

論 文

# 生石灰安定処理による路床土の 凍上抑制効果について - その1 -

猪爪高見<sup>1</sup>・尾上篤生<sup>2</sup>・福田誠<sup>3</sup>

<sup>1,2</sup> 環境都市工学科 (Department of Civil Engineering, Nagaoka National College of Technology)

<sup>3</sup> 株式会社川崎地質 (Kawasaki Geological Engineering Co.Ltd.)

## FROST HEAVE PREVENTIVE EFFECT OF LIME STABILIZATION FOR SUBGRADE OF ROAD

Takami INOTSUME<sup>1</sup>, Atsuo ONOUE<sup>2</sup>, Makoto FUKUDA<sup>3</sup>

### Abstract

Soil stabilization was applied by using quick lime in order to increase the strength and prevent the frost heave of weak subgrade at a road construction site. The site investigation revealed that the soil was deposited due to repeated landslides of the surrounding unstable slope consisting of sand and silt for the past tens of thousands of years. This paper presents the quick lime stabilization design of the subgrade from the bearing strength point of view based on the CBR test results for the quick lime mixed soil. A series of laboratory frost heave tests was also performed to confirm the frost heave control effects of quick lime for the soil samples. A new and simple frost heave test apparatus was developed and used for the present test for convenience to deal large number of test in future. According to the test results, the amount of frost heave decreased with increasing additive amount of lime. The frost heave control effect of quick lime stabilization is presently investigated on-site through measurements of depth distributions of temperature and displacement under the road.

**Key Words :** flexible soil , quick lime , soil Stabilization , frost heave

### 1. はじめに

新潟県長岡市蓮花寺の県道永宮本線バイパス付近(図-1 参照)では、過去に地すべりが多発しており、その地すべり土砂による河道閉塞から、上流部から流出してきた土砂の堆積により軟弱地盤が形成されている。

当地は、標高約 60m と長岡市内では比較的標高が高く西側(日本海側)は山地で雪も少なく、また、冬期間の気温が低く、地下水が豊富であり、さらに、地下水位が高い等の理由から、道路の凍結・融解に

よる凍害の恐れがある。生石灰による地盤改良は、凍上抑制効果がある事が既に知られている<sup>1)</sup>が、その実施例は、一般の道路では殆ど無い。そこで、本研究では、石灰安定処理による凍上抑制効果を評価するために、施工現場内に堆積する軟弱地盤層には、路床の改良と凍害抑制を兼ねて生石灰で地盤改良を実施した。

本論文では、当該軟弱地盤の形成過程についての踏査結果と地盤改良に関する道路設計、および凍結・融解に対する耐性に関して実施した室内試験結果を報告する。

## 2. 軟弱地盤の調査方法

地すべり地形の概況を把握し、軟弱地盤の形成過程について調査するために、踏査を行なった。また、路床断面の設計を行なうために、2005年5月19日にスウェーデン式サウンディング試験を実施して、軟弱地盤層の深さと範囲、一軸圧縮強度を調査した<sup>2)</sup>。さらに、路床の設計条件を満たすために、軟弱地盤中の土をサンプリングして石灰を混合しCBR試験を実施した。さらに、再度ポータブルコーン貫入試験を実施して一軸圧縮強度を推定し、改良深さの検討を行なった。

## 3. 軟弱地盤の地質・形成過程

図-2 は、現場踏査の結果から旧地すべり跡をスケッチした、当現場の簡略な平面図である。河川の蛇行および地質・地形の状態から、図-2 中の旧地すべり A により河川が閉塞して、自然ダムが形成されたことが分かった。また、年代は不明であるが、その近辺に地すべり跡が残っている。これらが原因で、河川に土砂、立ち木等が堆積し、現在の軟弱地盤を形成したと考えられる。

当該地の地質構成は、新生代 第四期 更新世 灰爪層からなっている。灰爪層は、砂・シルトから構成されており、非常に不安定な地層である。例として、切土法面を造った場合、その法面は安定せず、地すべりが発生し易い地盤である。

## 4. 軟弱地盤の分布状況

表-1 は、軟弱地盤および地すべり土砂の物理試験結果である。図-3 は、試験場所の平面図であり、①～⑦は、スウェーデン式サウンディング試験調査箇所を示している。また、図-4 は、その試験ポイントおよびサンプリング箇所を示している。図-5、6 は、スウェーデン式サウンディング試験結果から

