

寒地におけるコンクリート [1]

横 道 英 雄*

1. 気象条件

1. 概説

気象条件は地表面と大気との間の熱平衡として規定されるが、これは気温、湿度、風、気圧、空の状態、降水などの要素に分けられる。これらの諸要素については測候所の過去の記録および予報と現地観測との総合判断によつて全般的および局地的、また長期および短期の気象状態をある程度解明することができる。重要な大規模工事の場合には、少くとも過去 10 年間の記録を必要とし、止むを得ないときでも一般に 5 年間の資料を入手することが望ましい。

測候所の記録はしかし比較的広い地域の気象状態を示すものであるから、実際の工事現場に適用する場合には、その局地条件の影響を考慮し、てこれを修正する必要がある。例えば樹木、隣接建物、掘削溝などの小規模な要因によつて、温度、風速などの重要な気象要素が大きな影響を受ける。

2. 気象要素

(1) 気温 最も重要な要素で、中央測候所では 1 日 24 回、普通 3~8 回観測をしている。通常統計資料としては、日平均気温と日最低および最高気温の変化状況ならびにその月別平均または極値、および期間内の最低気温が調査の項目となる。月最低気温以外は統計資料として公開されている。例えば札幌において 1889~1950 間の最寒月は 1 月で、この月の日平均気温の月平均は -6.1°C 、日最低気温の平均 -11.3°C 、期間内最低気温は -27°C である。1 月の最低気温の平均は公表されていないが、1954~1955 の平均値は -19.8°C で、以上の値とは大分差のあることに注意を要する。

気温についてはさらに変化の振幅、周期、速度、凍結融解回数などが重要項目となる。

(2) その他 風は速度および方向の要素につき調査する。このほか、湿度、降水(雨・雪)、雲、霧などについての記録および観測が必要である。積雪は夜間の輻射および日中の反射によつて気温の変化を尖鋭化する作用を有するが、一方では寒気の浸入を抑制する。降水および湿度はコンクリート内部の水分に影響を与え、硬化作

用の持続に影響するが、含水量は凍害に関係を有する。

2. 構造物の被害

1. 被害状況

寒地におけるコンクリート構造物の被害原因には、構造上のものと材料上のものとの二つが考えられる。前者は主として設計上の欠陥から生じたものであり、後者には、打込まれたコンクリートが十分硬化しないうちに凍結すること、十分硬化したコンクリートが長期間にわたり徐々に気象作用、すりへり作用、水の浸透作用、化学作用、火熱作用を受けることなどがある。このうち寒地コンクリート構造物特有の被害としては気象作用特に低温によるものである。単に低温なるがための被害というのは凍上、早期凍結などで、他は低温と他の原因とが相重なつて被害を大きくしているものである。

低温の問題としては凍上、凍結融解の反覆作用が最も重要である。これらの原因にもとづく構造物の被害の様相、程度は構造物の種類、外的作用などにより異なることはいうまでもない。一般に水と接触する構造物においていちじるしいが、なかでも水面付近の被害が大きく、常時水中に没しているカ所はほとんど被害がない。次に種々の構造物についての被害例^{1),2)}を示そう。

(1) 橋梁 築造後 20 年を経過した日本海沿岸のある鉄筋コンクリート T 型桁橋の腹部(配合 1:2:4)は、その下面に縦断方向にキレツが入つており、被害の大きいカ所ではかぶりのコンクリートが剝落している。これ

写真—1 桁橋主鉄筋の腐食ならびにかぶりコンクリートの剝落状況



は海から吹きつける強圧の潮風のため、塩分がコンクリートを透して浸入して鉄筋を腐食させ、その膨脹力によつてコンクリートに引張応力を生じ、キレツの発生となつたものと想像される。このことは同じ橋においても、山側の桁は海側の桁より被害が小さいことから容易に納得できるところである。このような被害は寒地特有のものではないが、橋上の融雪水または降雨がコンクリートに浸透し、低温時凍結してこの被害をさらに助長したものである。このような被害は鉄筋コンクリート橋脚においても現われている。なお、海岸の鉄筋コンクリート構造物がすべてこのような被害を受けているわけではなく、いまなお、なんらの被害をも示していないものもあ

