



HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	北海道における海岸コンクリート構造物の耐凍害性について
Author(s)	佐伯, 昇; Saeki, Noboru; 藤田, 嘉夫 他
Citation	北海道大學工學部研究報告, 118, 23-34
Issue Date	1984-02-07
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/41837
Type	departmental bulletin paper
File Information	118_23-34.pdf



北海道における海岸コンクリート 構造物の耐凍害性について

佐 伯 昇 藤 田 嘉 夫 高 田 宣 之

(昭和58年 9月30日受理)

Frost Resistance of Coastal Concrete Structure in Hokkaido

Noboru SAEKI, Yoshio FUJITA and Nobuyuki TAKADA

(Received September 30, 1983)

Abstract

This paper describes basic recommendations for the frost resistance of coastal concrete structures. The frost damage of coastal concrete in Hokkaido occurs largely due to scaling which is the deterioration at the exposed surface of concrete and the initial sign of the frost damage.

Therefore the properties of the surface layer of concrete are closely related to the causes of scaling and play an important role in the durability of concrete or lack of it.

In order to obtain the mechanical properties of the surface layer, which are affected by the degree of bleeding, curing and atmospheric conditions etc, some tests were carried out by using a model specimen with penny shaped crack (penny shaped crack test) or the truncated steel core test (extraction test).

According to the test results the ratio of the surface layer strength to a split tensile strength is approximately proportional to the thickness of the layer, and the surface layer strength is influenced by the curing condition and is in good interrelation with the compression strength and the degree of scaling damage and is also available for the estimation of the frost damage. In consideration of the conditions of curing and the severity of sea water the recommendations should include the condition that the compression strength required in the coastal concrete structures using blended cement should be much higher than that in normal cement concrete.

1. ま え が き

コンクリート構造物の利用範囲が陸から海へと、さらに拡大されるにつれて、コンクリートの構造材料としての適用性、性能などについて見直しがされつつある。コンクリートの海岸構造物の設計においては、耐久性から要求される耐力が外力から要求される耐力よりも厳しいことが一般的であり、コンクリートの耐久性の評価がより重要になってきている。海水の作用を受けるコ

ンクリートの劣化は、海水による化学的、物理的作用、さらに凍結融解作用などによって決まる。特に、北海道のような寒冷地では凍害による劣化が問題となる。

北海道の海岸コンクリートは、海水作用に対して強いと言われる混合セメントが用いられ、さらにAEコンクリートであることなど、non-AEコンクリートの時代に比べると、コンクリートの耐凍害性はかなり向上していると言ってよい。しかし、材料品質、施工法などの変化に伴って、海岸コンクリート構造物に特徴のある凍害の損傷が見られる。その大部分は、コンクリートの露出面のモルタル部が剥離する現象で、スケーリングの一種¹⁾と考えられ、一般に表面剥離と呼ばれている。また数としては少ないが、骨材の品質が悪く、骨材とこれを被覆しているモルタル部分とが一緒に破壊するポップアウトによる損傷も見られる。コンクリートの表層部は、水の出入、温度変化を直接受けるため、表層部の物理的性質はコンクリートの耐久性に深い関係を持っている。本研究では、北海道の凍害状況²⁻³⁾を基に、コンクリートの表層部の力学的性質を中心に海岸コンクリート構造物の耐凍害性について述べる。

2. 北海道の海岸コンクリート構造物の凍害状況

北海道の凍害による損傷の大部分は、コンクリートの露出面がフレーク状に剥げ落ちるもので、施工後一冬経過して、春の融雪時期に発見されることが多く、その損傷は毎年徐々に進行す

る。代表的な例を写真1に示す。損傷の形状は、径が1～数cmの板状あるいは円錐状の剥離片で、厚さは数mm程度である。剥れた跡の部分には粗骨材の表面が露出することが多い。また粗骨材の吸水性が高く品質の悪い骨材の場合、写真2に示すようにポップアウトの損傷が多少見られる。これは骨材が水分を吸収し、凍結時に膨脹して、骨材とその上のモルタルを破壊して起るものである。図-1に一冬経過後の防波堤・岸壁の最大剥離深さ（観察する構造物の一番損傷を受けている50×50cmの枠内で損傷深さを測定し、その10点平均深さ）の状況の一例を示す。全道の海岸にはほぼ一様に損傷が発生していることがわかる。調査結果では、一冬経過後の表面剥離の発生率は、消波ブロックで88%、防波堤、岸壁で69%、擁壁、覆道で45%である。さらに二冬経過後では発生割合は、消波ブロックで98%、防波堤の岸壁で73%、擁壁、覆道で62%に増加⁴⁾している。

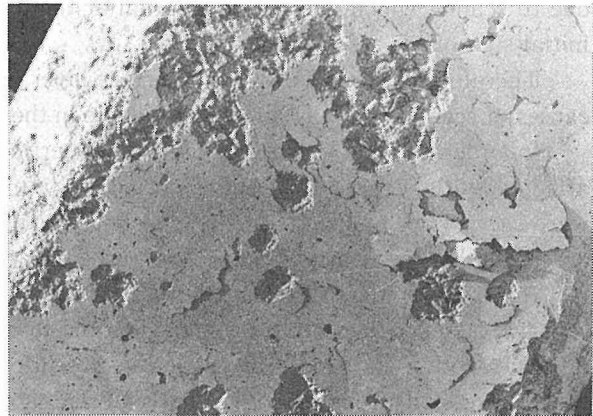


写真-1 表面剥離状況(消波ブロック,一冬経過後)

