



凍上に対するコンクリート舗装の設計法に関する研究

メタデータ	言語: Japanese 出版者: 公開日: 2022-06-30 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 上野, 千草 メールアドレス: 所属:
URL	https://doi.org/10.15118/00010858

凍上に対するコンクリート舗装の
設計法に関する研究

令和4年2月

上野 千草

本研究の要旨

近年の地球規模の気候変動に具体的な対策を求めた SDGs や、2008 年をピークに減少に転じた人口問題などから、交通を支える重要インフラとしての道路の整備に数々の課題が生じてきている。たとえば、舗装分野への CO₂ 削減要求や、少子高齢化による財政の圧迫に伴う社会資本整備・維持管理に対するコスト削減の社会的要請といった課題である。すなわち、地球環境および社会環境の変化に、舗装構造設計も追従し進化すべきであることが示唆される。一方、舗装構造設計に関する技術基準の整備に関しては、舗装設計方法の仕様規定から性能規定化への移行や、理論的設計法の適用の動きが進行している。

本研究は、道路舗装における高耐久化、長寿命化による維持管理頻度の抑制、ライフサイクルコストの削減に資するため、積雪寒冷地のコンクリート舗装における新たな路床設計法の提案を目指したものである。本研究の検討対象は路床の凍上対策であり、既存設計法の評価を行うため既設舗装の損傷調査、FEM 解析・疲労度計算を用いた舗装寿命評価を実施した。さらに、新たな設計法の提案を行うため最大凍結深さの実測技術および推定手法について、試験舗装および供用中の道路を用いて検討した。

「コンクリート舗装では微量凍上でもクラックが発生する」との指摘がある。しかしながら、我が国の設計法は凍上を許容しており、設計期間内における凍結深さの 70 %までを非凍上性の材料で置き換える設計法を採用している。本研究では、現在の設計法の妥当性を評価するためコンクリート舗装の現地調査を実施した。この結果、凍結深さより浅い位置に凍上性の路床土が存在する調査箇所において、コンクリート舗装版の構造的な損傷が多いことが明らかになった。次に、FEM 解析および疲労度計算を用いた舗装寿命評価手法を用いて凍上が舗装寿命に及ぼす影響を検討した。この結果、路床に凍結が入りわずかでも凍上が発生すると、舗装寿命が大幅に低下することが明らかとなった。

また、現在道路設計に用いられている凍結深さの推定手法について、コンクリート舗装に対する適用性を評価するため、推定値と実測値の比較を行った。凍結深さの実測にあたり、舗装体温度と電気抵抗を自動計測し凍結・不凍結・融解の境界を判定する手法を開発し、精度の高い凍結深さ計測を可能とした。推定値と実測値の比較の結果、両者に乖離が確認された。このため、明色舗装であるコンクリート舗装の特徴を加味することが可能な熱収支解析・熱伝導解析を用いた新たな推定手法を検討した。この結果、実測値に対し±50 mm 程度の精度で推定が可能なことを明らかにした。以上の成果に基づき、コンクリート舗装の置換厚を設定するための新たな最大凍結深さの推定手法と、舗装体の凍結深度を自動計測する技術を提案した。

本研究は、近年の社会的要請を踏まえ、舗装構造設計における社会問題解決型研究と理論的設計を連携させた取り組みに位置づけられる。また、コンクリート舗装における凍結深さの推定手法と凍上を考慮した設計条件を提案した研究成果は、その連携に大いに寄与するものであると考えられる。

主 な 記 号

C	:	雲量による係数
C'	:	静電容量 [F]
C_L	:	横断ひび割れを対象とする時の係数
C_T	:	縦断ひび割れを対象とする時の係数
C_w	:	そり拘束係数
C_p	:	空気の比熱 1005 [J/kg/K]
D_0	:	載荷板直下のたわみ量 [μm]
D_{300}	:	載荷板中心から 300 mm 離れた箇所のたわみ量 [μm]
E_c	:	コンクリートの弾性係数
E_{ff}	:	荷重伝達率 [%]
e_a	:	大気の蒸気圧 [hPa]
f	:	交流の周波数 [Hz]
F	:	凍結指数 [$^{\circ}\text{C} \cdot \text{days}$]
FD	:	疲労度
f_c	:	圧縮強度 [MPa]
f_b	:	曲げ強度 [MPa]
G	:	地中伝導熱量 [W/m^2]
H	:	顕熱輸送量 [W/m^2]
h_c	:	コンクリート版厚 [mm]
I	:	赤外線放射量 [W/m^2]
I'	:	電流 [A]
j	:	走行位置 [cm]
k	:	熱伝導率 [$\text{W}/\text{m} \cdot \text{K}$]
k'	:	土の熱伝導率 [$\text{cal}/\text{hr} \cdot \text{cm} \cdot ^{\circ}\text{C}$]
K_{75}	:	路盤支持力係数 [MPa/m]
L	:	融解潜熱 [cal/cm^3]
L'	:	剛比半径
L''	:	インダクタンス [H]
lE	:	潜熱輸送量 [W/m^2]
$Lf \downarrow$	:	晴天時の下向き赤外線放射量 [W/m^2]
$Lr \downarrow$	:	下向き赤外線放射量 [W/m^2]
L_w	:	凍結潜熱 [J/m^3]