* 正員 工博 北海道大学教授、工学部土木工学科

つて、設計施工に十分注意すれば相当防止しうる性質のものである。すなわち、鉄筋の配置に留意するとともにコンクリートの締固めを十分に行つて、緻密でかつできるだけ不透水、不透気性のコンクリートを製造することである。

鉄筋コンクリートゲルバー桁橋のヒンジ部分は吊桁、突桁ともに断面が約1/2に減少し、従来からもゲルバー桁の最大の弱点とされていた。このヒンジ部分が写真

1-2に示すように表面剝落、キレツなどを生じている例がかなりある。これは高欄、地覆等から融雪水、降雨などがスラブまたは桁のコンクリートに浸透し、低温時凍結する、いわゆる凍結融解作用と、設計の不備に由来する力学上の

キレツ発生とが重なつて生じたものと推定される。設計の不備に由来する力学上のキレツ発生は、温暖地方の場合となら異なるところがないが、一たんキレツが発生すると、その後の浸透水の凍結作用による被害はきわめて顕著に現われるものであるから、設計に当つては十分の注意が肝要である。

地覆または高欄上の積雪が昼間融解して地覆またはスラブ端のコンクリートに浸透し、さらに夜間気温低下ともなつて凍結し、これを冬期間くり返す結果、コンクリートは徐々に崩壊する。この現象は昼間日照を受ける南側において激しいことは当然で、写真3、4はそれぞれ南側と北側の差異を示している。これは

写真-2 ゲルバー桁 ヒンジ部分の被害状況



写真-3 南側スラブ端の被害状況



写真-4 北側スラブ端の状況



築造後24年経過したもので、スラブ縁端が10cmほど剝落しているカ所がある。

(2) 舗装 コンクリート舗装版の被害としては、床版のキレツおよび目地の開口があげられる。これは路盤の支持力の不均一によるものもあるが、部分除雪、路盤材料の不均一などに起因する不斉凍上、不斉融解など寒地特有の現象によるものが多い。

舗装面上の積雪の融解によりコンクリートははげしい凍結融解のくり返し作用を受けるが、これは除雪した路線において特にいちじるしい。この凍結融解のくり返し作用と、交通車両のタイヤチェーンによるはげしい磨耗作用とが相まつてコンクリート表面は徐々に剝離されてくる。コンクリートの配合、施工の良否、交通量の多少等により異なるが、施工後数年を経過した札幌市内の一例を写真5に示す。表面のScalingが進行して粗骨材の頭を露出するようになると車両の乗心地が悪くなるばかりでなく被害の進行をも助長する。

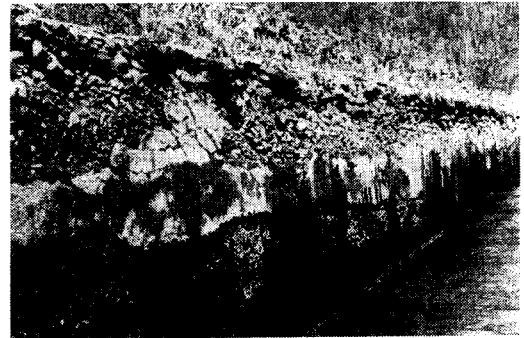
写真-5 舗装版のキレツとスケーリング



(3) 水路、ダム

写真6に示すものは築造後の年数は不明であるが、ある開キョ

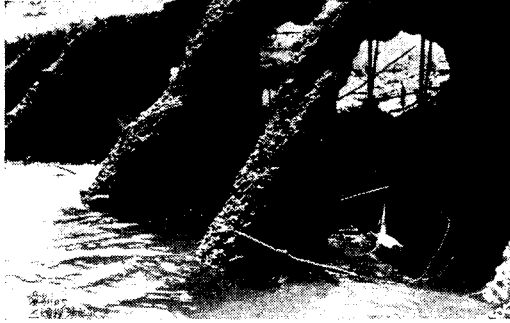
写真-6 開キョの被害状況



(配合1:3:6)の被害状況である。延長約3kmにわたり最高水位以下50cmくらいまでの部分が平均厚さ20~30cm侵食され、最も被害の大きいところでは裏地盤が露出しているところもあり、良好なところでも5~10cm侵食されている。また、崩壊寸前のため丸太により左右両岸に突張りを入れて、ようやく余命を保っているものなどもある。これは凍結融解のくり返し作用並びに流水によるすりへり、キャピテーション、浸食作用によるものと思われる。写真は送水中断時のものである。

