め表-2 に示した。実験の結果、単位セメント量とスランプを一定にすれば空気量が 4~8 % の範囲内で増加しても圧縮強度に大きな変化を与えることなく海水でも淡水中でも耐凍害性を改善すること、海水中で凍結融解を受けた場合には淡水中で凍結融解を受けた場合に比べて耐凍害性が劣り、特に表面の剥離発生が多いこと、が明らかになった。

以上コンクリートの海水中の耐凍害性について述べたが、海水中の凍結融解によって硬化セメントペーストの微構造が変化し劣化すること、乾燥による劣化の低減効果が新たな生成物による微構造の変化に基づくとの研究もあり<sup>61), 62)</sup>、セメントマトリックスそのものと骨材を含むモルタルあるいはコンクリートの多面的な研究が必要であろう。

## 7. あとがき

わが国の寒冷地の代表として北海道の各種コンクリート構造物の凍害を主とした組織的調査の結果と明治年間に建設された小樽港の耐久性が優れている理由等について検討した。また、近年海岸および港湾構造物に多くみられる表面剥離の現況とその対策に関する研究結果を述べた。AE コンクリートの普及により耐凍害性が大幅に改善されたが、表面剥離は解消されず美観上あるいはコンクリートに対する信頼性向上等からも、そのメカニズムの解明、セメントの種類、W/C、空気量、養生等の基準の整備など対策の樹立が急がれる。構造物は大型のものほ

ど部位ごとに環境条件が異なりまたコンクリートの品質も均一でないため劣化の程度も部位により異なるのはある程度やむを得ないが、それぞれの部位の環境条件に適したコンクリートを設計施工する必要がある。少なくとも局部的欠陥が構造物全体の耐久性を決定的にすることのないよう全体のバランスのとれた構造物でなければならぬ。気象条件の厳しい北海道でかつ海水の作用をも受ける構造物でしかもプレーンコンクリートが90年間にわたり供用したり、あるいはオホーツク海沿岸で局部的被害を受けながらも60年間供用したりを考えれば、AEコンクリートの使用と必要な部位の強化をはかることによって100年はもとよりそれ以上メンテナンスフリーの半永久構造物とすることは十分可能と考えられる。

### 参考文献

- 1) 国分正胤：土木構造物における凍害について、コンクリートジャーナル4-11, 1966.11.
- 2) 国分ほか：コンクリートダム表面部の凍害による劣化の数例、大ダム36号, 1966.8.
- 3) 北海道土木技術会コンクリート腐蝕研究委員会：コンクリート腐蝕に関する研究、北海道土木技術会研究資料10号, 1957.2.
- 4) 林ほか：コンクリートの凍害対策に関する研究—AE材、W/Cならびに骨材の品質がコンクリートの凍結融解に対する抵抗性に及ぼす影響—、北海道開発局土木試験所月報44号, 1957.1.
- 5) 林 正道：土木構造物の凍害状況、コンクリートジャーナル4-11, 1966.11.
- 6) 前川・今井：養生程度がコンクリートの強度、耐久性に与える影響、北海道開発局技術研究発表会論文集, 1971.2.
- 7) 前川・今井：養生程度がコンクリートの耐久性に与える影響、セメントコンクリート345号, 1975.11.
- 8) 今井益隆：コンクリート構造物の凍害調査、コンクリート工学14-11, 1976.11.
- 9) 北海道土木技術会コンクリート研究委員会：北海道における海岸コンクリート構造物の凍害による表面剥離について、北海道土木技術会コンクリート研究委員会資料91号, 1981.4.
- 10) 佐伯・鮎田・前川：北海道における海岸および港湾コンクリート構造物の凍害による表面剥離損傷、土木学会論文報告集, 第327号, 1982.11.
- 11) 北海道土木技術会コンクリート研究委員会：北海道におけるコンクリート舗装の調査—道路、トンネルおよび橋面舗装の現況と問題点—、セメントコンクリート412号, 1981.6.
- 12) 小樽築港工事報文(前編), 1908年.
- 13) 広井 勇：セメント用法実験報告、東京帝大紀要第6冊第1号, 1913.2.
- 14) Hiroi, I. : On Long-Time Tests of Portland Cement, Hydraulic Lime, And Volcanic Ashes, J. of the College of Engineering, Tokyo Imperial University, No. 7, June 1920.
- 15) 藤井光蔵：34年間小樽築港防波堤に使用せられたる浅野セメント製混疑土方塊(1)～(7), セメント工業, 昭和8年6月～昭和9年2月.
- 16) 藤井光蔵：37年間横浜港防波堤に使用せられたる浅野セメント製混疑土方塊(9), セメント工業, 昭和7年11月.
- 17) 太田・関野：耐久性の優れたコンクリート構造物—寒冷地における構造物—、土木学会論文集, 第366号／V-4, 1986.2.
- 18) 山家 博：材令50年のコンクリート供試体、コンクリート工学14-7, 1976.7.
- 19) 中村廉次：北海道のみなと, 1962年.
- 20) 北海道庁：網走港修築工事誌, 昭和11年5月.
- 21) 洪ほか：寒冷地および高地のコンクリート構造物の寿命判定方法アンケート調査集計結果、文部省科学研究費「総合研究B」(昭和56年度)による研究, 1982.3.
- 22) 横道英雄：河西橋に関する報告及び研究(その1～その7), 土木学会誌, 昭和17年7月, 8月, 昭和18年2月, 7月.
- 23) 小野基樹：函館市水道貯水池に築造せる中空式鉄筋混疑土堤, 土木学会誌10-4, 大正13年8月.
- 24) 茂呂 章：笹流ダム, 利水評論29号, 1984.10.
- 25) Carlson, R. W. : Drying Shrinkage of Large Concrete Members, J. of ACI, Jan.-Feb. 1937.
- 26) 林・清水：寒中および暑中コンクリート、軽量骨材コンクリート、最新コンクリート技術選書4, 山海堂, 1980.
- 27) 佐伯・藤田：混合セメントを用いた沿岸コンクリートの耐凍害性、セメントコンクリート432号, 1983.2.
- 28) 鮎田・林：寒冷地の海岸コンクリート構造物の表面剥離について、セ技年報34, 1980.
- 29) Long, B. G. and Kurtz, H. J. : Effect of Curing Methods upon the Durability of Concrete as Measured by Changes in the Dynamic Modulus of Elasticity, Proc. ASTM, Vol. 43, 1943.
- 30) Verbeck, G. J. and Klieger, P. : Studies of "Salt" Scaling of Concrete, HRB Bulletin, No. 150, Jan. 1956.
- 31) Lyse, I. : Durability of Concrete in Sea Water, J. of ACI, June 1961.
- 32) 田畑・鎌田・宮崎：コンクリートの耐凍害性におよぼす乾燥の影響、セ技年報32, 1978.
- 33) Adkins, D. F. : Laboratory Duplication of Surface Scaling, Concrete International, Feb. 1986.
- 34) Hsu, T. T. C. and Slate, F. O. : Tensile Bond Strength between Aggregate and Cement Paste or Mortar, J. of ACI, Apr. 1963.
- 35) 小林正凡：骨材とセメントベースト硬化体との付着性状について、セメントコンクリート319号, 1973.9.
- 36) 岩崎・富山：セメントベーストと骨材との接着強度、セ技年報28, 1974.
- 37) 岩崎・富山：セメントベーストと骨材の界面の微視的構造と強度、セ技年報29, 1975.
- 38) Barnes, B. D., Diamond, S. and Dolch, W. L. : Micromorphology of the Interfacial Zone around Aggregates in Portland Cement Mortar, J. of American Ceramic Society, Vol. 62, No. 1～2, Jan.-Feb. 1979.
- 39) Zimbelmann, R. : A Method for Strengthening the Bond