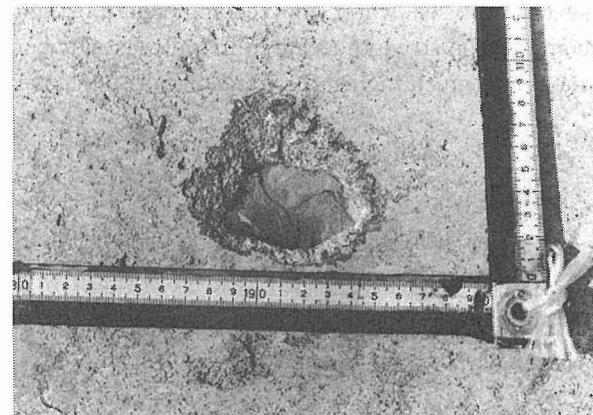


写真-2 ポップアウト(防波堤胸壁,一冬経過後)

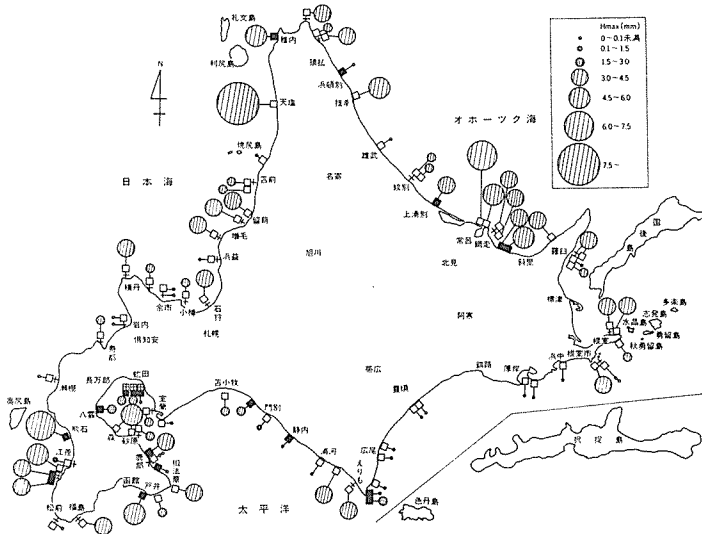


図-1 防波堤・岸壁の凍害状況

3. コンクリート露出面の環境条件

3.1 打込み時の温度及び凍結融解作用

北海道の代表的な海岸の日最高および日最低気温の月平均値(1941年から1970年までの平均値)を拾ってみると図-2のようになる。北海道の場合、6～9月に施工が集中するので、コンクリートの打込み時の温度が30℃を越える場合がある。図-3は実際のオホーツク海岸の海岸擁壁の打込み時からの擁壁内(深さ8mm)の温度を記録した一例⁵⁾である。打込み時には日射と水と

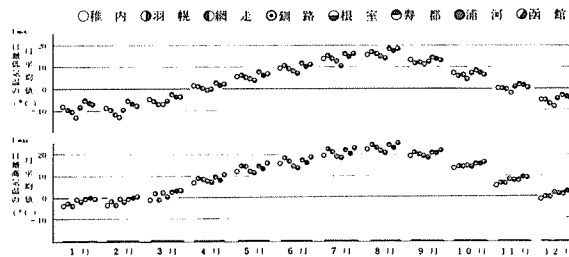


図-2 北海道の海岸における日最低, 日最高気温の月平均値

熱のためにコンクリートは30～50℃程度の高い温度になり、暑中コンクリートとしての用意が必要な場合もある。混合セメントを用いる場合には、初期の強度発現が遅いので、風や気温の上昇による乾燥がコンクリートの表層部のモルタル強度に大きな影響を与える。

11月に入ると凍結融解が起る地域もあり、12月には全道において凍結融解が起っている。1月から2月においては最高気温が大部分で氷点下となり、凍結状態になる。この状態ではコンクリートの耐久性から言って安定な状態であり、損傷を受けることはほとんどない。3～4月に再び凍結融解が起る。北海道では、一冬経過時で50～100回程度の凍結融解が起る。

図-4は図-3と同じ構造物中で擁壁の斜面から直角方向の深さの温度分布を測定したものである。深さが10cm程度までは凍結融解が気温に伴って繰返えされているが、深さが20cm以上

になると気温の変化に左右されず、ほぼ一定の温度となり、凍結融解は起らないことがわかる。

3.2 海水の作用

凍害を起す基本の力は、水が凍る時の約9%の体積膨脹から生ずる。これによってコンクリー

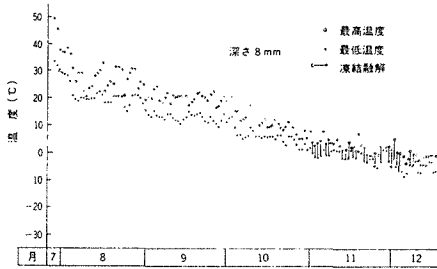


図-3 海岸擁壁の内部の温度(打込み直後から)

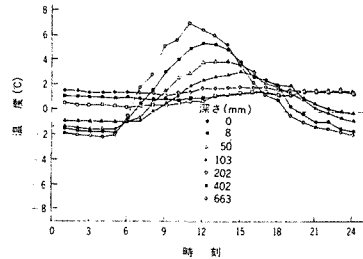


図-4 海岸擁壁内部の温度分布(12月)

ト内部に水圧が増し、コンクリートの内部組織を破壊されている。現在のコンクリートでは、AE 剤によってコンクリート内部に気泡を分布させて、この水圧を吸収させて損傷を防いでいる。海水のように水に塩類が加わると、さらに浸透圧が生じ、凍害のメカニズム⁶⁾がさらに複雑になる。外国でよく使用されている除水剤による凍害と海岸コンクリートに起っている表面剥離とはよく形状が類似している。除水剤の場合には、濃度が3%の場合に大きな被害⁷⁾を受けるが、海水の濃度も3%程度であり、海水の作用と除水剤の作用とは対応しているところがある。