n	:	雲量 (晴天 0～雲天 1)
N_{Ai}	:	i 番目の合成応力に対する許容輪数 [輪]
N_{Am}	:	コンクリートの許容輪数 [輪]
$N_{\sigma_{ei,j}}$	:	輪荷重応力 $\sigma_{ei,j}$, $\sigma_{fi,j}$ の設計期間内の作用度数 [輪]
N_{σ_i}	:	i 番目の合成応力の作用度数 [輪]
$N_{\sigma_{tk}}$	:	温度応力 σ_{tk} の作用度数 [輪]
P_i	:	輪荷重 [kN]
P_f	:	コンクリートの疲労破壊確率 [%]
r	:	タイヤ半径 [mm]
R	:	抵抗 [Ω]
Rn	:	舗装体が受ける熱収支 [W/m ²] 舗装体から出る熱収支 [W/m ²]
R_T	:	コンクリート版の温度差が正または負の時に走行する大型車 交通量の比率
SL	:	各合成応力とコンクリートの曲げ強度の比
$Sr \downarrow$	:	日射量 [W/m ²]
$Sr \uparrow$	:	放射量 [W/m ²]
T_a	:	気温 [K]
T_a'	:	AMeDAS 観測所の外気温 [K]
T_g	:	舗装内部温度 [K]
T_g'	:	T_a より推定した $h=20$ mm の舗装内部温度 [K]
T_s	:	路面温度 [K]
V	:	風速 [m/sec]
V'	:	電圧 [V]
w	:	含水比 [%]
X_0	:	凍結指数対数値の平均値 [$^{\circ}\text{C} \cdot \text{days}$]
X_i	:	各年度の凍結指数 [$^{\circ}\text{C} \cdot \text{days}$]
X_n	:	n 年確率凍結指数 [$^{\circ}\text{C} \cdot \text{days}$]
Z	:	凍結深さ [m]
Z_0	:	最大凍結深さ対数値の平均値 [m]
Z_i	:	各年度の最大凍結深さ [m]
X_n	:	n 年確率凍結深さ [m]
Z'	:	インピーダンス [Ω]
α	:	アルベド
α_c	:	コンクリートの温度膨張係数 [$^{\circ}\text{C}^{-1}$]

γ_r	:	信頼度に応じた係数
ζ	:	確率年 (n) に対する統計値
θ	:	コンクリート版上下面温度差 [K]
λ	:	凍結時と未凍結時の平均熱伝導率 [W/m・K]
λ_c	:	融解パラメータと熱比で表される係数
ν_c	:	コンクリートのポアソン比
ρ	:	乾燥密度 [g/cm ³]
ρ_a	:	湿潤空気密度 1.29 [kg/m ³]
σ	:	ステファン・ボルツマン常数 0.67×10^{-8} [W/m ² ・K ⁴]
σ_{θ}	:	$\log_{10} X_i$ の標準偏差
$\sigma_{\theta'}$	:	$\log_{10} Z_i$ の標準偏差
$\sigma_{ei,j}$	:	輪荷重 P_i が走行位置 j を通過した場合の輪荷重応力 [MPa]
$\sigma_{fi,j}$	:	輪荷重 P_i が走行位置 j を通過した場合の凍上に起因する輪荷重応力の増分 [MPa]
σ_m	:	合成応力 [MPa]
σ_{tk}	:	温度応力 [MPa]
Δz	:	路面からの内部温度測定位置までの深さ [m]

目 次

第 1 章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 研究の目的	4
1.3 本論文の構成	6
参考文献	10
第 2 章 舗装の凍上対策・凍結深さ計測および本研究に関連する既往の研究	12
2.1 舗装の凍上	12
2.2 舗装の凍上対策	14
2.2.1 わが国における舗装の凍上対策	16
2.2.2 国外における舗装の凍上対策	19
2.3 凍結深さの推定に関する研究	24
2.3.1 凍結指数による推定法	24
2.3.2 その他の推定法	26
2.4 凍結深さの計測に関する研究	29
2.4.1 メチレンブルー凍結深度計による方法	29
2.4.2 調査孔および開削観測による方法	29
2.4.3 地中温度測定による方法	29
2.4.4 土壌水分計による方法	30
2.4.5 電気抵抗や抵抗率，誘電率等による測定方法	30
参考文献	31
第 3 章 既設コンクリート舗装の調査	36
3.1 調査目的	36

3.2	調査対象	37
3.3	調査方法	37
3.3.1	資料収集	38
3.3.2	目視調査	39
3.3.3	採取コアによる調査	40
3.3.4	FWD によるたわみ量調査	42
3.3.5	凍上量測定	44
3.4	調査結果	45
3.4.1	資料収集調査結果	45
3.4.2	目視調査結果	52
3.4.3	採取コアによる調査結果	57
3.4.4	FWD によるたわみ量調査結果	61
3.4.5	凍上量測定結果	62
3.5	現地調査結果より推定されるコンクリート舗装版の損傷メカニズム	67
	参考文献	69
第4章	FEM 解析および疲労度計算による凍上が舗装寿命に及ぼす影響の評価	70
4.1	FEM 解析の手順	70
4.1.1	凍上形状の計測	71
4.1.2	FEM モデルの作成	74
4.1.3	荷重条件の設定	77
4.2	FEM 解析結果	79
4.2.1	通常モデルの解析結果	79
4.2.2	凍上モデルの解析結果	80
4.2.3	支持力低下モデルの解析結果	81
4.2.4	複合モデルの解析結果	82
4.2.5	解析結果の比較	83

