

# 地下水位を考慮した実用的な凍上量の設定法

横田聖哉<sup>1</sup>・三嶋信雄<sup>2</sup>・三浦清一<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 日本道路公団静岡建設局 試験課長 (〒420 静岡県静岡市竜南 1-25-22)

<sup>2</sup>工博 日本道路公団試験研究所 調査役 (〒194 東京都町田市忠生 1-4-1)

<sup>3</sup>正会員 工博 室蘭工業大学 建設システム工学科 教授 (〒050 室蘭市水元町 27-1)

過去の調査によると、高速道路の凍上被害は切土部と低盛土部に頻発しており、通常の盛土部ではほとんど報告されていない。これは切土部と盛土部では地下水の給水条件が異なるためではないかと考え、凍上量に及ぼす地下水位の影響を調べた。そのために、室内大型凍上試験と実際の盛土施工地点での原位置凍上試験を実施している。一連の試験結果から、凍上量は地下水位の低下とともに急激に減少するものの、土の初期含水比に強く依存することが見出された。これらの事実にもとづいて、高速道路の盛土部の凍上率を推定する実用式を提案するとともに、その検証を行った。

**Key Words :** *expressway, embankment, full-scale freezing test, ground water level, water content*

## 1. ま え が き

土の凍上性の研究は、凍上機構の解明や物理現象の解明といった主に理学的観点から多数行なわれており、その定性的な評価はある程度可能になってきている。

しかし、LNG 地下タンクに代表されるように、周辺地盤の凍結の検討を要する構造物の出現によって、定量的・工学的なアプローチが必要となってきた。LNG 貯蔵地下タンクなど低温構造物を設計する際に重要となるのは、土の凍結膨張特性を適切なパラメーターによって把握することである。土の凍上現象をはじめ定量的に表現したのは高志ら<sup>1)</sup>である。彼らは凍結膨張率は凍結速度と有効応力に依存することを見出し、飽和土の膨張量の予測式を導いた。この理論は物理的な厳密さに欠けるともいわれているが、実タンクでの挙動をよく説明できていることから、工学的に高い評価が与えられている。ちなみに、“LNG 地下式貯槽指針、日本ガス協会<sup>2)</sup>”ではこの理論が取り入れられている。

その他に、工学的なアプローチを試みたものに Konrad と Morgenstern の研究<sup>3)~8)</sup>がある。地盤内応力の分布と地盤内応力が変化した場合の凍上特性に関する考察及び土の室内凍上試験にもとづいて開発されたこの理論は、低温埋設ガスパイプラインでの凍上予測に適用し、いくつかの重要な成果を得ている。

衆知のように、凍上現象は土質材料と水と温度の三つの条件が揃ったときに発生する。したがって、道路体あるいは表面に有害な凍上被害を起こさせないため

には、用いる土質材料の凍上性に対する正確な評価が必要である。

凍上性の判定にしばしば粒度が指標として用いられるが、北海道に広く分布する火山灰は同じような粒度ながら極めて異なった凍上性を示すことが知られている<sup>9)</sup>。路面ばかりでなくのり面においても、冬期間の凍上現象と春の融雪期での凍結融解作用とによる被害が発生している。たとえば道央自動車道登別～白老間で行われたのり面崩壊の調査によれば、のり面の向きによって崩壊の形態が異なる結果が得られた。すなわち雪解けの遅い北向き斜面と比較的早く融解する南向き斜面で、春の時期での災害件数を比較すると、明らかに日照時間の短い北向き斜面の発生件数が多くなっている<sup>10)</sup>。このように北海道のような寒冷地方では、凍結融解現象は道路築造の際の重要な検討課題となっている。

ところで、高速道路において凍上対策が必要となる延長距離は、表-1 に示すように基本計画延長まで含めると 1000 km 以上にも及ぶ。このため、凍上対策に関わる費用をできるだけ低く抑えることは高速道路の建設にとって重要なことである。

現行の凍上対策に用いられる工法は、施工性、経済性から凍上を起こしにくい材料(例えば切込砕石、砂利等)で、理論最大凍結深さの 70~100%を置き換えるとすると、いわゆる置換工法が主体である。

道路公団による設計方法や道路土工指針では、置換厚さの基準は凍結深さが同一であれば切土部、盛土部

表-1 凍上対策に必要な道路延長と対策費用

路線名	基本計画 残延長 (km)	建設予定 土工延長 (km)	凍上対策費用 (百万円/km)	現設計方法での盛土 凍上対策費用 (百万円)
北海道様貫道	218	153	28	2,570
北海道横断道	442	309	28	5,191
東北横断道	355	249	21	3,137
日本海沿岸自動車道	184	129	21	1,625
東北中央道	107	75	21	945
中部横断道	95	67	21	844
合計	1,401	982	-----	14,312

- \*建設予定土工延長=(基本計画延長-平成7年8月現在供用延長)×70%
- \*凍上対策費用(円/㎡)=置換厚さ×幅2.0m×工事費
- \*置換材料は全て購入材で、工事費は材料費込みで3500円/㎡<sup>3</sup>
- \*置換厚さは北海道で40cm、他の地域で30cmとした
- \*盛土部延長=土工延長×60%

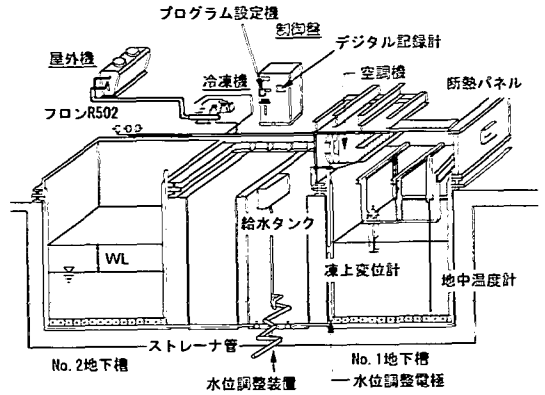


図-1 大型凍上試験装置

ともに同じ厚さで行うことになっている。しかし、凍上による被害の箇所と形態を把握するために行った高速道路の供用路線を対象にした実態調査によれば、次のような事実が明らかになっている<sup>11)</sup>。

- ①調査箇所の切土、盛土の構成はほぼ同値であっても、支障箇所での約9割が切土に集中している。
- ②盛土部で発生した支障箇所は、全体支障箇所に対して約1割程度であるが、このうち約半数は3m以下の比較的盛土高さの低い箇所である。