海岸コンクリートでは、飛沫帯にあるコンクリートが一番損傷を受けやすく、これら海水の作用は構造物の汀線からの距離³⁾として評価できる。図-5は構造物の汀線からの距離と平均剥離度(観察する構造物の凍害による剥離片の全体積を近似的に算定し、これを観察全表面積で割った値)、および図-6は、その発生割合を示したもので、汀線から7m以内の構造物が損傷が多いこと、16m以上になると、ほとんど海水による表面剥離損傷を受けなくなることがわかる。海水の影響度(α)を汀線からの距離(l m)の関数として表わす。

$$\alpha = 1 - \frac{l}{25} \quad (0 \leq l \leq 25) \quad (1)$$

これは海水の影響度を $l=0$ の時 1 、 $l=25$ m のとき 0 とした直線式で、図-6 から海水の影響度を安全側に評価したものである。

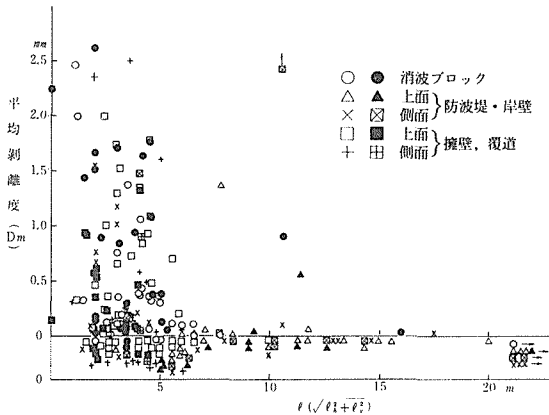


図-5 汀線からの距離と平均剥離度

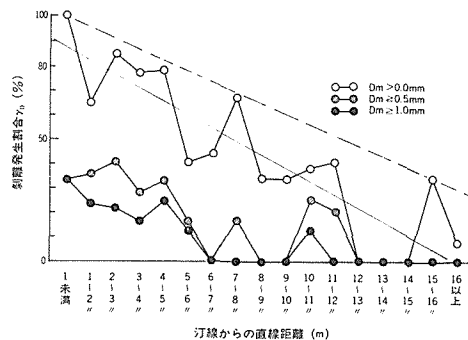


図-6 汀線からの距離による剥離発生割合

4. コンクリートの表層強度

コンクリートの表層部は、環境条件あるいは施工条件を直接に受け、コンクリートの耐久性と深い関係を持っている。表層部のコンクリートは、フレッシュコンクリート時において、ブリージング、粗骨材の沈下、型枠、仕上げなどの影響また日射、乾燥などの外的作用を直接に受ける。さらに硬化後において、乾燥、海水、凍結融解の作用を受ける。これらの作用は表層部に起るため、表層部の力学的性質を調べることは、表層部の他の物理的性質を推定する上から、あるいは耐久性を調べる上から重要である。

4.1 表層強度の深さによる強度変化⁸⁾

コンクリートの凍害による損傷が、板状に破壊する形状の類似性、あるいは養生効果さらに凍結融解を受ける前の乾燥による表層部の劣化を評価することが容易なことから、Penny shaped crack (PSC) を有するモデル供試体を用いて表層強度を求めた。図-7に示すようなPSC (直径 $2a=2\text{ cm}$) を有するモデル供試体を用いて深さ (h) を変化させて表層強度を測定した。これをPSC法と呼ぶことにする。PSCの圧力部は図-7bに示すように銅パイプの先に円板を付け、この円板にゴム膜を張り、油圧によってPSCに一定圧が作用するようになっている。装置は図-8に示すように、オイルジャッキに圧力センサー (Cap. 500 kgf/cm^2) が付けてあり、圧力をデジタル表示計で目読して測定する。

供試体の材料は、普通ポルトランドセメント (N)、高炉セメントA種 (BA)、B種 (BB) を用い、粗骨材は静内川産で最大骨材寸法 (C_M) 25 mm 、比重 (γ) 2.77 、吸水率 (a_w) 1.07% 、単

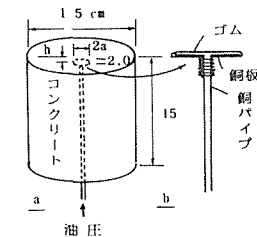


図-7 Penny shaped crack
を有するモデル供試体

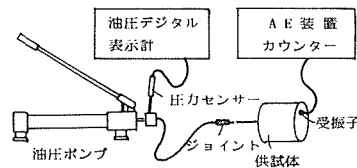


図-8 実験装置概略図 (PSC法)

位容積重量 (W_u) 1746 kg/m^3 である。砂は錦岡産 ($\gamma=2.77$, $a_w=1.20\%$, $W_u=1826\text{ kg/m}^3$) の海砂である。配合は単位水量 130 kg/m^3 を一定とし、細骨材率 (s/a) 45% 、空気量 $5\sim 6\%$ 、目標スランプ 6 cm である。セメントNでは水セメント比 (w/c) は 0.6 , 0.55 , 0.5 , 0.45 の4種、セメントBAおよびBBでは $w/c=0.6$, 0.5 の2種である。モルタルは上述のコンクリートの配合の粗骨材を除いた配合とした。養生は打設後1日は麻袋で湿潤養生し、その後5日間水中 (20°C) 養生を行った。その後の環境条件として空中放置 (実験室内でほぼ 20°C 前後の気温) し、材令21日、28日、91日で実験を行った。