4.3	疲労度計算	84
4.3.1	疲労度計算の手順	84
4.3.2	凍上に起因する軸荷重応力増分の反映	85
4.3.3	疲労度計算の条件	86
4.3.4	FEM 解析結果の疲労度計算への反映手法	95
4.3.5	疲労度計算	96
4.4	疲労度計算結果	98
4.4.1	凍上が発生していない条件での舗装寿命	98
4.4.2	凍上が発生している条件の舗装寿命	99
4.4.3	疲労度計算結果の比較	99
	参考文献	100
第5章	凍結深さ計測手法の選定および計測技術の開発	101
5.1	既存の計測手法	102
5.1.1	熱電対温度計による凍結深さ計測手法	103
5.1.2	熱電対温度計による凍結深さ計測概要	103
5.1.3	熱電対温度計による計測結果	104
5.1.4	既存設計凍結深さと熱電対温度計による計測値の比較	105
5.2	電気抵抗を用いた計測手法	108
5.2.1	計測原理	109
5.2.2	計測手法の特徴	109
5.2.3	計測装置の構造概要	110
5.2.4	計測手法	111
5.3	LCR メータを用いた室内における評価	113
5.3.1	計測手順	113
5.3.2	計測対象試料の作製条件および養生条件	113
5.3.3	未凍結時・凍結時および融解時の計測結果	115

5.3.4	計測結果に与える含水比の影響	118
5.4	LCR メータを用いた原位置における評価	120
5.4.1	計測に用いた施設の概要	120
5.4.2	計測手順	122
5.4.3	計測結果	122
5.4.4	計測に用いる交流周波数の影響	124
5.5	自動記録装置を用いた自動計測手法の開発	125
5.5.1	自動記録装置の構造	125
5.5.2	自動記録装置による計測手法	127
5.6	自動記録装置を用いた室内における評価	128
5.6.1	計測対象試料の作製条件および養生条件	128
5.6.2	計測結果	129
5.6.3	計測周波数による計測値の比較	131
5.6.4	凍結・融解状態の判定方法の検討	132
5.7	自動記録装置を用いた原位置における計測手法の開発	134
5.7.1	計測に用いた施設の概要	134
5.7.2	評価に用いた計測機器	138
5.7.3	計測対象材料	140
5.7.4	計測期間の気象条件	141
5.7.5	各計測機器による計測結果	141
5.7.6	各計測機器における凍結深さの判定手法	146
5.7.7	各計測機器による最大凍結深さ	150
5.7.8	最大凍結深さの比較	151
5.8	コンクリート舗装における最大凍結深さの計測	153
5.8.1	実道調査箇所の概要	153
5.8.2	コンクリート舗装における最大凍結深さ計測結果	155

5.9 既存設計凍結深さと凍結融解深度計および熱電対温度計の併用による計測値の比較	157
参考文献	159
 第6章 最大凍結深さの推定手法の開発	 161
6.1 熱収支法を用いた路面温度の推定	162
6.1.1 路面温度の推定対象施設の概要	162
6.1.2 各種パラメータの設定	163
6.1.3 コンクリート舗装版におけるアルベドの計測	164
6.1.4 熱収支法を用いた路面温度の計算結果	165
6.1.5 AMeDAS 外気温を代用して熱収支解析を行った路面温度の計算結果	166
6.2 熱伝導解析を用いた凍結深さの推定	170
6.2.1 解析モデルの作成および材料条件の設定	170
6.2.2 実測データを用いた熱伝導解析による最大凍結深さ	172
6.2.3 AMeDAS データを用いた熱伝導解析による最大凍結深さ	173
6.3 実測最大凍結深さと推定値の比較	174
6.4 開発手法の他年度データを用いた適用性の検討	175
6.5 開発手法の他地点へのデータを用いた適用性の検討	176
参考文献	178
 第7章 凍上を考慮したコンクリート舗装の路床設計法の提案	 180
7.1 コンクリート舗装の置換厚の変更	180
7.1.1 FEM 解析と疲労度計算を用いたひび割れ発生までの期間と現地調査における最大凍上量確認からひび割れ発生までの期間の比較	180
7.1.2 置換厚の提案	181
7.2 凍結深さ推定手法の提案	183
7.2.1 凍結深さ推定結果の実測凍結深さによる検証	183
7.2.2 熱収支解析および熱伝導解析を用いた凍結深さ推定手法の提案	184

7.3 実務への適用	185
7.3.1 置換率の変更(北海道開発局 道路設計要領への反映)	185
7.3.2 熱収支解析を用いた路面温度推定用 Excel シートの作成	185
7.3.3 熱伝導解析用入力値の整理	186
7.3.4 置換厚の決定手法	186
参考文献	188
 第8章 電気抵抗値を用いた計測技術の活用方法の提案	 189
8.1 凍結深さ計測手法	189
8.1.1 凍結深さ計測条件・凍結判定基準の提案	189
8.1.2 最大凍結深さ計測手法の提案	191
8.2 融解期の舗装内部の状況把握手法	195
8.2.1 原位置における融解期の舗装内部状態の把握	195
8.2.2 融解期における舗装内部の状況把握融手法・融解判定基準の提案	203
8.3 舗装層間の水分検知手法	205
8.3.1 水分検知技術の概要	206
8.3.2 供試体表面の水分検知に関する評価	208
8.3.3 舗装層埋設置時の水分検知に関する評価	210
8.3.4 凍結融解作用下における評価	211
8.3.5 浸水経路の把握	214
8.3.6 試験舗装における評価	216
8.3.7 舗装層間の水分検知手法の提案	226
参考文献	228
 第9章 結論	 230
9.1 既往の路床凍上対策の課題	230
9.2 置換厚変更の提案と実務への反映	231