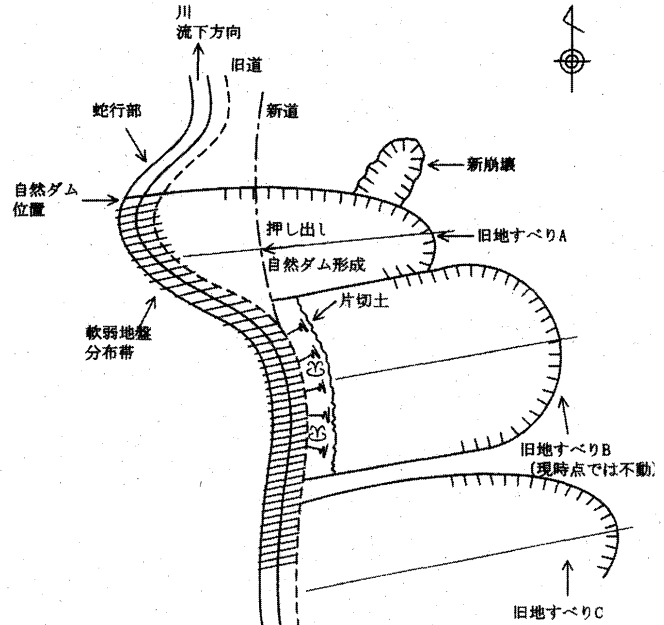


図-2 蓮花寺の地形簡略図

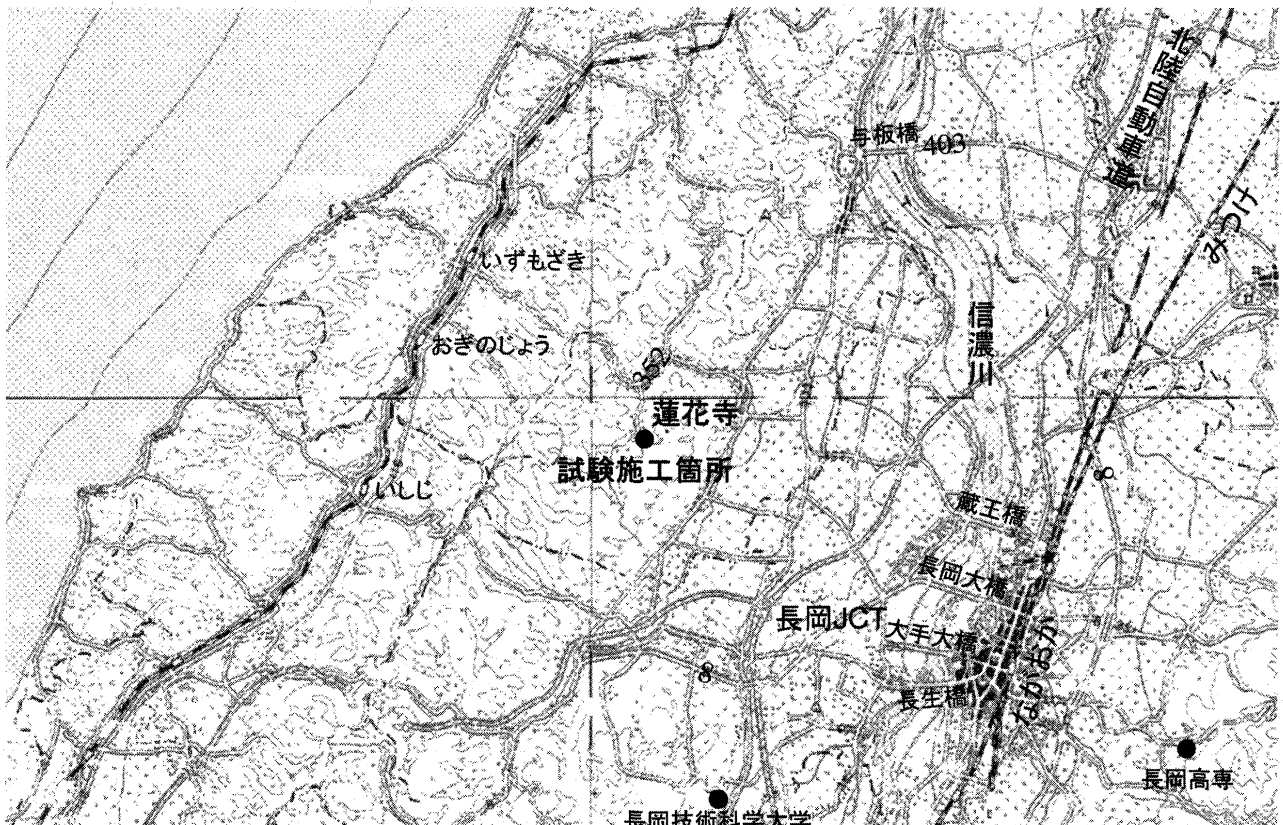


図-1 施工現場周辺地図 (国土地理院 数値地図200000 (地図画像) より抜粋)

推定した一軸圧縮強度の縦断面図であり、軟弱地盤の深さはおよそ2mであった。写真-1は、スウェーデン式サウンディング試験時の写真であるが、地下水位が高いためロッドの貫入により地下水が噴出している様子が伺える。

図-5, 6に示される通りに軟弱地盤が、深く分布しており、さらに地下水位が高く、湧水が豊富等の理由から、支持力不足や沈下、さらに凍害が発生する可能性を考慮して、生石灰による地盤改良を提案し、設計および各種試験を行なった。

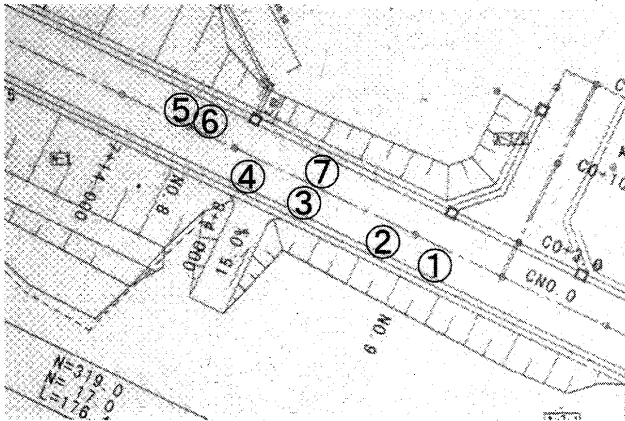


図-3. スウェーデン式サウンディング試験箇所  
No.9 No.9-10

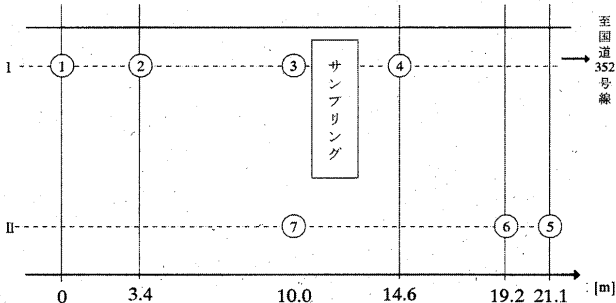