盛土部と切土部におけるこのような凍上被害の頻度の違いは、その給水条件の違いによってもたらされるものと考えられる。すなわち盛土部は切土部に比べて明らかに地下水位が低く、凍上に必要な水分の補給をしづらい条件にあるが、そのことが結果として凍上被害の低下につながっているものといえる。いしかえると、地下水位の影響が少ないと考えられる盛土部では、より合理的な凍上対策が可能となる。

凍上の発生に大きな影響を与える凍上速度に注目した研究<sup>12)</sup>によれば、載荷圧力が小さく無視できる程度であれば、凍上速度は、透水性の大きな土では地下水位までの距離の二乗に反比例し、またかなり密度の大きい難透水性の土ではその距離の2/3乗に反比例するという結果が得られている。さらに、道路の路床土として一般的に用いられるシルト質土の場合には、地下水位までの距離にほぼ反比例して凍上量は小さくなるということが知られている。

本研究では、地下水位と地表面凍上量の関係を明らかにするため、まず含水比の異なる5種類の土について室内大型凍上実験を行った。その結果、地下水位、凍上量および初期含水比の間には一義的な関係が存在することが示された。またこの関係式は、現位置凍上試験の結果をある程度表現できることがわかった。これらのことから、盛土高さが6m程度でかつ盛土材

料の初期含水比が25%以内であれば、現在の凍上対策法に比べ、盛土部では確実に凍上量を軽減できるとした。

## 2. 室内大型凍上試験

### (1) 大型凍上試験装置

まず、新たに製作した大型凍上試験装置によって凍上量に及ぼす地下水位の影響について検討している。用いた大型凍上実験用土槽の概略図を図-1に示す。大型凍上実験用土槽は、厚さが15cmのコンクリート製で、寸法は深さ4m、幅3.6m、奥行き3.6mで、内側に断熱材(100mm厚さ)が貼られている。その土槽に断熱パネルでつくられた箱状の上屋をかぶせることで庫内を密閉することができ、冷却装置で冷やされた空気を循環器により断熱パネル内へ送り込み、庫内を一定の温度に保つ機能を持っている。土槽底部は、厚さ30cmの砕石が敷きならされており、その上面はフィルターブランケットで砕石と供試体を分離した。砕石部には水が充填されており、水はフィルターブランケットを介して供試体に補給される。凍結に伴って凍結面へ水が移動することによって地下水位面が低下した場合には、設定水位まで水が自動的に給水され、常に設定位置に保持されるようになっている。土槽下部も水を循環させることにより実験中ほぼ一定の温度に保持することができる。

### (2) 実験に用いた材料

実験に用いた材料は、山砂と関東ロームを混ぜ合わせて人工的に作製した混合土、現地発生材である北海道の苫小牧土・旭川土・帯広土、および十和田しらす

表-2 試料物性値一覧

試料名	混合土	帯広土	旭川土	十和田土	苫小牧土
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.636	2.668	2.676	2.410	2.580
液性限界 $w_L$ (%)	34.3	71.4	52.3	---	---
塑性限界 $w_p$ (%)	19.8	49.5	24.6	---	---
塑性指数 IP	14.5	21.9	27.7	NP	NP
粒 度					
シキ (2mm以上) (%)	0	2.2	8.9	22.2	7.7
砂 (75 $\mu$ m~2mm) (%)	66.7	83.0	45.2	49.3	61.3
シルト (5~75 $\mu$ m) (%)	20.0	11.2	21.5	19.6	23.6
粘土 (5 $\mu$ m以下) (%)	13.3	3.6	24.4	8.9	7.4
飽和透水係数 (cm/sec)	1.5 $\times 10^{-4}$	1.6 $\times 10^{-4}$	4.3 $\times 10^{-5}$	6.1 $\times 10^{-5}$	2.3 $\times 10^{-4}$
(試験時含水比) (%)	(22.5)	(14.0)	(17.1)	(38.6)	(23.5)
JIS A1210 B法による最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.715	1.674	1.726	1.185	1.301
JHS112法 ( $\phi$ 15法)による最大凍上率 (%)	6.1	8.3	5.6	8.1	9.2

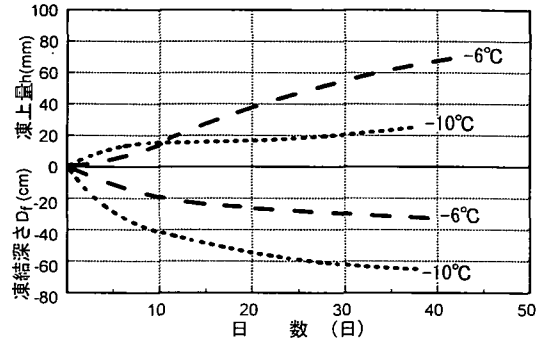


図-3 内空温度を変えた予備試験

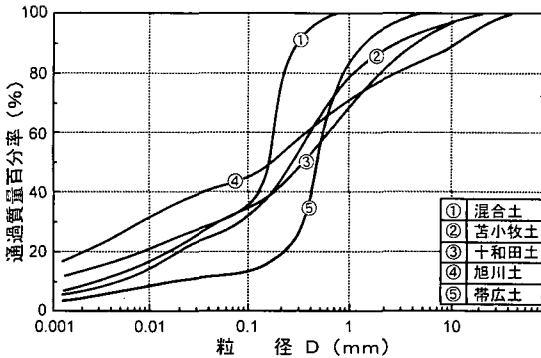


図-2 実験に用いた試料の粒径加積曲線

である十和田土の計 5 種類である。公団試験法である JHS 112 の  $\phi$  15 法の凍上性判定試験によれば、これらはいずれも凍上性材料と判定されたものである。それらの物理的性質を表-2 に示す。また試料の粒径加積曲線を図-2 に示す。

### (3) 試験手順

#### a) 予備試験

本試験に先立って数ケースの予備試験を混合土について行い、試験の冷却温度、温度期間および密度の設定条件をあらかじめ調べた。

冷却温度は、北海道各地の気象データおよび岩見沢における路床凍上凍結調査結果を参考にした。この調査によると、凍上量が最も増加する期間の日平均気温は-6°Cで、積算寒度曲線が急勾配となる期間の日平均気温は-10°Cであった。このことから-6°Cと-10°Cの一定温度で予備試験を行ってみた。その結果を図-3 に示す。図より、-10°Cでは土の凍結速度の大きさに凍結面での水の補給が間に合わないため、-6°Cの時に比べて小さい凍上量となっている。また、北海道で観測され