9.3 置換厚の設計手法の提案	231
9.4 電気抵抗値の計測による舗装体内部状態把握技術の提案	232
9.5 今後の課題	234
参考文献	236
謝辞	237

第1章 序論

1.1 研究の背景

近年、我が国では2008年の1億2,808万人をピークに人口が減少に転じ、総人口は2065年には約8,808万人までに減少することが予測されている。また生産年齢人口についても1995年の8,726万人をピークに減少に転じ、2018年には7,545万人となっており、2065年には約4,529万人まで減少すると見込まれ、人口減少および少子高齢化問題が深刻化している¹⁾。さらに人口や機能の都市部への集中が進行していることから、これらの影響は地方部においてより大きな影響を受けている。生活必需サービスの維持には、一定の人口規模とアクセスのための公共交通基盤が必要であり、地方の人口減少は、このような地域の存続基盤と言える生活必需サービスの維持を困難化している²⁾。また、国民の安全・安心や社会経済活動の基盤となるインフラは、その多くが高度経済成長期以降に整備されており、今後建設から50年以上経過する施設が加速度的に増加することから、様々なインフラについて、今後老朽化による不具合が懸念される。人口減少に伴う税収の減少および生産年齢層の減少は、社会資本整備やその維持管理において深刻な影響を及ぼすことが予想されており²⁾、これらにおけるコスト縮減、および維持管理頻度の抑制が強く求められている³⁾。さらに、近年の地球規模の気候変動に具体的な対策を求めたSDGsの観点からも、道路舗装の維持修繕更新工事に伴うCO₂等の温室効果ガスの抑制のため、舗装の高耐久化による長寿命化により維持管理頻度を抑制することが求められる^{4) 5)}。

このような中、道路舗装においては高耐久化・長寿命化による維持管理頻度の抑制・ライフサイクルコストの縮減が求められており、近年、アスファ

ルト舗装よりもわだち掘れやひび割れの発生に対する耐久性が高いコンクリート舗装への関心が高まっている。国土交通省では2012年度に、技術基本計画⁶⁾に「コンクリート舗装等耐久性の高い素材の採用等によるライフサイクルコストの縮減を目指す」と示し、2013年4月改訂の設計業務等共通仕様書⁷⁾においては、トンネル部以外の箇所でも、アスファルト舗装とコンクリート舗装のライフサイクルコストを比較検討するように明記された。

我が国では現在、アスファルト舗装が舗装延長の大部分を占めているが、アスファルトの原料である原油は、そのほとんどを海外から輸入しているため、国際情勢によっては必要量の入手が困難となる場合や、購入価格が高騰する懸念がある。また、ガソリン等の石油製品の需要が環境保全の取り組みの推進等により減少する傾向にあり、同じ原油から製造される「連産品」であるアスファルトの製造量も減少し、これまでのような入手が難しくなることが想定される⁸⁾。一方、コンクリート舗装は国内でほぼ全ての材料を入手でき、安定供給が可能であり、コンクリート価格はアスファルト混合物と比較して安定していることから⁹⁾、今後コンクリート舗装の需要が高まることが考えられる。

積雪寒冷地である北海道におけるコンクリート舗装の施工実績は、昭和初期から報告されており¹⁰⁾、昭和36年度には、北海道の国道延長の約20%をコンクリート舗装等のセメント系舗装が占めていた。しかし、昭和33年3月に「道路整備緊急措置法」が公布されると、迅速な施工が可能であるアスファルト舗装が多く採用されるようになった。その結果、コンクリート舗装等のセメント系舗装が北海道の国道延長に占める割合は、昭和40年に9%、昭和44年に5%、昭和52年には2%までに低下し¹⁰⁾、平成31年4月1日現在では約3%である¹¹⁾。現在、わが国の道路舗装延長に占めるコンクリート舗装の割合は5%程度となっており、この比率は諸外国と比べ低い値となっているが¹²⁾、北海道においてはさらに全国平均を下回る値となっている。

第1章 序論

この要因として、積雪寒冷地特有の条件が起因していると考えられ、北海道舗装史によると、アスファルト舗装区間では20～30 mmの凍上を繰り返してもクラックは発見できないが、コンクリート舗装では10 mm内外の微量凍上でもクラックが発生すると述べられており¹⁰⁾、凍上による損傷の発生およびその後の維持管理の困難性から、コンクリート舗装が積雪寒冷地で採用が控えられる一因となっていると推察される。また、舗装設計便覧に示されているコンクリート舗装における凍上対策に関する設計法は「理論最大凍結深さに対し70 %の深さ」¹³⁾まで非凍上性の材料で置き換えることとなっているが、この設計法は微量凍上を許容する考えとなっており、コンクリート舗装に対する妥当性の評価が必要である。

以上のことより、様々な社会的要請を背景とすれば、積雪寒冷地におけるコンクリート舗装の設計方法の見直しは急務であり、凍上対策に必要な路床の置換え深さと、置換え深さを決定する上で必要な凍結深さを推定する手法を検討した本研究成果は、舗装の耐久性向上および長寿命化による維持管理頻度の低減、ライフサイクルコストの縮減に大いに寄与するものと考えられ、持続的に国民生活の安全・安心および社会経済活動の基盤の維持していく上で、その意義は大きい。