図-4. スウェーデン式サウンディング試験およびサンプリング箇所

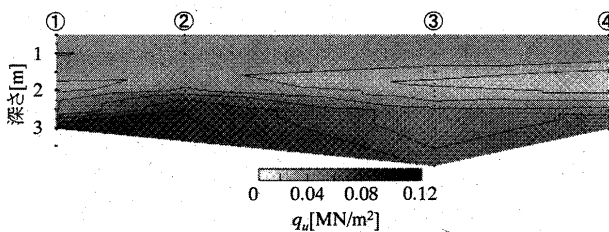


図-5. スウェーデン式サウンディング試験結果 (①~④断面、一軸圧縮強度  $q_u$  を算定)

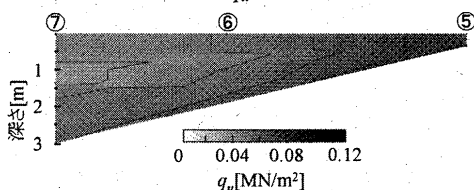


図-6. スウェーデン式サウンディング試験結果 (⑤~⑦断面、一軸圧縮強度  $q_u$  を算定)

表-1 物理試験結果

試験項目	切土地盤	軟弱地盤
自然含水比[%]	32.8	75.2
土粒子の密度	2.685	2.62
液性限界[%]	56.7	77.7
塑性限界[%]	37.5	34.2
粒度試験	粘土[%]	46.8
	シルト[%]	38.6
	砂[%]	12.3
主な粘土鉱物名称	Quartz	Quartz
	Kaolinite	Palogorskite
	Muscovite	Muscovite
	Dickite	Gypsum
	Montmorillonoids	Kaolinite