表層強度 (P) kgf/cm^2 と割裂引張強度 (σ_t) との比 (P/σ_t) をPSCの深さと半径の比 h/a を用いてセメント種別ごとに表わすと図-9, 10, 11のようになる。図-9はセメントNを用いた場合で $w/c=0.6$, 0.55 , 0.50 , 0.45 のコンクリートおよび $w/c=0.6$, 0.55 , 0.45 のモルタルをまとめたもので、最小2乗法で求めると

$$\frac{P}{\sigma_t} = 5.21 \left(\frac{h}{a}\right)^{1.27} \quad (2)$$

となった。図-10はBAの場合で
w/c=0.6, 0.55で

$$\frac{P}{\sigma_t} = 6.37 \left(\frac{h}{a}\right)^{1.44} \quad (3)$$

となった。

図-11はBBの場合で
w/c=0.6, 0.5で

$$\frac{P}{\sigma_t} = 4.32 \left(\frac{h}{a}\right)^{1.03} \quad (4)$$

となった。セメントの種類による p/σ_t の差はあまり認められなかった。単純に N, BA, BB を平均すると

$$\frac{P}{\sigma_t} = 4.32 \left(\frac{h}{a}\right)^{1.03} \quad (5)$$

となる。p/σ_t は h/a にほぼ比例している。剥離片 (h=5mm, a=10mm) が生ずる場合は、内部に割裂引張強度の2倍程度の圧力が生じていることになる。写真-3に剥離した供試体を示した。セメントNについて表層強度を求めると、図-12に示すように

$$P = 0.564 \left(\frac{h}{a}\right)^{2.15} \quad (6)$$

となり、表層強度は h/a の2乗にほぼ比例している。

表層部に剥離が生ずる場合のひびわれ

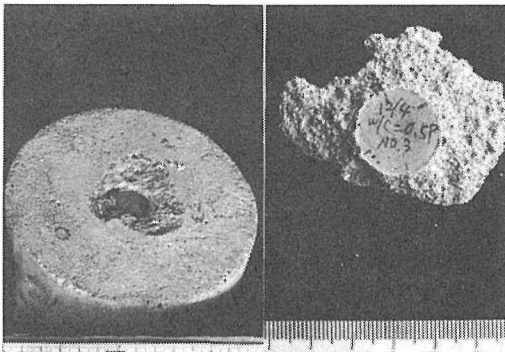


写真-3 PSC法による剥離後の供試体

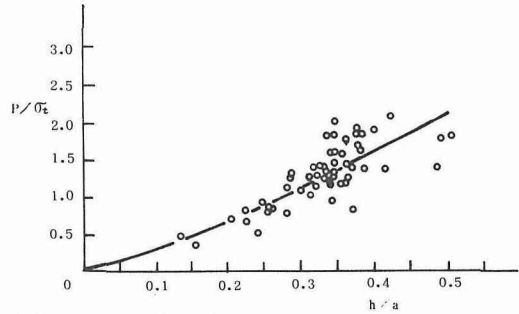


図-9 引張強度に対する表層強度比(普通セメント)

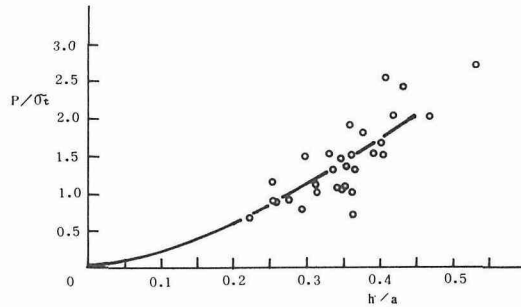


図-10 引張強度に対する表層強度比(高炉セメントA種)

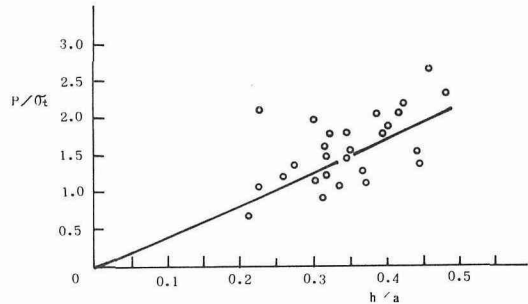


図-11 引張強度に対する表層強度比(高炉セメントB種)

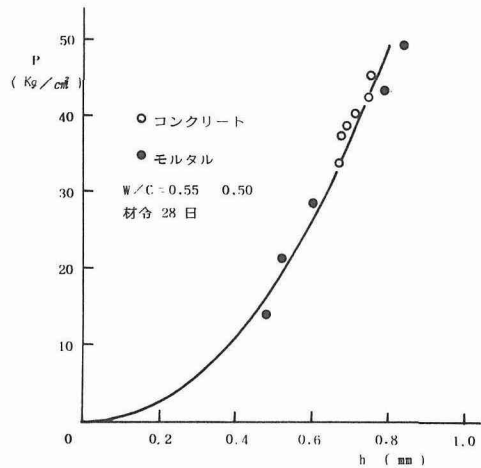


図-12 表層強度(普通セメント)

発生伝播を捕えるために、アコースティックエミッション装置（AE装置）を用いた。その結果、ひびわれ音は0.1～0.2P程度から発生し、その後荷重が増すにつれて、ひびわれ音数が多くなったり少なくなったりする繰返しが2～3回続き、ひびわれ伝播が進行している挙動が見られた。0.75P以上からは多数のひびわれ音が連続的に発生し剥離した。PSCを有する半無限体のひずみエネルギー解放率の解析⁸⁾から破壊靱性（ G_c ）を求めた。骨材の影響を除くためモルタル供試体（ $w/c=0.55$, $h=5.0, 10, 20, 30.5\text{ mm}$ ）で実験を行った。その剥離片を写真-4に示す。 h が30.5mmを越えると破壊面が、供試体の側面まで達するので、これ以上の深さは除いた。 G_c 算