写真7に示すものは築造後31年を経過したあるダム(配合1:3:6)の被害状況で、近年補修工事を行つて

写真一7 ダムの被害状況



いる。これらは比較的経過年数の長い例であるが、近年施工したものの中にもかなり被害を受けているものもある。すなわち、経過年数4年のある水路橋(配合1:2:4)は凍結融解のくり返し作用により各所にキレツを発生し、隅角、凸起部では一部コンクリートが崩落しており、現在なお発達しつつある。

(4) 海中構造物 寒地の海中構造物は温暖地の構造物が受ける波浪の衝撃、磨耗作用、海水の化学作用などのほかに低温の影響を受ける。すなわち、流水、結氷と潮位の変動による磨耗作用、寒気寒風による凍結ならびに凍結融解のくり返し作用などである。従つて、被害も大きく年々補修、改築に多大の出費をしいられている実

写真一8 防波堤端の浸食ならびに氷結状況



写真一9 ケーソンの被害状況



状である。築造後の経過年数28年のある構造物(配合1:3:6)では平均水位の上下部分が浸食され、浸食の最大は1.5mに達した。

写真一8は防波堤突端の浸食ならびに氷結状況を示している。経過年数30年のある防波堤のケーソン(配合1:2:4)ではL.W.L以上が破壊し、中詰コンクリートが崩壊流失した。写真一9はケーソンの被害状況を示している。

一般に、被害は潮位の変動する部分すなわち干潮面ないし満潮面付近が甚大であつて、常時水中に没する部分は凍結の影響を受けず、また空気の影響も受けないので鉄筋の腐食も起らない。

(5) 擁壁 擁壁の裏込石に凍上性土壌が多量に混入したり、裏込石を入れず凍上性の土壌のみの場合には凍上が生じて擁壁には大きな圧力をおよぼし、転倒の原因となることがある。一例を述べると高さ約3mのL型鉄筋コンクリート擁壁が、埋戻土の凍上のために天端が数cm前面に転倒し、擁壁基部背面にキレツを生じた。その他、地山からの浸透水、融雪水、降雨などによる凍結融解の被害が擁壁前面に現われた。

(6) 灰坑 機関車の灰坑では高熱の灰によつて被害を受けるが、これは温暖地地方と同様である。しかし、冬期気温低下にともなつて凍結する結果、その被害はますます大きくなつており、側壁において厚さ10cm剥落しているものもある。

2. 凍害対策ならびに復旧工法³⁾⁻⁶⁾

被害の原因は気象作用、すりへり作用などの外的原因とコンクリートの品質に関する内的原因があるが、これらのうち外的作用を取除くことは困難であるから、対策として考えられるものは、(1)コンクリートが水と接触しないようにできるだけ留意すること、(2)材料、配合、施工に留意して良質のコンクリートを製造すること、である。(2)については別に後述するが、(1)は構造物の設計において排水をよくしたり、コンクリートよりも耐久な材料でコンクリート表面を保護したり、防水工を施して水の浸透を防止したりすることなどが考えられる。コンクリート表面にパラフィンを塗布したり、石張りを施して好成績を収めている例がある。

復旧対策としては、被害を受けた部分を取除いてモルタルまたはコンクリートを填充する方法、キレツにセメントペーストあるいはモルタルを注入する方法、注入コンクリート、ショットクリートなどの方法が行われている。

モルタルまたはコンクリートを部分的に填充する方法は最も広く行われているが、構造物の外観を損ずるのはやむをえない。構造物の被害がキレツ程度であつて、そのろろ水を防止するためにはセメントペーストの注入でかなりの効果をあげることができる。キレツ幅が大き