表-2 ポータブルコーン貫入試験による計測結果 (2005年8月8日測定)

深さ[m]	$q_c$ [MN/m <sup>2</sup> ]
0.5	0.139
0.6	0.169
0.7	0.213
0.8	0.280
0.9	0.324
1	0.398
1.2	0.524

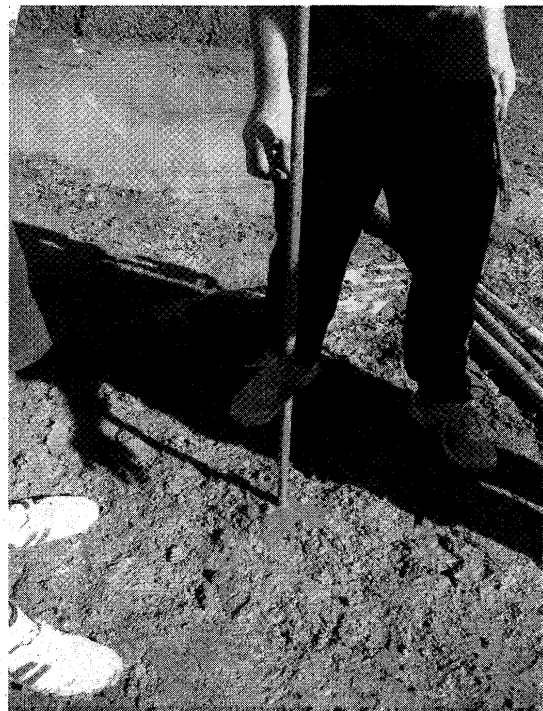


写真-1 スウェーデン式サウンディング試験時の写真 (ロッドの貫入により噴泥している様子)

## 5. 路床の設計

試験場所でスウェーデン式サウンディング試験を実施した2005年5月19日の地盤の平均含水比75.2%と比較して、同年8月8日の調査では含水比が、48.7%と大幅に低下していた。そこで、再確認のため、ポータブルコーン貫入試験を実施して、一軸圧縮強度を推定した。スウェーデン式サウンディング試験で最も強度の弱いと推定された、図-4の④において、ポータブルコーン貫入試験で測定した。表-2は、その結果を示している。

試験地の軟弱地盤は、粘性土であることから、 $\phi = 0^\circ$  とすると、①地点においてG.L.-1.0付近の粘着力Cは、表-2中の計測結果 $q_c$ から算定すると、

$$C = \frac{q_c}{10} = 39.9(\text{kN/m}^2)$$

であった。

### 5. 1 改良深さの検討

#### 1) 原地盤に働く鉛直応力： $\sigma_{z1}$ (kN/m<sup>2</sup>)

図-7に示すような道路上を10tダンプトラックが通行するものとして、G.L.から2.0m深さに加わる鉛直応力としては、ダンプトラックの輪荷重による応力と盛土による応力の両者が考えられる。

#### ①ダンプトラックによる鉛直応力：

$$\sigma_{z11} \text{ (MN/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_{z11} = P_0 \left[ 1 - \frac{\left( \frac{D_1 + D_2}{a} \right)^3}{\left\{ 1 + \left( \frac{D_1 + D_2}{a} \right)^2 \right\}^{3/2}} \right] = 16.3(\text{kN/m}^2)$$

ここに、 $P_0$ ：タイヤの接地圧

$$P_0 = \frac{P}{\pi a^2} = 627(\text{kN/m}^2)$$

$P$ ：輪荷重 (8tf = 78.4kN)

$$a$$
：接地半径  $a = \frac{12 + P}{100} = 0.2(\text{m})$

$D_1$ ：盛土高 (0.5m)

$D_2$ ：改良深さ (1.0m)

#### ②盛土および改良地盤の自重による鉛直応力：

$$\sigma_{z12} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_{z12} = \frac{D_1 \cdot \gamma_1 \cdot B}{B + 2 \cdot D_2 \cdot \tan \theta} + D_2 \cdot \gamma_2 = 23.9(\text{kN/m}^2)$$

ここに、 $\gamma_1$ ：盛土の単位体積重量

$$19.6(\text{kN/m}^3)$$

$\gamma_2$ ：改良土の単位体積重量

$$16.6(\text{kN/m}^3)$$

$\theta$ ：応力の広がり角度 (45°)