1.2 研究の目的

本研究の目的は、道路舗装における高耐久化・長寿命化による維持管理頻度の抑制・ライフサイクルコストの縮減を目的として、積雪寒冷地のコンクリート舗装における新たな設計法の提案を目指したものである。新たな設計法の検討対象は、「凍上対策」であり、既存設計法の評価および新たな設計法の提案を行うために、既設舗装、模擬舗装、試験舗装を用いた現地調査、および室内計測、FEM 解析、熱収支解析、熱伝導解析を実施した。

§1.1 で示したように、アスファルト舗装区間では 20～30 mm の凍上を繰り返してもクラックは発見できないが、コンクリート舗装では 10 mm 内外の微量凍上でもクラックが発生すると述べられているが¹⁰⁾、現設計法¹³⁾においてはコンクリート舗装もアスファルト舗装と同様に凍上を許容している。このため、現設計法において施工されたコンクリート舗装の凍上被害が生じている可能性があり、これが起因して維持管理に苦慮するため、北海道においてコンクリート舗装が設計段階で選択されず、普及の妨げとなっている可能性があると考えた。しかしながら、既設コンクリート舗装を詳細に調査した事例はないことから、筆者は、まず凍上によるコンクリート舗装の被害の有無を明らかにすることが不可欠であると考えた。

本研究では、道路管理者の所有する道路管理台帳¹¹⁾および現地調査の結果より、凍上被害の有無を評価するものとした。さらに、凍上現象を再現可能な FEM 解析¹⁴⁾を用いて凍上現象がコンクリート舗装に及ぼす影響を評価するとともに、凍上が舗装寿命に及ぼす影響を評価することが可能な疲労度計算¹³⁾を用いて評価を実施した。対象は北海道内の土工部に施工されたコンクリート舗装とし、設計年度、交通条件、路床条件別に比較を行い、凍上が舗装損傷に及ぼす影響を評価する。

第1章 序論

次に得られた結果をもとに、コンクリート舗装に適した置換厚さを決定するため、コンクリート舗装における最大凍結深さの実測と、実測値を再現可能な最大凍結深さ推定手法の開発を行う。

最後に、本研究の成果を実務に適用するために、コンクリート舗装における置換厚の考え方、置換厚決定に必要な最大凍結深さの推定手法を提案するとともに、舗装の構造設計、材料評価技術として、舗装体内部の凍結融解状況を自動計測する技術、およびこの技術を応用した舗装層間の水分検知技術を提案し、これらの提案技術を活用した舗装設計手法、工法選定手法の将来展望を整理し、本研究の総括とする。

1.3 本論文の構成

本論文は9章から構成されている。

第1章 序論

第2章 舗装の凍上対策・凍結深さ計測および本研究に関連する
既往研究

第3章 既設コンクリート舗装の調査

第4章 FEM解析および疲労度計算による凍上が舗装寿命に及ぼす
影響の評価

第5章 凍結深さ計測手法の選定および計測技術の開発

第6章 最大凍結深さの推定手法の開発

第7章 凍上を考慮したコンクリート舗装の路床設計法の提案

第8章 電気抵抗値を用いた計測技術の活用方法の提案

第9章 結論

第1章は序論とし、本論文の背景と研究目的を述べるとともに、論文全体の構成を示した。

第2章は舗装の凍上対策・凍結深さ計測および本研究に関連する既往研究とし、本研究のテーマとした凍上対策と凍結深さについて述べ、本研究に関連のある既往研究として、舗装の凍上対策に関する研究、凍結深さの推定手法、および計測手法に関する研究事例をまとめた。

第3章は既設コンクリート舗装の調査とし、本研究で対象とした寒冷地における既設コンクリート舗装の資料収集結果、および現地調査結果について述べた。また、積雪寒冷地における既設コンクリート舗装の構造的な損傷である縦横断方向のひび割れが、凍上性の路床土が凍結深さ内に存在する調査箇所で発生していることを明らかにした。さらに現地調査結果に基づきコ

第1章 序論

ンクリート舗装が凍上に起因して損傷するメカニズムを示した。

第4章はFEM解析および疲労度計算による凍上の舗装寿命に及ぼす影響評価とし、凍上量計測結果を用いて凍上現象を再現したコンクリート舗装モデルを作成しFEM解析を実施し、車両荷重載荷時にコンクリート舗装版下面に生じる引張応力を求めた。さらに、凍上の有無によるコンクリート舗装版下面に生じる引張応力との差を算出し、これをコンクリート舗装の疲労度計算に反映させ、凍上が舗装寿命に及ぼす影響について評価した。

第5章は凍結深さ計測手法の選定および計測技術の開発とし、コンクリート舗装における最大凍結深さの計測を目的として、既往の計測手法および電気抵抗を用いた凍結深さの計測手法について室内および原位置で計測を行った。室内計測では凍結前後の路床土および路盤材のインピーダンス（以下、電気抵抗値）の計測を行い、凍結前後で顕著な値の変化が現れることを把握した。次に、屋外に試験舗装を作製し、ここに電気抵抗値を計測する凍結融解深度計と既往の計測技術を用いて最大凍結深さ計測を実施し、各計測技術より得られる値を比較した。この結果、凍結融解深度計と熱電対温度計を併用することで、メチレンブルー凍結深度計を目視で3～10日間隔で計測した結果と同等の精度で最大凍結深さを自動計測により得られることを明らかにした。