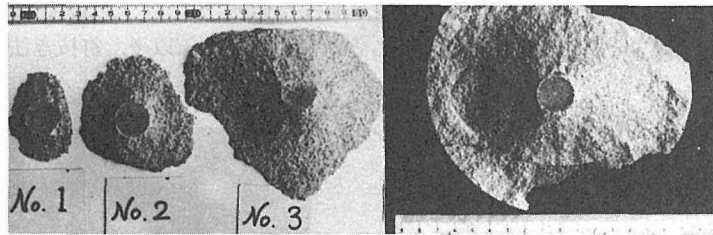


写真-4 剥離片(左から $h=5, 10, 20, 30.5\text{ mm}$)

定は次式によった。

$$G_c = \frac{4(1-\nu^2)a}{\pi E \Omega^2} P^2 \quad (7)$$

その結果、 $G_c=0.090\text{ kg/cm}$ で直接引張試験による G_c の約10～20倍⁹⁾ の大きさになり、単純引張のひびわれ伝播よりPSCはひびわれが緩慢であることがわかった。

4.2 PSC 法と釘抜き法の比較¹⁰⁾

表層強度を測定する方法として、PSC法は凍害による表面剥離の損傷形状から考えて適当な

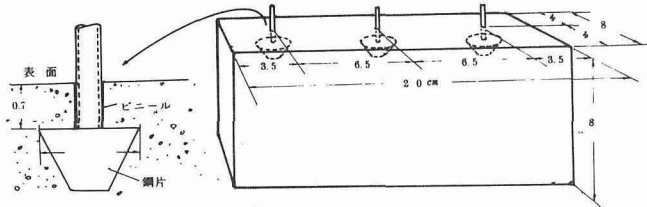


図-13 釘抜き法のための供試体

方法と考えられるが、供試体を作製するのに手間がかかり実験として一般的でないので、釘抜き法の手法を取り入れることにした。釘抜き法は古くからコンクリートの強度を調べるために用いられた非破壊試験法の一つであるが、ここでは表層部の強度を調べるために図-13に示すように、埋込む釘の頭は逆円錐台形にし、埋込み深さは浅く、これまでの釘抜き法とは多少違っている。実験装置は図-14に示すようにミハエリス2重テコ式曲げ試験機のアタッチ部分を改良して、供試体に埋込んだ釘をカプラーで連結して加力し破壊荷重を求めるものである。

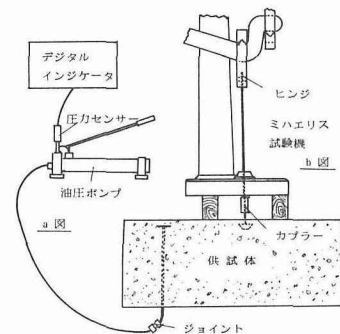


図-14 実験装置の概略図 (釘抜き法)

材料及び配合は、セメントはN, BB およびフライアッシュセメントB種 (FB) を用いた。細骨材は渚滑町川向の海砂 ($r=2.60, a_w=1.52\%, W_u=1720 \text{ kg/m}^3$), 粗骨材は渚滑川産25mm川砂利 ($r=2.62, a_w=1.81\%, W_u=1670 \text{ kg/m}^3$) および同産の40mm川砂利 ($r=2.67, a_w=2.62\%, W_u=1670 \text{ kg/m}^3$) を65:35の割合に混合して用いた。目標フランプ5 cm, 空気量6%, $w/c=0.45, 0.55, 0.60$ で、養生は打設後1日は麻袋とその上にビニールシートを掛けて湿潤養生し、その後、材令28日まで空中放置 (約20°C) のもの (F_0), 5日間水中 (20°C) その後28日まで空中放置のもの (F_5), 材令28日まで水中 (20°C) のもの (F_{28}) である。

図-15に PSC 法による破壊圧力 $P_{0.8}$ (深さ $h=0.8 \text{ cm}$) と釘抜き法による破壊圧力 $N_{0.8}$ ($h=0.8$ で、破壊引張力をコーンの上面の面積で割った値) をプロットしたもので、45°の直線上にはほぼ分布し、 $P_{0.8} \approx N_{0.8}$ と考えてもよいことが認められた。以後、釘抜き法を用いる、写

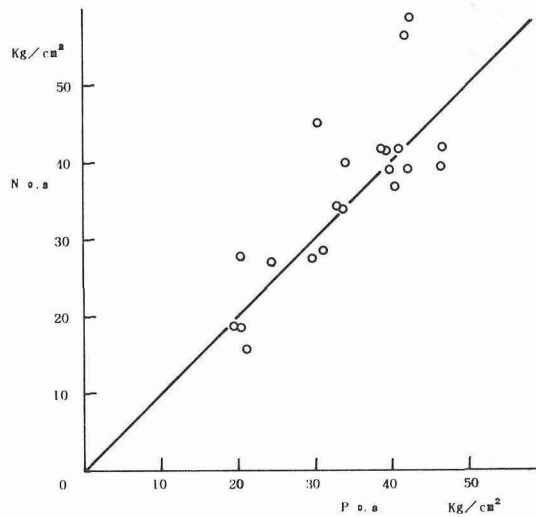


図-15 PSC 法と釘抜き法の比較

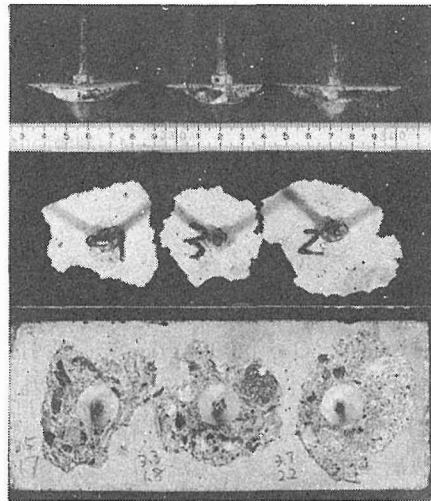


写真-5 破壊状況(釘抜き法)