$B$ ：道路の幅 (6m)

$$\sigma_{z1} = \sigma_{z11} + \sigma_{z12} = 0.0163 + 0.0239 = 40.2(\text{kN/m}^2)$$

### 2) 原地盤の支持力

テルツァギの支持力公式から原地盤の支持力を算定した。

$$q_d = C \cdot N_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma_3 \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma_3 \cdot D_2 \cdot N_q = 167(\text{kN/m}^2)$$

ここに、 $q_d$ ：地盤の極限支持力 (kN/m<sup>2</sup>)

$C$ ：原地盤の粘着力 39.9(kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma_3$ ：原地盤の単位体積重量 15.2(kN/m<sup>3</sup>)

$N_c, N_\gamma, N_q$ ：支持力係数 (局部せん断破壊とし、 $N_c = 3.81, N_\gamma = 0, N_q = 1.0, \phi = 0$ とした)

支持力係数は、対象土が高含水比の有機質土であるため、局部せん断破壊の係数を用い、また原地盤の粘着力は、現地で測定したポータブルコーン貫入試験の計測結果  $q_c$  より

$$C = \frac{q_c}{10}$$

を用いて計算した。

従って、

$$\sigma_{z1} = 40.2(\text{kN/m}^2) < q_d = 167(\text{kN/m}^2)$$

となり、原地盤の支持力が鉛直応力より大きいので、1.0mの改良深さで十分とした。

### 5. 2 改良強度の検討

改良地盤に働く鉛直応力 $\sigma_{z2}$ は、ダンプトラックによる応力と盛土による応力である。

#### 1) ダンプトラックによる鉛直応力： $\sigma_{z21}$ (kN/m<sup>2</sup>)

$$\sigma_{z21} = P_0 \left[ 1 - \frac{\left( \frac{D_1}{a} \right)^3}{\left\{ 1 + \left( \frac{D_1}{a} \right)^2 \right\}^{3/2}} \right] = 124(\text{kN/m}^2)$$

#### 2) 盛土による鉛直応力： $\sigma_{z22}$ (kN/m<sup>2</sup>)

$$\sigma_{z22} = D_1 \cdot \gamma_1 = 9.8(\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_{z2} = \sigma_{z21} + \sigma_{z22} = 134(\text{kN/m}^2)$$

従って、改良地盤の強度は、テルツァギの支持力公式から、次のように算定した。なお、設計強度  $q_{uf}$  は、極限支持力より算出した値に2倍の安全率を乗じて求めた。

$$134 = C \times 3.81$$

$$q_{uf} = (2 \times C) \times 2 = 2 \times \frac{134}{3.81} \times 2 = 141(\text{kN/m}^2) = 1.44(\text{kgf/cm}^2)$$

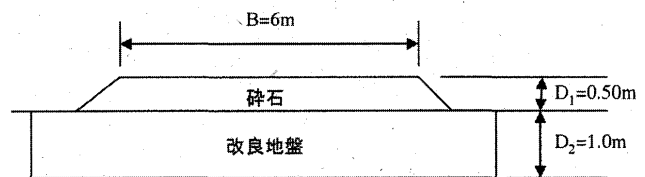


図-7 道路横断面の概略図

5.3 室内配合試験

事前調査(5月19日)で採取した表-1の試料土に対して、生石灰を用いて実施した室内配合試験結果を図-8に示す。写真-2は、そのサンプリング状況である。この結果、当初の設計基準CBR値4%を満たすには、生石灰混合量は121kg/m<sup>3</sup>となる。しかし、生石灰改良土の長期強度増加<sup>3)</sup>を考え1年後には倍の強度、2年後には更に倍の強度が得られると推定し、生石灰混合量を80kg/m<sup>3</sup>とした。

また、一軸圧縮強度  $q_u$ [kg/cm<sup>2</sup>]と CBR[%]との関係は、乱したロームにおいては、

$$q_u \approx \frac{1}{4} \text{CBR}$$

と言われている。

ここで、生石灰混合量 80kg/m<sup>3</sup> (CBR=2.6%) における5月19日の高含水比状態と8月8日の含水比が下がった状態での一軸圧縮強度と含水比の関係を図-9に示す。写真-3は、8月8日でのサンプリング状況である。(但し、5月19日にサンプリングした試料の一軸圧縮強度は、上式から算定したものである。)つまり、含水比が今後増加したとしても、含水比 62.9%までは強度面での問題はないと言える。