た気温を模擬して、温度変化を持たせた実験を行った結果、凍上量及び凍結深さも温度変化のない一定温度条件の場合<sup>13)</sup>と同様の結果となった。これらのことから、土の種類による相違は多少は考えられるものの、実験の管理が容易で比較的凍上しやすい冷却温度条件として、-6°C一定温度を実験の冷却条件とした。

冷却期間は現場における実際の期間と同等に設定することが望ましいが、実験に多大な時間を要することから、既往の研究成果<sup>14)</sup>を参考に最終凍上量の 80%~90%に相当する期間として 45 日間を設定した。これらの温度条件と凍結期間条件での凍結指数は 270°C·days となり寒冷地での積算寒度としては小さめの値であるが、実際の道路ではこの上に舗装体があり、その舗装分を 0°Cにするための熱(潜熱)を考慮する必要があると考えられる。仮に舗装厚さが 40cm であると仮定すれば、その熱(潜熱)を考慮すると 230°C·days は必要である。従って実験の温度条件としては、凍結指数で評価すると先の 270 にこの潜熱分 230 を加えた 500°C·days で実験が行われていることを示すものである。この凍結指数はほぼ札幌市に相当すると考えられ、実験日数としては妥当な値と考えた。

供試体の作製密度は、凍上量が最も大きくなる乾燥密度にするのが望ましいが、通常的人力施工で土槽に締固めのできる条件から決定した。なお混合土について検討した結果、最大乾燥密度  $\rho_{dmax}$  (JIS A1210 B法)の 92%~95%で締固めた時が比較的大きい凍上量を記録していることから、他の土についても同程度の締固め度を目標とした。

#### b) 供試体厚さ

供試体厚さは 3m を標準とし、地下水位と凍上量の関係が把握できるように、設定地下水位を GL-0.5~3.0m の範囲で 5~6 パターンに変化させて実験を行っ

表-3 実験条件

試料名	地下水位 (m)	設定初期 含水比 $w_i$ (%)	乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )
混合土	GL-0.5~3.0	21.3	1.5~1.6
苫小牧土	GL-0.75~3.0	23.5	1.2~1.3
旭川土	GL-0.5~3.0	18.7	1.5~1.6
十和田土	GL-0.75~3.0	35.3	1.1~1.2
帯広土	GL-0.75~3.0	14.2	1.5~1.6

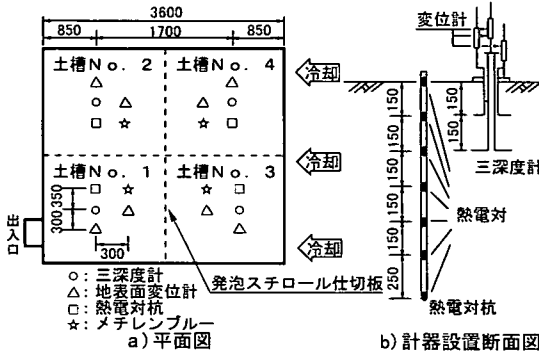


図-4 測定計器設置位置

た. 表-3 にその実験条件を示す.

c) 計測システムと方法

計測項目は地表面凍上変位, 土中変位, 凍結深さ, 土中温度, 庫内温度および地下水位とした. 地表面付近の凍上変位を測定するために三深度計を用いた. 計器は, 供試体作製後, 各供試体の所定の位置を深さ 30 cm, 直径 20 cm 程度掘り返して埋設した. 土中温度は杭に取り付けた熱電対により測定した. 杭は直径 2 cm, 長さ 1 m の塩ビ管に熱電対を 10 cm ピッチに取り付けた後, 供試体に直径 3 cm, 深さ 60 cm ほどの穴をあけて挿入した. 挿入した熱電対杭と供試体の間に隙間が生じ冷気が浸入しないように, 隙間には細砂を流し込んだ. なお, 熱電対を供試体底部に設置する場合は, 供試体作製前に土槽底部に取り付けた. メチレンブルー凍結深度計は, 所定の供試体位置に直径 3 cm, 深さ 1 m ほどの穴をあけて挿入した. 熱電対杭と同様に, 隙間は細砂で充填された. 以上の測定計器を設置後, 大型凍上実験装置の上部冷却装置を土槽に設置した. 図-4 に測定機器の設置位置を示す. なお, 予め必要な密度が得られるようにタンパで 10 cm ごと締固めて供試体を作製した後, 設定した地下水位にセットし, 水位が落ちつくのを待って実験を開始した.

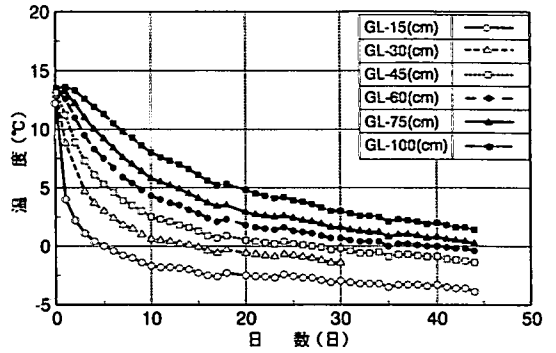


図-5 供試体の温度変化

表-4 試料による凍結深さの違い

土質材料	凍結深さ (m)
混合土	0.42~0.65
苫小牧土	0.29~0.57
旭川土	0.41~0.67
十和田土	0.30~0.43
帯広土	0.39~0.71

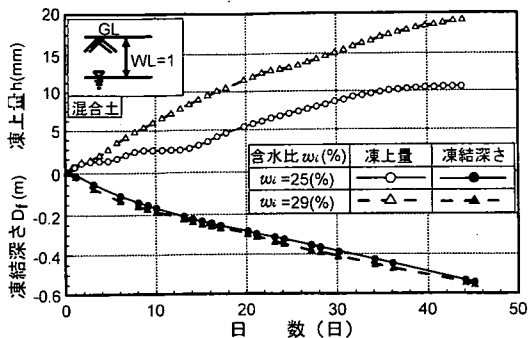
(4) 実験結果と考察

a) 供試体の温度変化

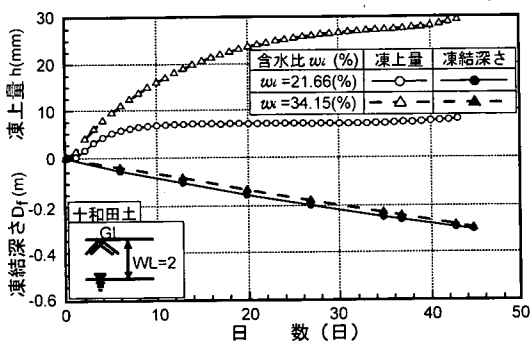
図-5 に熱電対によって計測された供試体の温度変化の一例を示す. 各深さの温度は時間に関して双曲線的に減少しており, 45 日経過した時点で推定される 0°C 線は, メチレンブルー凍結深度計で得られた値に比べて若干深くなった. 45 日時点での凍結深さは, 地下水位の違いによる凍結潜熱の影響を受け, 同一の土でも表-4 に示すように最大 32 cm の差が生じたが, 全体としては良好な実験結果となった.