ければモルタルを注入することもできる。普通のコンクリート施工法が困難な場合には注入コンクリートが有利のこともあり、かなり行われている。

また、表面積の大きい場合にはショット クリートも有効である。施工が十分に行われれば、旧コンクリートとの付着も十分で、500 回の凍結融解試験にも剝離しなかつた例がある。ショット クリートそのものは、凍結融解作用に対し、きわめて耐久적であり、前記試験例では旧コンクリートが AE コンクリートであつたにもかかわらず、ショット クリートの方が耐久性が大であつた。

2. コンクリートの凍害抵抗試験

1. 概 説

(1) 目的 試験の目的は (1) 新しく打込まれたコンクリートの養生をどの程度にすればよいか、すなわちどの程度硬化 (初期強度) したら寒気にさらしてもその後凍害を受けないか、(2) 与えられたセメント、骨材、水、混和材、配合を用いたコンクリートの凍害抵抗の判定または比較、(3) 凍害現象の究明などである。凍害現象の本質についてはまだ不明の点が多いが、それにもかかわらず、(1) および (2) のような実際の要求に応じた試験をしなければならないのである。

(2) 試験方法 従来各国で多くの実験が行われたが、便宜的方法としては (1) 凍結融解試験、(2) 硫酸ナトリウムまたは硫酸マグネシウム試験があり、おもに (1) が行われている。

2. 凍結融解試験³⁾

(1) 概説 実際の気象条件に近いものとすれば、試験に長時間を要するので、これを短縮した便宜的方法が用いられるが、これにも緩速方法と急速方法とがあり、わが国ではアメリカの規格 ASTM に準じた急速法が多く行われるようになった。しかし凍結融解温度、速度、回数、供試体寸法などに関する国際的標準はまだ定まつていない。緩速法では、2日に1回ないし1日1~2回の凍結融解をくり返すが、急速法では1日6~12回可能であるから試験期間がいちじるしく短縮される。

(2) 自動式急速凍結融解試験機 例として北海道開発局で使用中の自動式急速凍結融解試験装置について述べる³⁾。これは ASTM C 290 の規格に適合する装置であつて、10×10×40 cm 程度のハリ型供試体 30 コを同時に凍結融解1日10回行いうる能力を有している。この場合、供試体中心部の温度は凍結時最低-18±

1.5°C、融解時最高 +4.5±1.5°C とすることができる。供試体はゴムまたは他の適当な容器に入れられる。この装置は 図-1 の系統図に示すように、凍結用ブラインと融解用ブラインの2系統を有し、次の機器からなつている。

試験槽：供試体を静置する槽

低温装置：凍結用ブライン槽 (低温槽)、冷却器、冷凍機

高温装置：融解用ブライン槽 (高温槽)、電熱器

循環装置：ブライン ポンプ電動三方弁

制御装置：制御盤、温度調節計

試験槽に静置された 30 コの供試体は、その位置で凍結融解がくり返され、そのうち1コは中心部に2点2位式の電気式温度指示調節計の測温抵抗体を封入し、自動制御の発信を行う。凍結用ブライン、融解用ブラインはいずれも塩化カルシウムの 28% 水溶液 (凍結点 -31°C) である。

凍結行程では、電動三方弁は2コとも凍結側に切換えられており、低温槽からブライン ポンプで試験槽に送られ、供試体を冷却してオーバーフローして低温槽に戻る。

排水行程に移ると、ブライン ポンプが止り、ブラインはポンプを逆流して低温槽に戻る。定められた排水時間に達すると融解行程に移る。

融解行程に移ると三方弁は融解側に切換えられ、高温槽から高温ブラインを試験槽に送り供試体を融解し、高温槽に戻る。

排水行程に移るとポンプが止り、高温ブラインはポンプを逆流して高温槽に戻り凍結融解1回が終る。高温槽はヒーター、低温槽は冷却器を有し、ブライン温度を一定に保つ。

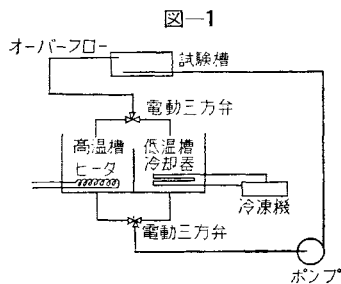
以上の操作は制御盤によりすべて電氣的に自動運転で行われ、また電子管平衡式6点記録計により、供試体温度、ブライン温度など任意の6点の温度を自記することができるようになつている。