石灰混合量 kg/m <sup>3</sup>	CBR %
0	0.3
40	1.6
60	1.70
80	2.60
96	2.43
120	3.9
160	5.8

推定

石灰混合量 kg/m <sup>3</sup>	CBR %
121	4

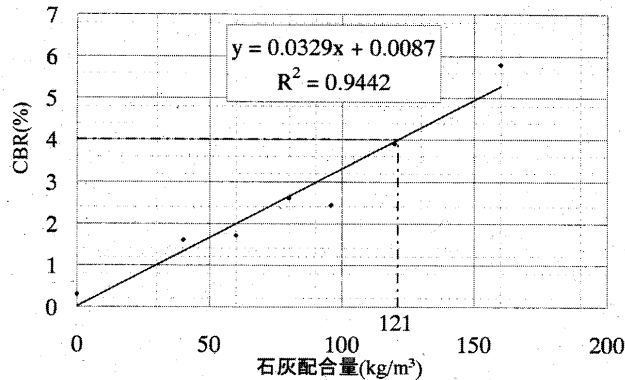


図-8 生石灰混合量-CBRの関係

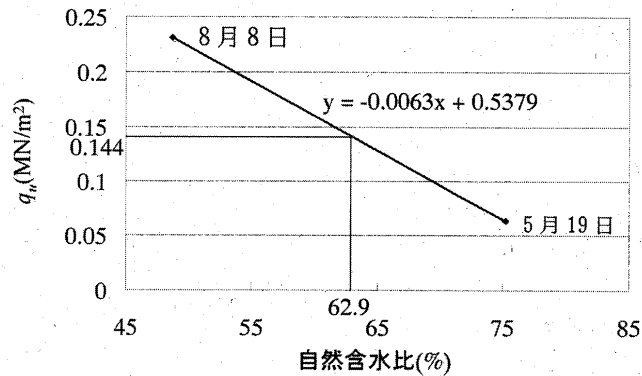


図-9 一軸圧縮強度と含水比の関係 (設計強度  $q_{uf}=1.44$ [kgf/cm<sup>2</sup>])



写真-2 サンプリング状況 (2005年5月19日撮影)

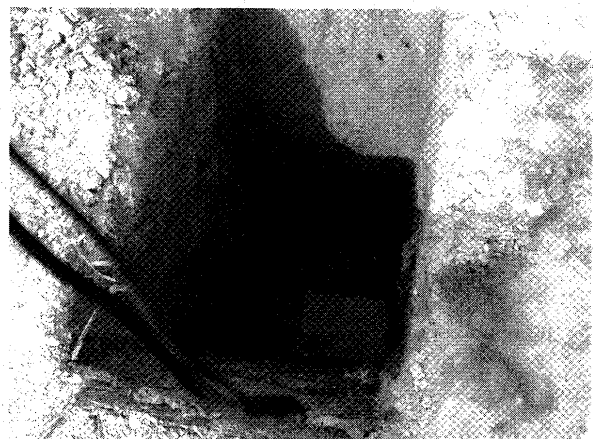


写真-3 掘削時の状況 (2005年8月8日撮影)

## 6. 施工方法

施工延長・深さ・範囲等の条件からコストを考え、ここではバックホー混合が採用された。施工順序は、生石灰を、対象である軟弱地盤上に撒き、所定の改良深さ（今回は1m）までバックホーで現地発生土と混合する。この改良土を4層に別けて、それぞれの層に対して4tonコンパインドローラーで転圧する方法を採っている。

写真-4は、バックホーによる石灰混合の状況、写真-5は、4層転圧終了後の状況を撮った写真である。



写真-4 石灰混合時の写真  
(2005年9月9日撮影)



写真-5 4層転圧後の状況  
(2005年9月9日撮影)