第6章は舗装の凍上対策を行う際に必須となる凍結深さについて、アスファルト舗装と比較して明色であるコンクリート舗装の特徴を加味した凍結深さの推定方法について検討した。まず、路面のアルベドおよび気象データを用いて熱収支解析を行い、一冬期間のコンクリート舗装版表面温度を推定した。これにより実測値とほぼ同等の路面温度が得られることを把握した。さらに、コンクリート舗装の熱伝導解析モデルを作成し、熱収支解析より得られる路面温度を用いて一冬期間の最大凍結深さを求める手法を開発した。

第7章は凍上を考慮したコンクリート舗装の路床設計法の提案とし、現

地調査および FEM 解析・疲労度計算の結果より、わずかな凍上であってもコンクリート舗装においては短期間で構造的な損傷に至る可能性があることを示し、設計期間における最大の凍結深さまで非凍上性の材料で路床を構築する凍上対策を示した。さらに、凍結融解深度計と熱電対温度計を用いて計測した最大凍結深さと、熱収支解析・熱伝導解析を用いて推定した最大凍結深さを比較し、開発した推定手法の妥当性を示し、新たなコンクリート舗装の凍結深さ推定手法を提案した。さらに本研究の成果に基づき、コンクリート舗装の設計における新たな凍上対策の手法の提案と実務への適用方法を示した。

第8章は、舗装体の電気抵抗値が計測対象中の水分の凍結、融解に伴い値が急激に変化する特性を用いて、最大凍結深さを計測する手法および舗装体内部の凍結融解状態を把握する技術を提案した。さらに、計測対象が乾燥状態と湿潤状態で電気抵抗値が異なる特性に注目して、舗装層間の水分検知する新たな手法を提案した。

第9章は結論とし、本研究の成果の主体をなす第7章、第8章の内容を総括し、本研究で目指したコンクリート舗装の耐久性向上に資する設計手法と、本研究で提案する舗装体内部の状態を把握する技術を示し、最後に今後の課題について述べた。