(3) 試験の信頼度 現在行われている凍結融解試験方法は便宜的なものであつて、実際のコンクリート凍害との関係はまだ明らかでなく、比較的な判定法として用いられているのである。ASTM 規格では、判定基準に

$$\text{耐久性指数} = PN/M$$

を使用する。ここに P は、凍結融解0回ときの動弾性係数に対する N 回時の百分率、 N は回数で $P=60$ に達したときの値、あるいは達しないときでも最大300回で中止するものとする。 M は凍結融解を中止するよう指示された回数である。動弾性係数は30回以内ごとに測定する。

M.O. Withey によれば、前述の急速式凍結融解法の25回は地上に静置された構造の10~20年に相当する³⁾。

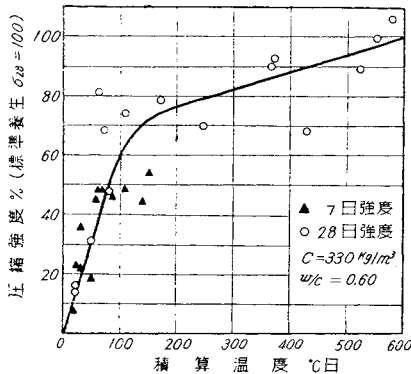


4. コンクリートの硬化と温度の関係

1. 時間温度関数

(1) 積算温度 コンクリートの硬化が温度と時間の影響を受けることは早くより知られており、McDaniel⁽⁸⁾ (1915), Willey⁽⁹⁾ (1929), Timms-Withey⁽¹⁰⁾ (1934) 氏らの実験があつて、コンクリート強度を養生温度と日数とによつて現わすことが試みられ、相当の成果を収めた。これらはみな室内実験であるが、高橋敏五郎氏⁽¹¹⁾は製作季節を異にする多数の供試体を戸外にさらして気象の影響を調べた結果 図-2 を得た(1941~1943)。ただし 0°C 以下の気温は硬化に寄与することが少ないとしてこれを除外し、0°C 以上の日平均気温の累計を積算温度と

図-2 高橋敏五郎の実験、強度と積算温度との関係



呼び、これを横軸にして図示したものである。これによれば、適当な初期養生をしたコンクリートは、乾燥湿潤、凍結融解などの気象作用を受けたものでも、積算温度との間に一定関係を求めるものと見られる。

(2) 成熟係数 (Maturity factor) Nurse⁽¹²⁾ (1949) および Saul⁽¹³⁾ (1951) 氏は、適当な初期養生をしたコンクリートは、その後養生温度が低下しても -10°C に達するまでは硬化を続けるとし、コンクリートの強度

図-3 Timms & Withey の実験
c=320 kg/m³, w/c=0.53

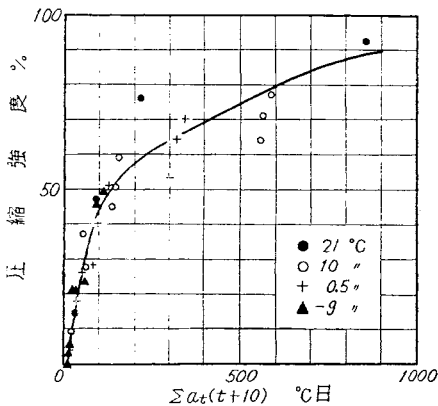
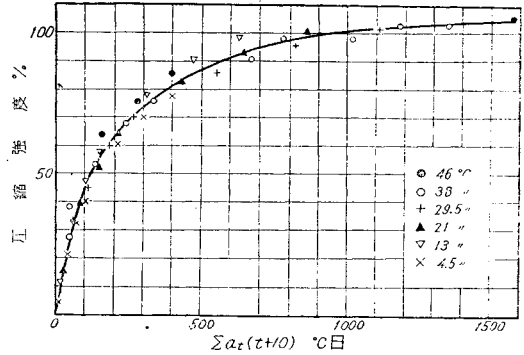