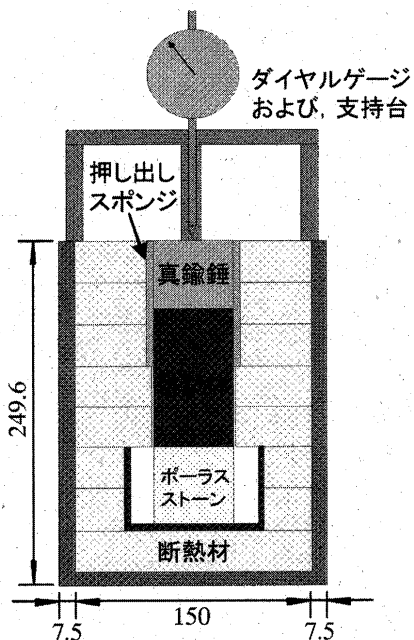


図-10 簡易凍上試験機 (単位: mm)

## 7. 凍結-融解試験方法と結果<sup>4) 5)</sup>

凍結-融解試験には、新たに開発した簡易凍上試験機を用いた。図-10は、簡易凍上試験機の概略図である。従来の凍上試験法<sup>6)</sup>では、アイスレンズを試料中に生成させるために、凍上試験機に高度な性能を要求し高価な試験機となっている。それに対し、本試験機による試験法では、実現象に則して上部からの1面方向冷熱としており、安価かつ簡易に実験が可能である。しかし、土供試体下面の温度を設定できないことや、凍結速度が従来の冷凍庫を若干工夫はしているが、設定温度に一存されてしまうため、目視できる大きさのアイスレンズの形成が困難であるという短所もある。

### 7. 1 凍結-融解試験方法

路床土に見立てた土供試体（ $\phi 50\text{mm}$ 、高さ100mm）の下部から補給しない状態（CLOSE）で、土供試体の上部は路盤舗装材の荷重を真鍮錘で再現している。この簡易凍上試験機を、 $0^\circ\text{C}$ の状態から $-3^\circ\text{C}$ の恒温室（気中）に入れ凍上試験を行なう。冷熱は上部の真鍮錘のみから試料に伝導する様に、側面および底面には断熱材を使用している。また、断熱材と試料の隙間には、押し出しスポンジを巻き込む事で冷熱を防止するとともに、従来の試験法では解消できない断熱材と土供試体間の摩擦を低減させている。その断熱材の側面と底面には塩ビを用いて囲う。

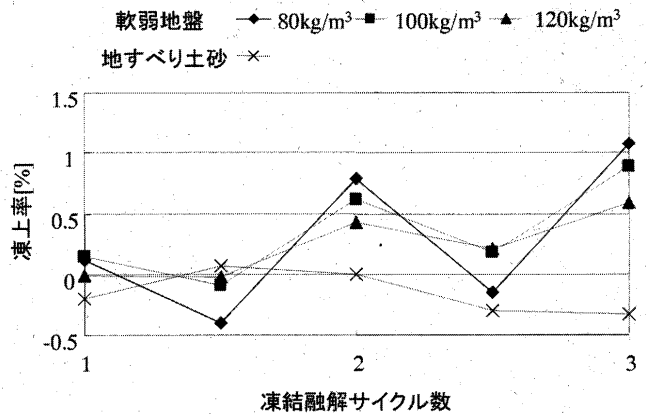


図-11 凍上率と凍結融解サイクル数の関係

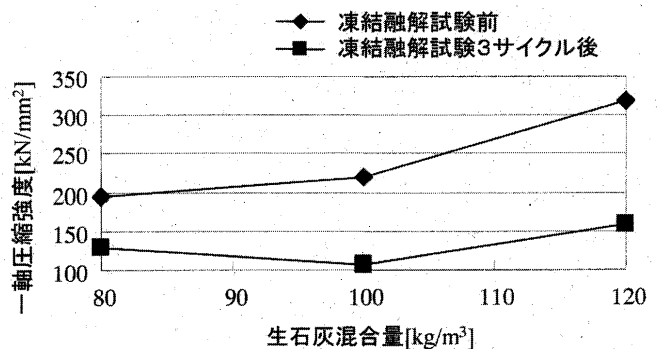


図-12 一軸圧縮強度と生石灰混合量の関係



養生方法は、簡易凍上試験機を恒温室内に入れ、 $-3^{\circ}\text{C}$ 24 時間凍結、 $20^{\circ}\text{C}$ 24 時間融解の計 2 日間を 1 サイクルとして、3 サイクル凍結融解試験を行なう。ここで、凍結温度 $-3^{\circ}\text{C}$ は、現地の最低気温を参照して決定した。測定項目は、凍上量・温度・含水比・凍結前と凍結-融解後の一軸圧縮強度である。凍上量は 1 日凍結後の凍上量をダイヤルゲージで測定し、温度は土供試体側面で中部・下部の温度と室温を測定する。一軸圧縮強度試験は、凍上試験を行なった供試体と凍上試験を行っていない供試体のそれぞれを測定して比較する。