b) 凍上量と凍結深さの経時変化

同じ土で含水比の異なる試験を混合土と十和田土について行った. 図-6 (a), (b) にそれぞれ地下水位  $WL=1m$  の混合土の場合と, 地下水位  $WL=2m$  の十和田土の場合について, 含水比を変えた時の凍上量と凍結深さの経時変化を示している. 凍結深さは, いずれの条件でも時間とともに深くなる傾向を示した. また, 含水比の大きなものほど凍上量の伸びは大きく, かつ最終凍上量も大きくなった.



(a) (混合土)



(b) (十和田土)

図-6 凍上量と凍結深さの経時変化

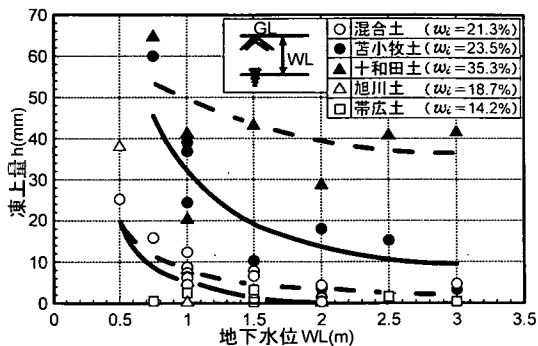


図-7 凍上量と地下水位の関係

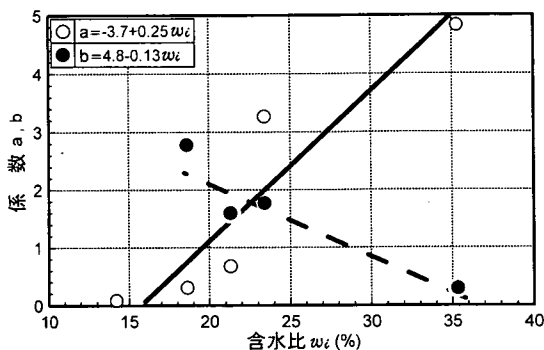


図-8 係数 a、b と含水比  $w_i$  の関係

### c) 含水比, 地下水位, 凍上量および凍上率間の関係

ここでは凍上実験結果を初期含水比と地下水位で整理した。整理に用いた初期含水比  $w_i$  は、それぞれの材料の供試体作製時における含水比の平均値とした。ただし、同一の土でも極端に初期含水比が異なる場合は次の整理から除いた。図-7 に凍上量と地下水位の関係を示す。ここで、同一地下水位条件でデータが複数個あるのは、実験を数回行ったものをすべて示したためである。同一条件でも土固有の物理化学的性質の違いや、作製した供試体温度が一定しないなどのため、実験データにこの程度のばらつきを生じている。また、図中に示した線は各試料のデータを最小二乗法で求めたものである。

この図から、比較的初期含水比の低い混合土 ( $w_i = 21.3\%$ )、苫小牧土 ( $w_i = 23.5\%$ )、旭川土 ( $w_i = 18.7\%$ ) では地下水位が低下するに従って凍上量が減少していることがわかる。しかし、初期含水比の高い十和田土 ( $w_i = 35.3\%$ ) では、地下水位が低下しても凍上量は余り減少していない。これは、十和田土の初期含水比が高いため、地下水位が低い場合でも、もともと土に含まれている水によって凍上が支配されたため

と考えられる。なお帯広土 ( $w_i = 14.2\%$ ) は凍上量の絶対値が小さいため、地下水位と凍上量の関係は明確には現れていない。

ここで、図-7 において凍上量と地下水位との間に次の関係を認めることができる。

$$h = 10a (WL)^{-b} \quad (1)$$

ここに、 $h$ : 凍上量 (mm)

$WL$ : 地表面からの地下水位 (m)

$a, b$ : 定数

図から、凍上量は地下水位までの距離のべき乗 (0.31 ~ 2.2) で減少していることが理解できる。ここでその関係には含水比が影響しているものと予想される。そこで図-8 に各実験結果から求められた式(1)の定数  $a, b$  と各土質別の含水比  $w_i$  との関係を示す。これらから、次式が得られる。

$$a = -3.7 + 0.25 w_i \quad (2)$$

$$b = 4.8 - 0.13 w_i \quad (3)$$

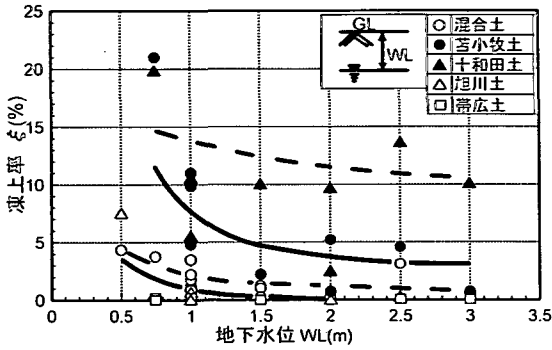


図-9 地下水位と凍上率の関係

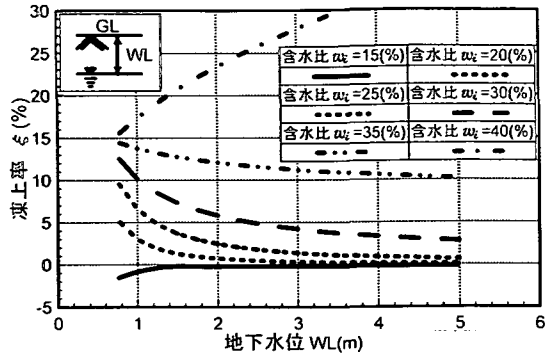


図-11 モデル化された凍上率-地下水位-含水比関係

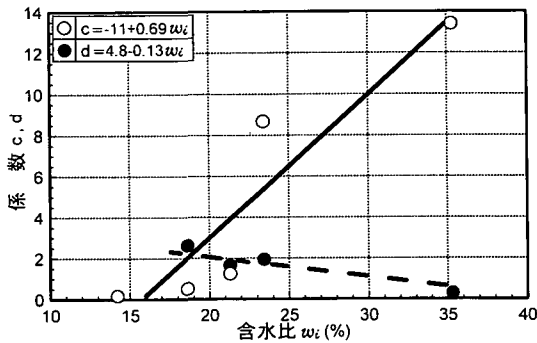


図-10 係数  $c, d$  と含水比  $w_i$  の関係

図-9 には凍結深さに対する凍上量の比、すなわち凍上率  $\xi$  と地下水位の関係を示した。式(1)と同様に両者の関係は次式で表現できる。

$$\xi = c (WL)^{-d} \quad (4)$$

ここに、 $\xi$ : 凍上率 (%)