真-5 に釘抜き法による破壊状況を示す。

4.3 標準表層強度と圧縮強度^{11) 12)}

材料および配合はセメントはN, BB およびFB, 細骨材は錦岡産の海砂 ($r=2.79, a_w=1.05\%, W_u=1865 \text{ kg/m}^3$), 粗骨材は静内川産 ($C_M=25 \text{ mm}, r=2.76, a_w=1.09\%, W_u=1755 \text{ kg/m}^3$) の川砂利を用いた。単位水量 145 kg/m^3 を一定とし $w/c=0.50, 0.55, 0.60, s/a=33, 38, 43\%$ とした。目標スランプ8 cm, 目標空気量5%である。さらに上で述べた最大骨材寸法25 mmに加えて、粗骨材の最大寸法40 mmである前述の4.2の材料および配合のコンクリートについても、同様の供試体を作製した。

標準養生による表層強度 (標準表層強度 P_s) および標準養生の圧縮強度 (σ_{28}) を測定するため、材令28日まで水中養生 (20°C) を行った。表面強度は釘抜き法 ($h=0.7 \text{ cm}$ で行った。 $h=0.8 \text{ cm}$ に変換するには $h=0.7$ の値を1.33倍すればよい) によった。図-16に $P_s-\sigma_{28}$ の関係を示す。セメントの種類による差異は28日水中養生のためあまりない。最小2乗法で整理すると次式のようになる。

$$P_s = 0.232 \sigma_{28} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (8)$$

最大骨材寸法25mmのみの資料による実験式では $P_s = 0.241\sigma_{28}$ で表わされ、最大骨材寸法40mmのみの場合は $P_s = 0.178\sigma_{28}$ で表示されたが汎用性を考えて一本の式にまとめた。 σ_{28} は150~350 kgf/cm² の範囲程度まで適用できる。さらに σ_{28} が大きくなると直線性から離れる傾向を示している。

4.4 表層強度の養生日数による影響¹³⁾

材料、配合は上述 4.3 の $C_M = 25\text{mm}$ の場合でセメントは N, BB, FB, w/c=0.50, 0.55, 0.6, s/a=33, 38, 43%の組合せのものである。

養生条件は 4.2 で述べた F_5, F_{28} の他に F_{10} (10日間水中養生) を加えた。養生後材令28日までオホーツク海岸に曝露した。曝露現場における気温の変化は図-17に示すように、曝露中の日最高気温の平均値 (\bar{T}_{\max}) は 20.9℃, 日最低気温の平均値 (\bar{T}_{\min}) は 12.7℃であった。写真-6 は曝露状況を示している。

前述したように F_{28} の場合、セメント種類による差異は小さい。各セメントの F_{28} の表層強度を 1 とした場合の各養生条件による材令28日の表層強度 (実表層強度 P_a) の値を低減率 (β) と定義すると図-18のようになる。普通セメントは、比較的早期に強度発現が進むため、養生日数5日で十分な表層強度が出ている。BBでは F_{10} で0.98, F_5 で0.74に低減している。FBでは F_{10} で0.89に, F_5 で0.84になっている。このように混合セメントは養生条件の影響を強く受けることがわかる。 P_a は次式のように表わされる。

$$P_a = \beta P_s \tag{9}$$

β は図-18を整理して, F_5 および F_{10} の場合の値を次のような値とする。

N	:	1.0	1.0
FB	:	0.85	0.90
BB	:	0.75	0.90

(10)

ただし養生期間中は十分な養生 (20℃の水中養生に相当) が行われていることが条件である。

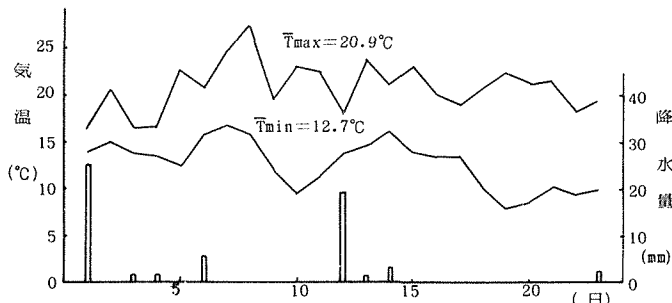


図-17 曝露地点の日最高, 最低気温及び降水量

4.5 限界表層強度

実表層強度と表面剝離損傷との相関性を求め、凍害による剝離損傷が起らなくなる表層強度 (限界表層強度 P_{cr}) について、室内凍結融解実験および曝露実験によって求めた。室内凍結融