図-4 Price の実験 c=360 kg/m³, w/c=0.5



は、 M : 成熟係数 $= \Sigma a_t(t+10)$ °C 日……………(1) の関数で表わされると提唱した。Begström⁽¹⁴⁾ 氏 (1953) はこの理論を用いて、前述およびその他の欧米の諸実験結果を検討したところ、例えば 図-3.4 に示すように、いずれもよく説明できると発表した。

しかし Nykänen⁽¹⁵⁾ 氏 (1956) は、低温時におけるコンクリートの硬化はコンクリート内部の未凍結水の量に

表-1

温度 °C	水の量 %
0	0
-1	44
-2	59
-3	65
-4	70
-6	80
-8	86
-15	100

比例するものとし、Powers⁽¹⁶⁾ 氏の水で飽和されたセメントペーストの凍結に関する表-1の実験結果にもとずき、-15°C までは硬化を継続するものとし、0°C 以上の場合は (1) 式でよいが、0°C 以下に対しては -15°C を基準とすべきであり、さらに同氏の実験結果

から水セメント比およびセメントの種類などによる影響を考慮して、成熟係数 M およびコンクリート圧縮強度 σ は次の (2), (3) 式を用いるべきであるとした。

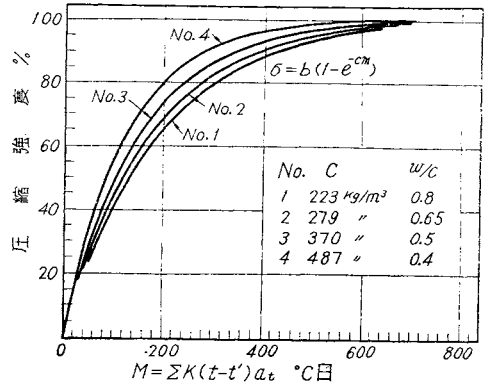
$$M = \Sigma k(t+t')a_t \text{ °C 日}$$

$$\left. \begin{aligned} \text{ただし } t \geq 0^\circ\text{C} : t' = 10, k = 1 \\ t < 0^\circ\text{C} : t' = 15, k = 0.2 \sim 0.4 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

$$\sigma = b(1 - e^{-cM}) \dots\dots\dots (3)$$

b, c は水セメント比およびセメントによつて定まる常数

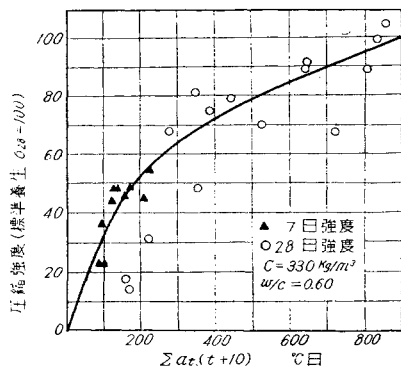
図-5 Nykänen の実験



である（例えば 図-5 は w/c の変化する場合を示す）。

以上はすべて乾燥を防いだ室内実験にもとづいたものであるが、戸外に放置した前記高橋氏の 図-1 に (1) 式を適用して見ると 図-6 のごとくになり、少し点は分散する傾向を示すが、ほぼ 1 つの曲線上にあるとも見られる。この図において偏差のいちじるしい点の大部分は真

図-6 高橋敏五郎の実験



冬に製作した供試体で、初期養生終了後寒冷と乾燥にさらされたものである。林 正道¹⁷⁾氏 (1956) も高橋氏と同様の実験を行った結果、外気温下にさらしたコンクリートのごとく、乾燥の影響をいちじるしく受ける場合でも、強度を時間温度関数として表わすことはできるが、その曲線は標準養生のものとは一致せず、それよりも下方に位置すると発表した。