## 7. 2 凍結 - 融解試験結果と考察

生石灰は土と混合する際に熱を発生するため、1 日  $20^{\circ}\text{C}$ 恒温室内で養生してから、土供試体を作製し、10 日間  $20^{\circ}\text{C}$ で養生する。

図-11 は、凍上率と凍結融解サイクル数の関係である。生石灰の混合量の増加にともない凍上量が抑制されていることが分かる。

図-12 は、凍上試験前と試験後における一軸圧縮強度と生石灰混合量のグラフである。石灰混合量の増加とともに、一軸圧縮強度も増加しているが、凍



写真-6 測定器設置時の地下水状況，地下水位約 20cm  
(2005 年 11 月 18 日撮影)

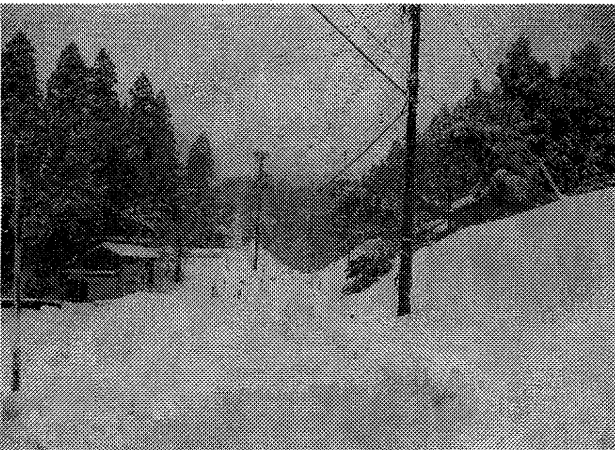


写真-7 平成 18 年豪雪時の試験地  
(2006 年 1 月 6 日撮影)

結-融解3サイクル後の強度は約半分程度に低下している。

## 8. おわりに

今回は、その 1 として新潟県道永宮本線新設のバイパス付近(知名:蓮花寺)の地形・地質・土質状況と同バイパスの設計・施工に関する考察である。前述したが、簡易凍上試験方法は、現段階は開発中の試験方法であり、そのキャリブレーションのために、当地で凍上量および地中温度を測定し、今後比較・検討する予定である。

2005-2006年冬期に凍上量および地中温度を測定する予定であったが、「平成18年豪雪」と命名される程の大雪から舗装が間に合わず(写真-7参照)、上層路盤までの施工で終わった。2006年3月中旬には、舗装が終了して、それに合わせて、舗装下に熱伝対を設置し、測定準備を整えた。また、写真-6に示す様に、この道路は非常に地下水位が高く、凍上が起きる可能性を示唆している。

今後の予定として、冬季間に地中温度・各種気象データ・凍上量等を測定する予定である。その結果については、次回報告する。

## 謝辞

日本石灰協会、長岡地域振興局、(株)村尾技建の新関敦生様、(株)NIPPOコーポレーションの東海林更二郎様には、本研究のためにご協力頂いた事に対して謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 石田宏: 各種火山灰質粘性土の生石灰による土質安定処理と凍害防止, 土と基礎, Vol.41, No.4, pp.33-38, 1993.
- 2) (社)日本道路協会: 舗装設計施工指針 平成十八年版, pp.238, 2006.
- 3) (株)NIPPOコーポレーション内部資料.
- 4) 福田誠, 猪爪高見, 新関敦生, 東海林更二郎, ケオ・ヴィチェット: 軟弱地盤の形成過程と生石灰安定処理による凍上抑制効果について, 地盤工学会 全国大会, pp.87-88, 2006.
- 5) 猪爪高見, 福田誠, 東海林更二郎, 中村孝博: 石灰安定処理による火山灰質粘性土の凍上抑制効果, 地盤工学会 全国大会, pp.1049-1050, 2006.
- 6) 地盤工学会基準部: 新規制定の地盤工学会基準案「凍上量予測のための土の凍上試験方法」および「凍上性判定のための土の凍上試験方法」について, 土と基礎, Vol.50, No.9, pp.85-93, 2002.

(2007. 1.19 受付)