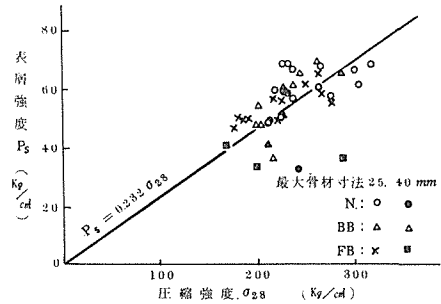


図-16 標準表層強度と圧縮強度

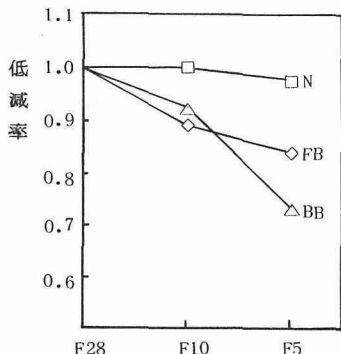


図-18 養生条件による低減率

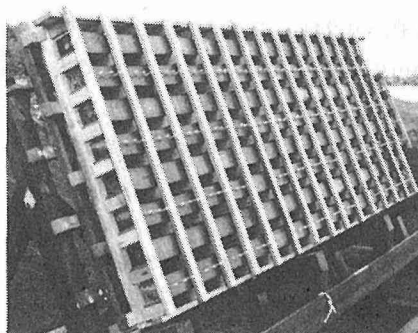


写真-6 供試体の曝露状況

解実験では、実際の現場での表面剥離を再現するために、図-4に示したような気象作用に類似させるために、図-19に示すような装置を用いて凍結融解試験を行った。冷却はコンクリート上面のみから行うために、海水で満された砂槽の中に供試体を埋め、供試体の下部には温床線を入れて1~2℃の凍らない温度に保った。これは構造物の内部では凍結時でも氷点下にならないという実測データによるもので、常に下部からの水の補給を可能にしたものである。供試体の温度のコントロールは、供試体上面から1cmの深さの所で行い、その部分で-10℃~2℃の温度サイクルを1日1回かけた。砂槽は上面からの温度勾配を一定にするためのものであり、水分の補給源でもある。この条件下では、海水に対する影響度 $\alpha=1$ である。融解は低温室の温度を上げると共に、日射の影響を考慮して赤外線ランプを利用した。

材料、配合は4.3の最大骨材寸法25mmのもので、養生条件は5日水中養生、その後、材令28

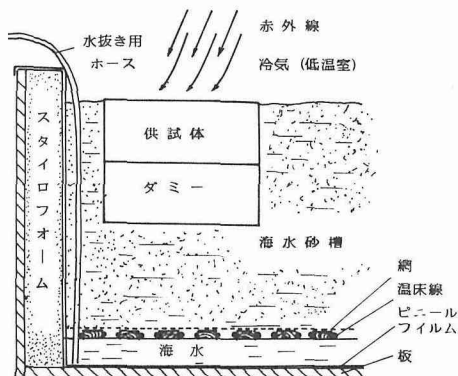


図-19 凍結融解試験装置

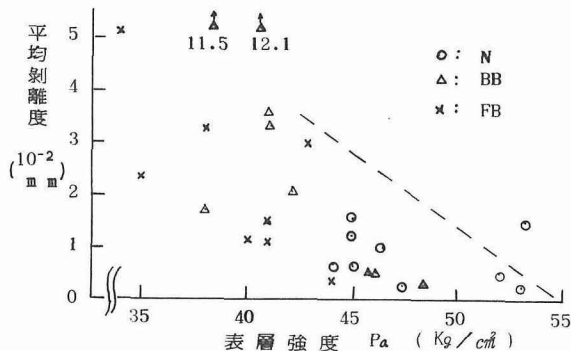


図-20 平均剥離度(室内凍結融解実験)

日まで気温23℃、P.H75%、恒温、恒湿の環境条件とした。図-20はこの条件での表層強度と平均剥離度を示したもので、凍結融解回数50~52サイクルのものである。表層強度が55kgf/cm²を越えると損傷がなくなる傾向を示している。写真-7は実験による剥離被害状況を示したもので、実際のものによく類似している。

オホーツク海岸に曝露した供試体(セメントはN, BB, FBの他にフライアッシュセメントA種(FA), C種(FC)を用い、w/c=0.45, 0.55)の骨材は4.2のものと同じである。養生日数はF₀, F₅, および14日養生(F₁₄)である。その他、海水5日養生のもの(S₅)もある。ただし養生方法は麻袋-散水の繰返しである。材令28日までの気象条件は、 \bar{T}_{max} は24.3℃、 \bar{T}_{min} は15.3℃で

あり、同様に湿度は91%および53%であった。砂に埋れた面(海水の影響度 $\alpha=1$)に最大の剥離損傷を受け、海水の影響をあまり受けない部位では剥離は発生しなかった。 $\alpha=1$ の部位について平均剥離度を測定し、 P_a (ここでは σ_{28} と β から算定した値)とプロットすると図-21のようになる。限界表層強度は約60kgf/cm²である。室内実験と曝露実験との結果から判断して限界表層強度を60kgf/cm²($\alpha=1$ の場合)と定めた。



写真-7 剥離損傷状況(凍結融解試験)

海水の影響度が $\alpha=1$ の場合の凍害による表面剥離を生じさせない圧縮強度 σ_{28} は(10)を用いると、 F_5 、 F_{10} の場合、それぞれ次のように決まる。

$$\left. \begin{array}{l} N : 260 \quad 260 \\ FB : 300 \quad 290 \\ BB : 340 \quad 290 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \end{array} \right\} (11)$$

凍害による表面剥離を考慮しない条件で要求されるコンクリートの強度(外力によって決まる強度あるいはその他の耐久性から決まる強度)を $\bar{\sigma}_{28}$ とすると $\bar{\sigma}_{28} \geq \sigma_{28}$ であれば $\bar{\sigma}_{28}$ を、 $\bar{\sigma}_{28} < \sigma_{28}$ であれば α を考慮して σ_{28} は σ_{28}^* の強度としてよい。

$$\sigma_{28}^* = \frac{260\alpha}{\beta} + (1-\alpha)\bar{\sigma}_{28} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (12)$$