$WL$ : 地表面からの地下水位 (m)

$c, d$ : 定数

定数  $c, d$  の含水比の依存性は、図-10 のように示され、その関係は次式で示されている。

$$c = -11 + 0.69 w_i \quad (5)$$

$$d = 4.8 - 0.13 w_i \quad (6)$$

両式を式(4)に代入すると次式が得られる。

$$\xi = (-11 + 0.69 w_i) (WL)^{-(4.8 - 0.13 w_i)} \quad (7)$$

この式を基に凍上率と地下水位との関係、および凍上

率と含水比の関係を求めた結果を図-11 に示す。式(7) は含水比が 16~35% の範囲で適用可能である。高速道路の路床にあたる部分では CBR による強度規定として 10 以上が求められており、この点を考慮すると、適用する土の含水比はこの範囲内で十分であると考えられる。すなわち、自然含水比が 35% 以上の土は路床土としては軟弱で強度規定を満足しないであろうし、逆に自然含水比が 15% 以下の土では強度も十分で、一般に非凍上性材料であると考えられるからである。

#### d) 地下水位の変動による凍上率の変化

前節の式(7)が今回の実験結果をどの程度表現しているか確認した。図-12, 13, 14 にはそれぞれ地下水位が 1m, 2m, 3m の場合についての解析値と実験値の対応関係を示している。計算値を実線で示し、実験で求めた値をポイントで示した。図には、式を求める際に除去した含水比の著しく異なる実験結果についてもプロットしている。いずれの場合も含水比と凍上率には良好な対応関係がみられ、提案の式が地下水位の変化による凍上率の変化をよく表現していることが確認される。

#### e) 凍上率、凍結深さおよび地下水位の関係

土の凍上性を評価するためには、その土を用いた実際の道路でどの程度の凍上を許容するかが問題となる。凍上量そのものの定量的な基準は国内では見当たらないが、Beskow<sup>12)</sup>によると、生じる凍上が 3~4cm 以下なら凍上しない土としている。また道路公団の維持管理基準<sup>15)</sup>では、構造物との取り付け段差が 20mm~30mm を超えると補修が必要であるとし、土の局所的なコルゲーションでは降雨時の滞水深が 10mm~20mm 程度で補修の必要があるとしている。これらから、本節では目標とする凍上量を 10mm とした。図-15 はこれまでの実験結果と解析結果をまとめ、凍上率、凍結深さおよび地下水位の関係を示している。図の右側部分は

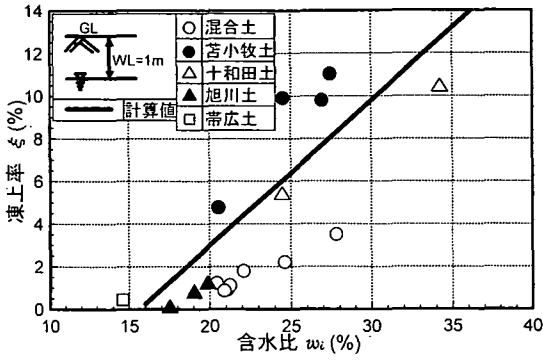


図-12 凍上率と含水比の実測値と計算値の比較  
(地下水位 WL=1m)

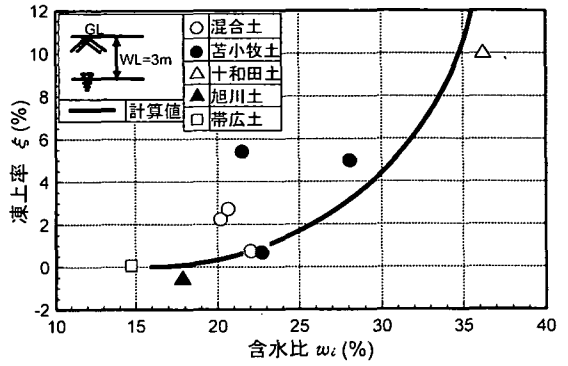


図-14 凍上率と含水比の実測値と計算値の比較  
(地下水位 WL=3m)

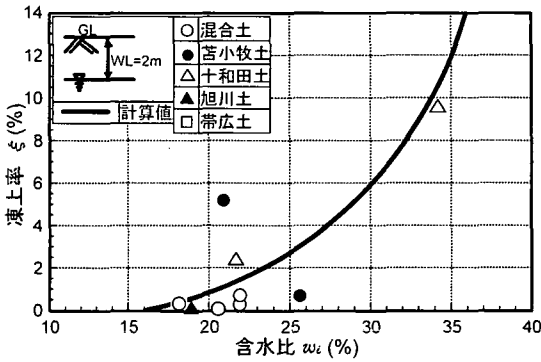


図-13 凍上率と含水比の実測値と計算値の比較  
(地下水位 WL=2m)

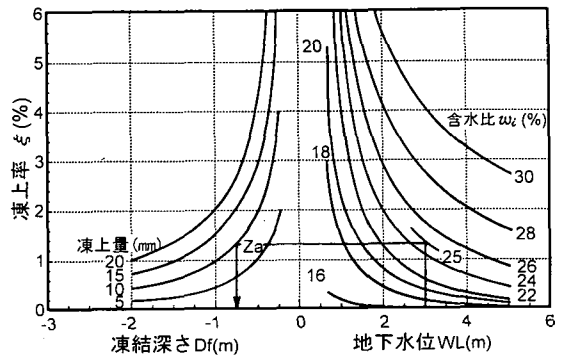


図-15 凍上率、地下水位および凍結深さの関係

図-11 と同一の図であり、左側は次式で表される関係を凍上量をパラメータとして表示したものである。

ここで、凍上率  $\xi$  は次式で定義されている。

$$\xi = h / D_f \quad (8)$$

ここに、 $h$  : 凍上量 (mm)