第1章 序論

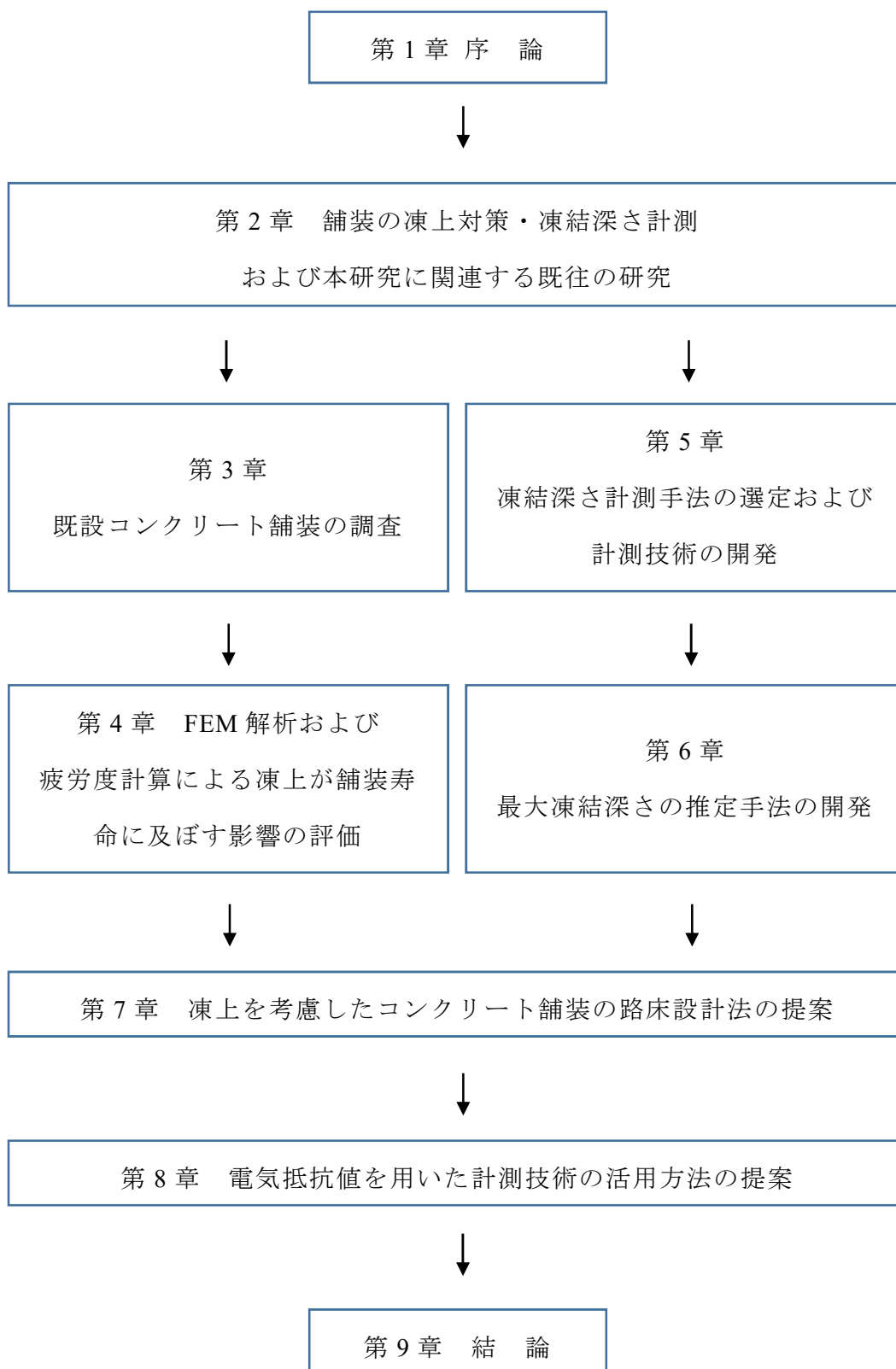


図-1.3.1 本研究のフロー

参考文献

- 1) 国土交通省：令和元年版国土交通白書 2019, p.2, 2019.
- 2) 国土交通省：令和3年版国土交通白書 2021, p.20, pp.43-45, 2021.
- 3) 国土交通省：令和28年版国土交通白書 2016, p.20, 2016.
- 4) 国土交通省：環境行動計画-環境機器を乗り越え、持続的な社会を目指す-, p.20, 2017.
- 5) 環境省：全ての企業が持続的に発展するために-時速可能な開発目標 (SDGs) 活用ガイド [第2版], p.21, 2020.
- 6) 国土交通省：国土交通省技術基本計画, p.16, 2012.
- 7) 国土交通省：設計業務等共通仕様書 第6編道路編, pp.32-33, 2014.
- 8) 建設図書：舗装, Vol.46, No.12, pp.7-9, 2011.
- 9) 小梁川雅：コンクリート舗装の復権, コンクリート舗装新時代, 社団法人 セメント協会, p.2, 2011.
- 10) 北海道土木技術会 舗装研究委員会：北海道舗装史(上), p.121, p.272, p.288, pp.382-384, 1985.

第1章 序論

- 11) 北海道開発局：H31 道路現況調書，p.61，2019.
- 12) 公益社団法人日本道路協会：コンクリート舗装に関する技術資料，pp.2-3，2009.
- 13) 公益社団法人日本道路協会：舗装設計便覧，p.74，pp.166-193，2006.
- 14) 一般社団法人セメント協会ホームページ：
<http://www.jcassoc.or.jp/tokusetsu/jcapave3d/>

第2章 舗装の凍上対策・凍結深さ計測および本研究に関連する既往の研究

2.1 舗装の凍上

寒冷地において舗装設計を行う上では、冬期における凍上の影響を考慮することが不可欠である。寒冷地では冬期に路床やその下部の路体に含まれる水が凍結すると、幾層ものアイスレンズと呼ばれる霜柱が生成されることにより舗装を持ち上げる「凍上現象」が起こる。凍上は、地中温度が 0°C の線（以下、 0°C 線）に地下水が吸収されて路床中で凍結しアイスレンズが生成され、これが低温側（路面側）に向かって成長することによって生じる¹⁾。図-2.1.1 に地盤の凍上機構を示す²⁾。

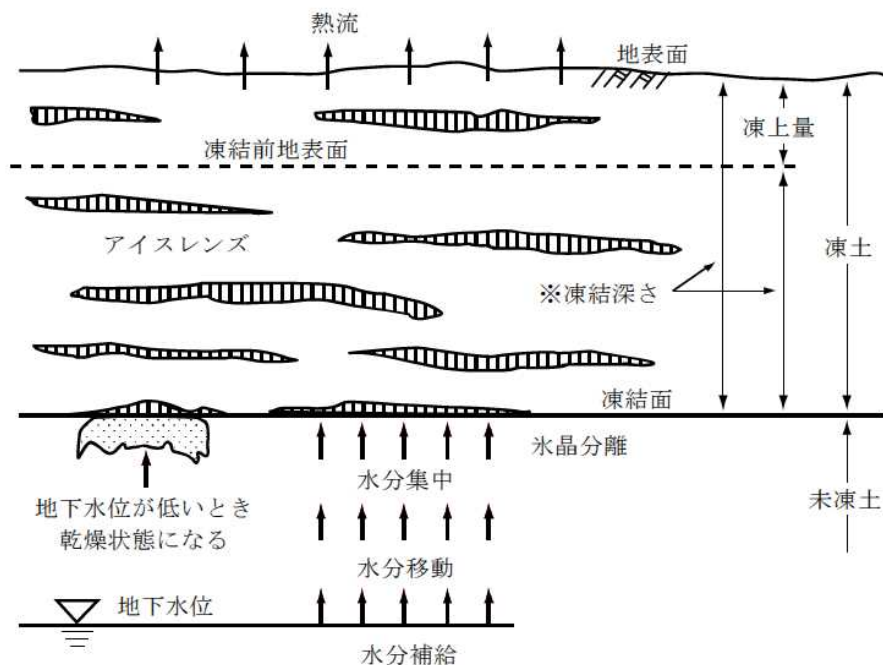


図-2.1.1 地盤の凍上機構

気温の低下によって地表面から地盤が凍結し、地盤中に未凍結土と凍結土の境界である凍結面が形成される。次に、未凍結土側から水分が凍結面に向かって移動していく。凍結面に集まった水分が凍結するときに土粒子骨格から分離して、土粒子と土粒子の間を押し広げるかたちで氷の層を成長させる。このような氷の層を形成する現象は氷晶現象と呼ばれ、そこで形成される層がアイスレンズと呼ばれる。このアイスレンズの形成が凍上発生の要因である。