σ_{28}^* 以上の設計基準強度を用いれば凍害による表面剥離損傷を受けない。

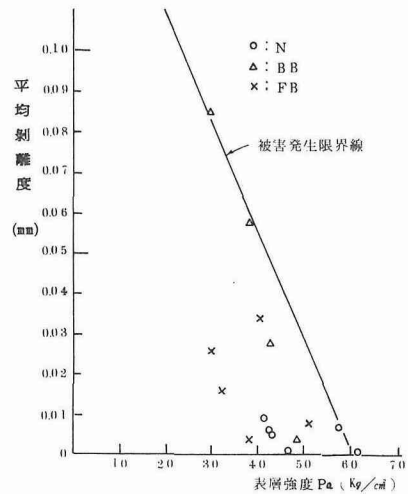


図-21 平均剥離度(曝露実験)

5. ま と め

- (1) 北海道の海岸コンクリートの凍害の形態は、フレーク状に剥げ落ちるものが大部分で、一冬経過後で70%の海岸コンクリート構造物が損傷を受け、二冬経過後では80%が受けている。
- (2) 北海道の海岸コンクリートでは一冬間で50~100回程度の凍結融解が繰返えされること、コンクリート内部の約20cm以上の深さでは気温に左右されず、凍結融解が起ることはほとんどないこと、真夏に打込まれるコンクリートは暑中コンクリートの用意が必要な場合もあることなどがわかった。
- (3) 凍害による表面剥離の損傷は、海水の影響を強く受け、その影響度(α)は汀線からの距離によって次式のように表わされる。

$$\alpha = 1 - \frac{l}{25} \quad (0 \leq l \leq 25 \quad l : \text{m})$$

- (4) 表層強度(P)を Penny shaped crack を有する供試体を用いて調べると、割裂引張強度(σ_t)との比(P/σ_t)は表層の深さにほぼ比例して大きくなること、普通セメント、高炉セメント

A, B種のセメント種に差異がないこと, 表面強度は深さの2乗にほぼ比例すること, 剥離片が取れるには割裂引張強度の1~2倍の圧力が作用している可能性があることなどがわかった。

(5) Penny shaped crack の解析から, モルタルの破壊靱性 (G_c) は 0.090 kg/cm で, 単純引張試験から求めた G_c の約10~20倍であり, ひびわれ伝播が引張荷重下より緩慢なこと, これらのひびわれ伝播が AE 装置で認められることなどがわかった。

(6) コンクリートの表層強度を求める実験において, ペニーシェブドクラック法と釘抜き法であまり差異がないことがわかった。標準養生による材令28日の標準表層強度 (P_s) と圧縮強度 (σ_{28}) との関係式は次式によって表わされる。

$$P_s = 0.232 \sigma_{28} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

(7) 標準表層強度と各養生後の材令28日の実表層強度 (P_a) の関係は, 次式のように低減率 (β) によって表示される。

$$P_a = \beta P_s$$

β は養生日数, セメントの種類, 最大骨材寸法などによって変る。その一般的な値を提示した。

(8) 凍害が起らない表層強度 (限界表層強度) について, 凍結融解実験および曝露実験から求めた結果, 海水の影響が一番強い場合 60 kgf/cm^2 となり, 凍害による表面剥離が起らないためには標準養生による圧縮強度 (σ_{28}), すなわち設計基準強度は $\alpha = 1$ の場合, 次式の強度以上でなければならないことがわかった。

$$\sigma_{28} = \frac{260}{\beta} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

また海水の影響度 α によって σ_{28} は次式の σ_{28}^* まで設計基準強度を下げてよい。

$$\sigma_{28}^* = \frac{260}{\beta} \alpha + (1 - \alpha) \bar{\sigma}_{28} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

ただし $\bar{\sigma}_{28}$ は凍害による表面剥離を考慮しないで決められたコンクリートの設計基準強度である。以上述べてきた結果は AE コンクリートを前提としたものである。

参考文献

- 1) 洪悦郎: コンクリート工学 Vol. 13, No. 3, 1975年3月 pp. 33-44.
- 2) 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, 資料91号, 1981年4月.
- 3) 佐伯, 鮎田, 前川: 土木学会論文報告集, No. 327, 1982年11月, pp. 151-162.
- 4) 佐伯, 藤田: セメントコンクリート, No. 432, 1983年2月, pp. 2-9.
- 5) 佐伯, 藤田, 鮎田: セメント技術年報33, 1979年, pp. 306-309.
- 6) Cordon W.A, Freezing and Thawing of Concrete Mechanics and Control, ACI Monograph 3.
- 7) Frederick P.B & Philip D.C, Durability of Concrete, ACI SP 47-6, pp. 101-119.
- 8) K.N. Srivastava and Kripal Singh: Int. J. Engng Sci. Vol. 7, pp. 469-490.
- 9) 藤田, 佐伯: コンクリート工学 Vol. 16, No. 11, Nov, 1978, pp. 1-9.
- 10) N. Saeki, N. Takada and Y. Fujita: Transactions of the Japan Concrete Institute Vol. 2 1980, pp. 101-108.
- 11) 佐伯, 高田, 藤田, 菅原: セメント技術年報, 35, 1981, pp. 321-324.
- 12) 藤田, 佐伯: 昭和55年度北海道科学研究成果報告書1981年3月.
- 13) 菅原, 藤田, 佐伯, 高田: 土木学会北海道支部論文集, No. 37, 1981年2月, pp. 455-460.