$D_f$  : 凍結深さ (m)

この図から例えば土の含水比が 25% で、地下水位が 3m の場合、凍上率は 1.2% になると算定できる。この際、現地の設計凍上量を 10mm 以下とする場合には凍結深さは 0.75m となる。ところで、その現場で予想される凍結深さが 1m であれば、この差 0.25m 分を非凍上性材料で置換すれば凍上量は 10mm 程度になる。逆に同じ条件で現地の凍結深さが 0.6m であれば無対策でも凍上量は 10mm 以下になると判定することができる。

なお温度の条件が変わった場合には、厳密には図-15 に示した関係の修正が必要となるが、盛土高さや土の含水比など現地の条件に安全を見込むなど実地盤に

対する適用条件を単純化することで実用上問題は生じないと考えられる。

### 3. 原位置凍上試験 (旭川鷹栖 IC)

室内大型凍上実験によって地下水位と凍上量の間ユニークな関係のあることが認められた。これらを実際の盛土で確認するため原位置試験を行った。試験場所は道央自動車道旭川鷹栖 IC の敷地内で、盛土を図-16 に示すように築造することによって、相対的に地下水位が異なるようにヤードを作製した。なお、地下水位は春先の融雪水によって若干の変動があり厳密には同一とはならないがその違いは極めて小さい。また、他の期間についてはほぼ同一の値と観測されたためここでは一定として扱っている。写真-1 にヤードの全景を示す。

#### (1) 試験ヤードの概要

凍上量と盛土高さの違い (地下水位の違い)、およ

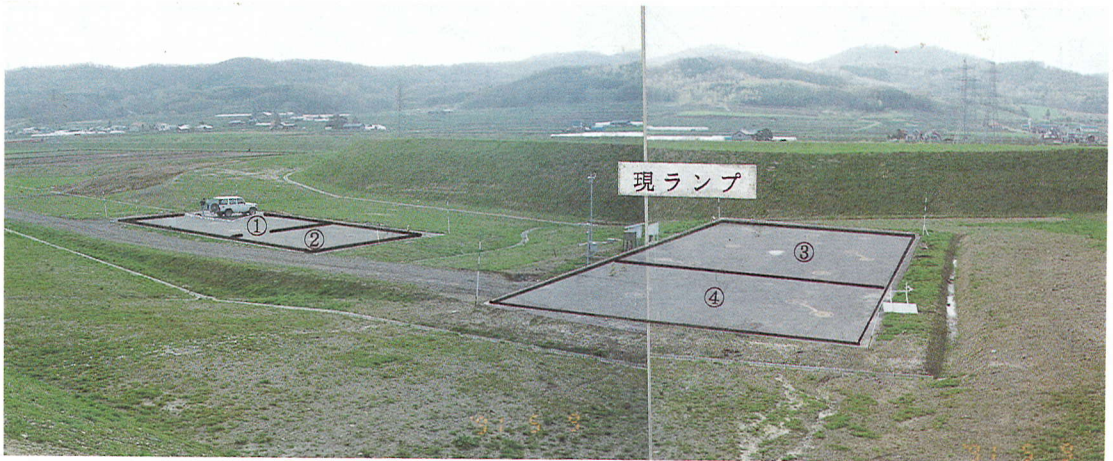


写真-1 旭川鷹栖ICの試験ヤード全景； ① CASE 1, ② CASE 2, ③ CASE 3, ④ CASE 4

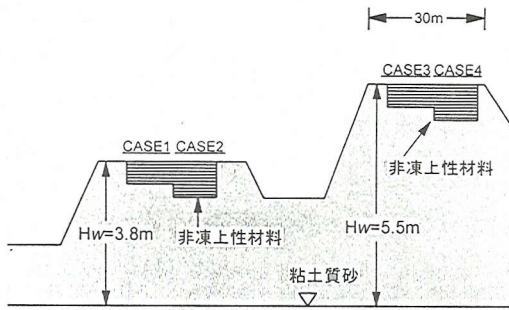


図-16 旭川鷹栖IC凍上試験ヤード概略図

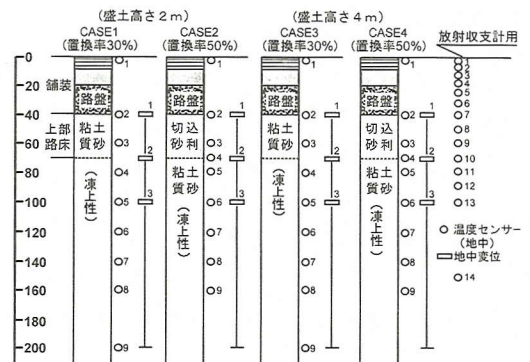


図-17 凍上試験ヤード断面構成図

ひ置換率との関係調べるため、図-17 に示すような盛土高さの路床置換率が異なる計4パターンのモデル盛土を凍上材である前出の旭川土( $w_L = 23\%$ )で造成した。なお当該地区の実際の凍結深さは理論最大凍結深さ  $D_{fmax}$  が140cmであり、通常的设计による置換厚さは100cmである。

CASE 1 は40cmの舗装体だけの置換で、置換率30%のヤードである。CASE 2 は  $D_{fmax}$  の50%に相当する70cm深さまでを切込砂利による上部路床材30cmと舗装体40cmで置換したヤードである。CASE 3, CASE 4 はそれぞれCASE 1, CASE 2と同じ置換率で、盛土高さを4mとした場合である。図-18に各種計測センサーの位置を示す。