- between Cement Stone and Aggregates, Cement and Concrete Research 17-4, 1987.
- 40) 鮎田ほか：海洋コンクリートの剥離損傷に及ぼす粗骨材とモルタルの界面性状の影響，セ技年報 37, 1983.
- 41) 鮎田ほか：寒冷地における海岸曝露コンクリート供試体の表面剥離性状，第4回コンクリート工学年次講演会講演論文集，1982.
- 42) 高田・佐伯・藤田：海洋コンクリートの凍害曝露実験—8冬経過状況—，土木学会第43回年次学術講演会概要集第5部，1988.
- 43) 田畠・洪・鎌田：コンクリートの耐凍害性におよぼす環境要因の影響—養生と凍結融解の条件—，セ技年報 37, 1983.
- 44) 鮎田・林：乾燥に伴うコンクリート露出面の強度性状に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第338号，1983.10.
- 45) Meyer, A. : The Importance of the Surface Layer for the Durability of Concrete Structures, ACI SP-100, 1987.
- 46) 地濃・平野・仕入：養生条件とコンクリート表層部の細孔構造，セ技年報 38, 1984.
- 47) 笠井・鈴川・小林：温度変化を伴うセメントの海水による乾湿繰返し試験（その2：化学的変化），セメントコンクリート 385 号, 1979.3.
- 48) Kreijger, P.C. : The Skin of Concrete Composition and Properties, Materials and Structures, 17-100, July-Aug. 1984.
- 49) Senbetta, E. and Scholer, C.F. : A New Approach for Testing Concrete Curing Efficiency, J. of ACI, Jan.-Feb. 1984.
- 50) Dhir, R.K., Hewlett, P.C. and Chan, Y.N. : Near-Surface Characteristics of Concrete : Assessment and Development of In Situ Test Methods, Mag. of Concrete Research 39-141, Dec. 1987.
- 51) 佐伯・高田・藤田：コンクリート表面部の劣化についての2, 3の実験，第2回コンクリート工学年次講演会講演論文集，1980.
- 52) 鮎田・林：微小モルタル供試体の引張強度特性について，第5回コンクリート工学年次講演会講演論文集，1983.
- 53) 鈴川・小林・岡林：各種セメントの塩化物抵抗性，セメントコンクリート 345 号, 1975.11.
- 54) 港湾技術研究所・セメント協会：コンクリートの耐海水性に関する研究—材令10年の試験結果報告—，1981.3.
- 55) 鮎田・林：海水にさらされたコンクリート露出面の強度性状，セ技年報 36, 1982.
- 56) Bureau of Reclamation, US Department of the Interior : Boulder Canyon Project Final Reports, Part VII, Cement and Concrete Investigations Bulletin 2, Investigations of Portland Cements, 1949.
- 57) 林 正道：コンクリートの耐久性試験について，土木学会北海道支部技術資料 11 号, 1955.12.
- 58) Hadley, Klieger, Mather, Tyler : Discussion of a Paper by Inge Lyse : Durability of Concrete in Sea Water, J. of ACI Part 2, Dec. 1961.
- 59) 鮎田・林：海水の作用を受けるコンクリートの凍結融解に対する抵抗性，セ技年報 35, 1981.
- 60) 鮎田・林：海水の作用を受けるコンクリートの耐凍害性確保のための適正空気量，第8回コンクリート工学年次講演会論文集，1986.
- 61) 藤井・藤田：硬化セメントペーストのスケーリング劣化に及ぼす塩化物の影響，土木学会論文集，第360号／V-3, 1985.8.
- 62) 藤井・藤田：塩分環境において凍結融解作用をうける硬化セメントペーストの強さ劣化，セ技年報 40, 1986.

(1988.12.26・受付)