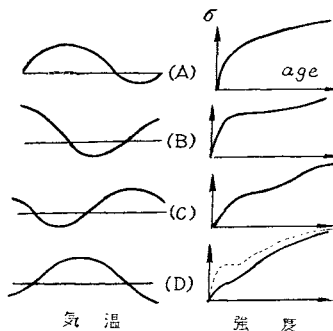
(3) 時間温度関数の利用 寒中コンクリート施工において、養生期間中およびその後においても型ワクをつけたままの状態、あまり乾燥の影響を受けない期間中に対しては、時間温度理論が相当よく適用される。従つてあらかじめ実験によつて使用コンクリートの強度曲線を求めておけば、強度の推定、養生打切時期の決定などに役立つものである。

2. 気象の影響

現場コンクリートの 28 日強度は季節の影響を受け、一般に冬期施工のものは夏期のものより低い。以前は冬期のものは永久に夏期のものより低いと考えられたが、適当な初期養生をしたものは材令 1 年では両者ほとんど等しくなり、場合によつては冬期施工のものが夏期のものより高くなることがわかつた^{11), 12)}。すなわち現場コンクリートの強度増進は、前述の時間温度関数として説明しうが、およそ 図-7 のごとき 4 種の代表型に分けられる。

A 型は春季施工の場合で、大体標準養生と類似の曲線で強度は増進する。B 型は夏季施工で、高気温の影響を受けて σ 曲線は最初急傾斜であるが、過乾燥などの影響によつて、その後はやや停滞を見せてから再び上昇する。C 型は秋期のもので、施工後間もなく寒冷時となつて停滞

図-7 気温配置と強度増進の型



するので曲線は 2 つの山を有する。D は冬期施工で、最初は低温のため強度は低い、翌春よりやや急傾斜で上昇を始める。初期養生の程度によつて最初の強度が高めの場合でも 1 年後では大体同じくらいとなる（点線で示す）。以上はすべて適当の初期養生をしたものであることが必要で、このようなコンクリートは施工季節によつて 4 種の型あるいはその中間型の曲線によつて強度の増進が見られるが、材令 1 年ではいずれもおよそ同じ値に達するのである。

参考文献

- 1) 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，北海道土木技術会資料 10 号，1957
- 2) 白井加一：コンクリート舗装の破かい調査の一例，北海道開発局土木試験所月報 35 号，1956
- 3) 林 正道：北海道のコンクリートの耐久性について，土とコンクリート，Vol. 4, No. 2, 1956
- 4) 難波・桑原：コンクリート T 桁橋の補修工事について，第 2 回道路学会議論文集，1954
- 5) 南 保賀：常浪橋の補修について，同上
- 6) 板倉忠三：材料および構造物の凍害とその対策について，土木学会北海道支部技術資料 1, 2, 3 号，1951~2
- 7) M.O. Withey: ASTM, Proc. Vol. 46
- 8) McDaniel: Influence of temperature on the strength of Concrete. Illinois Univ. Engineering Experiment Station, Bulletin. 1915, 26th July.
- 9) Willey: Effect of temperature on the strength of concrete, ENR, 1929, p 179
- 10) Timms-Withey: Temperature effects on compressive strength of concrete. Proc. of ACI, 1934, Vol. 30
- 11) 高橋敏五郎・高橋芳夫：気象とコンクリート強度，北海道土木試験所報告 2 号，1948
- 12) Nurse: Steam curing of concrete. Magazine of Concrete Research. 1949, No. 2
- 13) Saul: Principles underlying the steam curing of concrete at atmospheric pressure. Magazine of Concrete Research. 1951, No. 6
- 14) Begström: Curing temperature, age and strength of Concrete. Magazine of Concrete Research. 1953, No. 14
- 15) Nykänen: Hardening of concrete at different temperatures especially below the freezing point. 1956, RILEM Symposium on Winter Concreting. Session BII
- 16) Powers: A working hypothesis for further studies of frost resistance of concrete. 1945. Proc. of ACI, Vol. 24
- 17) T. Takahashi, M. Hayashi: Effect of initial curing on the strength of concrete in winter. 1956, RILEM Symposium on Winter Concreting. Session BII

(以下次号)