図-18 計測センサー位置図

## (2) 観測結果

### a) 調査年度の凍結状況

表-5に1990年からの調査3ケ年における各試験ヤ



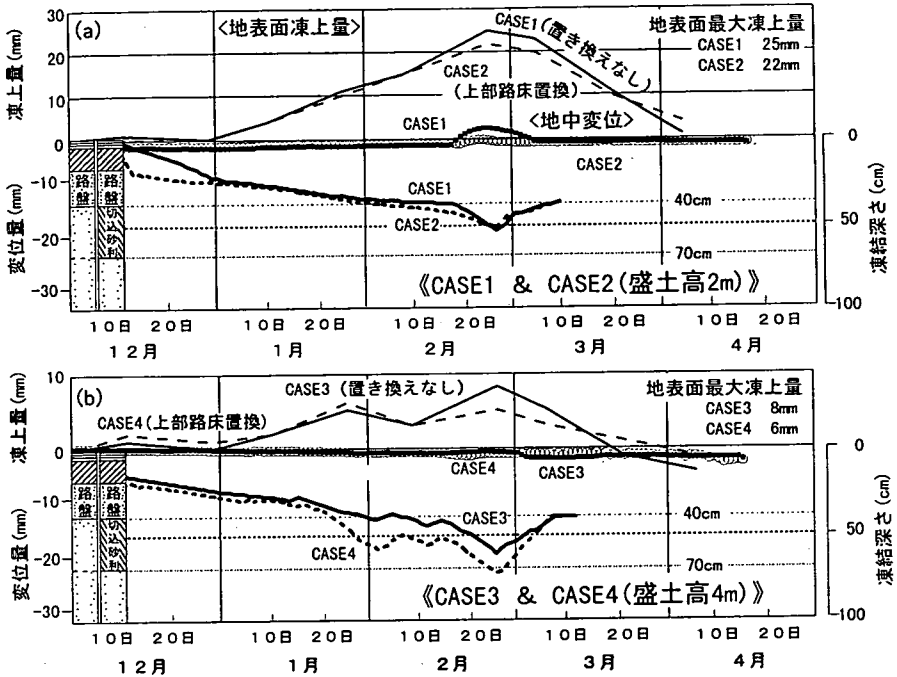


図-19 凍上量・地中変位の日変化図 (1990-1991)  
(盛土高さ別, 置換厚さ別)

表-5 各試験ヤードの凍結指数, 凍結深さ, 及び凍上量

年度	1990	1991	1992	1990	1991	1992	備考
鷹栖農業 気象観測	111	123	121	-	-	-	地上気温を利用した
旭川鷹栖 I.C.	645	783	655	-	-	-	凍結期間・ 凍結指数
CASE1	72	92	74	55	59	55	路温(深さ 1cm地点)を 使用した 凍結期間・ 凍結指数
置換率30%	199	252	215	25	23	27	
CASE2	80	94	73	53	55	54	
置換率50%	227	230	200	22	21	20	
CASE3	83	101	75	61	66	61	凍結期間・ 凍結指数
置換率30%	264	330	265	8	7	5	
CASE4	83	95	70	72	76	72	
置換率50%	259	291	247	6	3	3	

上段: 凍結期間 (日)      上段: 最大凍結深さ (cm)  
下段: 凍結指数 (°C・days)      下段: 最大凍上量 (mm)

一下の凍結指数(気温積算, 路温積算)と年最大凍結深さとの関係をまとめて示した。試験ヤードの凍結指数は平年(凍結指数約 950°C・days)よりもかなり暖冬で推移したため, 最大凍結深さは70~80cmと低い値となっている。

b) 凍上量、地下水位および置換厚さの関係

図-19(a), (b)には90年度冬期における地表面変位および地中変位量の変化(地中40cm地点)と地温から推定できる凍結線(0°C線)の進行状況を図示した。CASE1とCASE2の結果を(a)に, CASE3とCASE4の結果を(b)に示した。なお, 凍上量のスケールは見やすさを考慮して変更してある。地下水位が深いCASE3

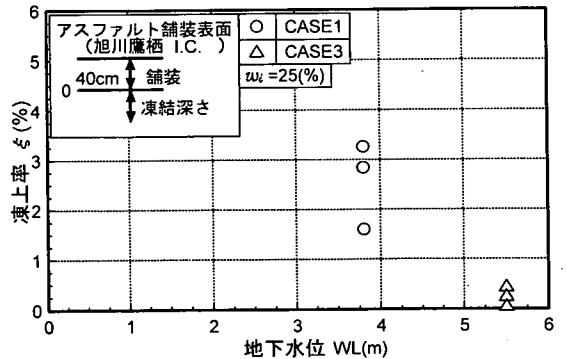


図-20 地中40cmにおける凍上率と地下水位の関係

とCASE4の場合, 1月上旬から路面凍上を起こしているがそのほとんどが路盤の凍結に伴う凍上であり, 共に約5%と少ない。これに対して地下水位が浅いCASE1とCASE2の場合, 2月中旬までの路盤のみの地中凍結時においても最大25%程度の地表面凍上量が現れる一方, 40cm以深に地中凍結が進行すると, 上部路床が凍上性のCASE1では, 非凍上性の切込砂利のCASE2に比べて, 約3倍大きい最大4.5%の地中凍上量が観測されている。

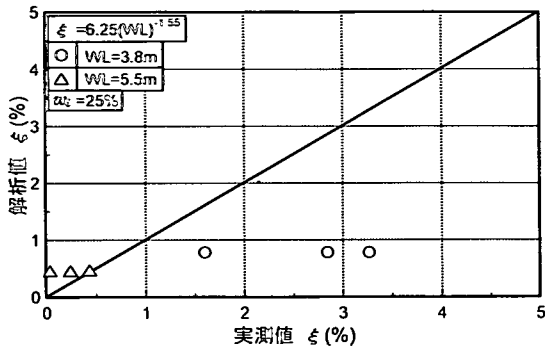


図-21 解析による凍上率と現地試験結果の比較

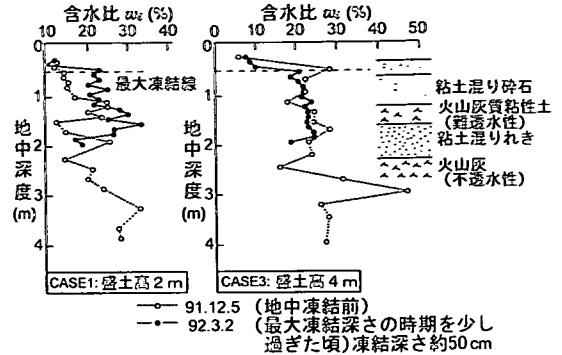


図-22 深度方向の含水比の分布(ボーリングによる実測データ)

凍結深さが3ヶ年とも凍上性の材料に侵入した CASE 1 と CASE 3 について、地下水位と地中に侵入した凍結に対する40cm地点の凍上率の関係を整理した。これにより路盤の影響を取り除いた評価が可能である。この結果を図-20に示す。なお、図に示す含水比は、凍結前にボーリングによって得られた値で整理してある。これらから、盛土高さの低い、つまり地下水位が相対的に高い CASE 1 の方が相対的に地下水位の低い CASE 3 よりも大きな凍上量を記録し、室内実験と同様の傾向を示していることがわかる。

図-21に提案の式と現地で観測されたデータを比較した。地下水位が低い5.5m(盛土高さが高い場合)の CASE 3 については、観測値と予測値の対応は比較的良好。しかし地下水位が高い3.8m(盛土高さが高い場合)の CASE 1 の場合は、実測値の方が大きな値を示した。これは図-16に示すとおり CASE 1 のヤードには CASE 3, CASE 4 ヤードからの融雪水が豊富に供給されたためと考えられる。これらのことから、データが少ないため限定はできないが、少なくとも地下水位が一定の条件にあれば提案の式は現地でも適用できるのではないかと考えられる。

図-22は、凍結前の12月と最大凍結時を少しすぎた時期にそれぞれボーリングによってコアを採取し、鉛直方向の含水比の分布を調べたものである。水分の変化の激しい CASE 1 は凍結の後で全体的に含水比が増加している。これに対して CASE 3 では大きな変化は見られなかった。このことは CASE 1 のほうが CASE 3 に比べて大きな凍上量を記録していることから理解されよう。

#### 4. まとめ

盛土部での合理的な凍上対策の検討のために行った大型凍上実験の結果と現地試験の結果から、つぎのこ

とが明らかとなった。

- 1) 一連の大型凍上実験から、混合土、苫小牧土、旭川土の凍上量は地下水位が2mより深くなると急速に小さくなることがわかった。またその量は含水比の影響を受けることがわかった。
- 2) 十和田土は含水比が高いため( $w_c=35.3\%$ )、土自身が保有している水分によって大きな凍上を記録した。そのため地下水位が低下しても凍上量は減少しなかった。
- 3) 帯広土( $w_c=14.2\%$ )は、通常の凍上判定試験では凍上性材料と判定されるが、大型凍上試験の結果では他の土ほど凍上が起きなかった。
- 4) 混合土、十和田土について含水比を数%変えた実験を行ったところ、低い含水比条件の方が凍上量も小さくなることが示された。
- 5) 5種類の土の大型凍上実験結果を含水比別に整理することによって地下水位と初期含水比、凍上率の間に一義的な対応関係が見出された。
- 6) 3ヶ年による現地試験から、凍上量は地下水の影響を確実に受けることが明らかにされるとともに、地下水位の深いケースでは浅いケースよりも小さな凍上量となることが確認された。
- 7) 提案した凍上率推定式は、地下水位が一定の条件にあれば、ある程度現地観測結果を説明していることが示された。

#### 5. あとがき

凍上現象は部分的に舗装路面が盛り上がって、交通に支障をきたす現象であるから、交通に支障をきたさない程度の凍上量の値をどの程度にすればよいのか、今後も観測される現地データとの比較検討を行い、明らかにして行く必要がある。

謝辞：本研究は、主として第一著者が日本道路公団試験研究所土工試験研究室在籍中に行つて得た成果にもとづいている。研究の実施において、研究所関係各位に種々の有用な協力や助言を得た。また、本報告では、データ整理において室蘭工業大学建設システム工学科4年生 沼畑淳一君に協力を得た。さらに同大学 川村志麻助手には貴重な御意見を頂いた。末筆ながら記して深甚なる感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 高志勤, 益田稔, 山本英夫：土の凍結膨張率に及ぼす凍結速度・有効応力の影響に関する研究, 雪氷, Vol.36, No.2, pp.1-20, 1974.
- 2) 日本ガス協会：LNG地下式貯槽指針, 1979.
- 3) Konrad, J.-M., and Morgenstern, N.R.: A mechanistic theory of ice lens formation in fine-grained soils, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.17, No.4, pp.473-486, 1980.
- 4) Konrad, J.-M., and Morgenstern, N.R.: The segregation potential of a freezing soil, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.18, No.4, pp.482-491, 1981.
- 5) Konrad, J.-M., and Morgenstern, N.R.: Prediction of frost heave in the laboratory during transient freezing, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.19, No.3, pp.250-259, 1982a.
- 6) Konrad, J.-M., and Morgenstern, N.R.: Effects of applied pressure on freezing soils, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.19, No.4, pp.494-505, 1982b.
- 7) Konrad, J.-M., and Morgenstern, N.R.: Frost heave prediction of chilled pipelines buried in unfrozen soils, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.21, No.1, pp.100-115, 1984.
- 8) Konrad, J.-M.: Sixteenth Canadian Geotechnical Colloquium: Frost heave in soils: concepts and engineering, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.31, No.2, pp.223-245, 1994.
- 9) 岡崎嘉彦, 高橋朋和, 松前文夫：北海道における火山灰の凍上問題と対策, 土と基礎, Vol.29, No.2, pp.53-58, 1981.
- 10) 間谷邦利：道央自動車道(登別～白老)の火山灰質土における建設・管理の法面保護工について, 火山灰に関する研究討論会論文集, 土質工学会北海道支部, pp.89～98, 1992.
- 11) 瀬在武, 三嶋信雄, 菊地勝三：寒冷地における凍上対策—現行凍上対策の問題点と凍上試験法—, 日本道路公団試験所報告, pp.13～33, 1985.
- 12) Beskow, G.: Soil freezing and frost heaving with special application to roads and railroads, *The Swedish Geological Society*, No.375, pp.32-56, 1947.
- 13) 瓦川善三, 奥田和浩：大型凍上実験装置による凍上試験, 日本道路公団内部資料, 1988.
- 14) 木下誠一, 鈴木義男, 堀口薫, 田沼邦雄：凍上と地下水位の関係Ⅱ, 低温科学 物理編, 第28号, pp.325～336, 1970.
- 15) 日本道路公団：維持修繕要領, 舗装編, pp.28～30, 1979.

(1996. 8. 27 受付)

## PRACTICAL PREDICTION METHOD FOR FROST HEAVE TAKING GROUND WATER TABLE INTO CONSIDERATION

Seiya YOKOTA, Nobuo MISHIMA and Seiichi MIURA

A series of full-scale and in-situ freezing tests were performed to establish a reasonable frost heave prevention method for the national expressways in Japan. These test results showed that the quantity of frost heave is influenced not strongly only by the ground water table, but also by the initial water content of freezing soils. In this study, a simple expression which may predict the frost heave rate at the expressway embankments was derived. The observations in the cold district for three years since 1990 indicated that the expression proposed can explain well the performance of the in-situ frost heaving.