水は凍結すると体積が9%増加し、この体積増加は土粒子中の水の凍結でも当然起こるものであるが、体積増加は無視し得る程度のものであることが知られており、凍上は凍結面に移動した水分の氷晶分離とアイスレンズの形成によってもたらされるものが主となる。凍結面で発生する単位面積当たりの力を凍結膨張圧と呼ばれ、その凍結膨張圧が凍土を介して構造物に伝達された力を凍上力という。北見工業大学で行った地盤の凍上力の測定では、 6.4 MN/m^2 という大きな圧力が計測されており²⁾、構造物に伝わる凍上力は非常に大きなものであることが知られている。

また、凍上が生じた箇所では、春にアイスレンズが融解することにより、その部分が空洞化し周辺の土が飽和状態となる。これにより、路床・路盤の支持力が低下し舗装表面に局所的な沈下や亀甲状ひび割れが発生する。このため、寒冷地における舗装設計では、設計期間にわたって凍上による被害が極力発生しないようにすることが重要であり、設計に先立ち路床土の調査および凍上性の評価を行い、その結果に基づいて対策の必要性和対策工法の検討を行うことが肝要である。

2.2 舗装の凍上対策

凍上現象に影響する要因は多く挙げられるが、究極的には、温度、水分、土質、荷重の四つにまとめられる²⁾。

1) 温度

気温が低下すると凍結面が深部に進行し、アイスレンズが形成される。さらに気温が低下すると、凍結面が移動し新たにアイスレンズが形成される。

2) 水分

アイスレンズが形成されるためには、凍結面に水分が供給されることが必要である。地下水面が高く、必要な水分の補給が十分に行われる条件では凍上量が大きくなる。

3) 土質

凍上が発生するためには、凍上性の土が必要である。土粒子の周りの付着水が多くなると凍上に必要な水分が凍結面に供給されやすくなる。比表面積が大きな粒度が小さな土質ほど、また透水係数が大きい土質ほど強い凍上性を示す。土の凍上性（アイスレンズを形成する性質）は粒径だけで決まるものではないが、実際には粒径との関係が非常に強い。一般に粗粒土と呼ばれる砂や礫は凍上性を持たず、土の凍上性は粒径0.1mm以下のシルト、粘土の領域で現れ、粒径が小さいほど凍上性は強くなる。しかし、粒径が小さくなりすぎると透水性が悪くなるため、地盤としての凍上性は小さくなる。

4) 荷重

地表面に荷重が加わると凍上量は減少することから荷重も凍上発生に影響

響する因子の一つとなる。

以上の4つの因子のうち、温度、水分、土質を凍上の3要素と呼び、全ての条件が揃うことで凍上は発生する。一方、3要素のうち1つでも欠けると凍上は発生しない。自然界においては、全ての条件が広範囲で揃うことはなないため、凍上は不均一に発生する。この凍上が道路舗装で発生すると路面に不陸が生じ走行性が低下するとともに、アイスレンズが融解すると舗装体の支持力が低下して舗装損傷を引き起こす要因となる。このため寒冷地の道路舗装では凍上を抑制するために対策が講じられ、凍上を抑制する工法は、主に以下の4種類がある³⁾。

1) 置換工法

置換工法は理論最大凍結深さまで凍上を起こしにくい材料(粒状材料, 砂, 火山灰など)で置換する工法である。凍結深さから求めた必要な置換厚と舗装の厚さを比較し、必要な置換厚が大きい場合には凍上を抑制する凍上抑制層を設ける工法である。凍上抑制層を設けるために20cm以上の置き換えを行った場合は、路床設計において設計CBRの再計算を行う必要がある。

2) 断熱工法

凍上抑制対策として断熱材を用いる工法である。断熱工法の効果として以下の事項が挙げられる。一つ目は、断熱材より下の置換層が不要となり凍上抑制層の厚さを減らすことが可能となるので省資源に寄与し、経済性に優れている。二つ目は、トンネルのように舗装構造に制約があり置換工法の適用が難しい場合に有効となる。三つ目に、空港舗装のショルダー部において断熱工法の有効性を確認した事例があり、時間的な制約を受ける条件下において有効である。

国内ではポリスチレン(XPS)が断熱工法の主力材料となっているが一般

に材料自体が高額であるので、経済性等を比較検討して採用する必要がある。

断熱材として満足しなければならない条件は、以下の通りである。

- ・熱伝導率が小さいこと
- ・吸水量が長期間の埋設でも少ないこと
- ・水蒸気の透過抵抗が大きいこと
- ・圧縮応力が大きく経年劣化が生じないこと
- ・経済的であること

3) 安定処理工法

安定所履行法は凍上性の土にセメントや石灰を混合して土粒子を凝固させ、透水性を低下させて凍上を抑制する工法である。セメントや石灰などの添加剤を凍上性の土に適当量混合し、土質を改良して凍上性を抑制するものである。これは水和作用やポズラン反応などにより、土粒子相互間の凝固、土粒子の付着性の増大、透水性の低下などをもたらすことで凍結抑制効果を期待するものである。

4) 遮水工法

遮水工法は、凍結面に水分を供給させないようにすることで凍上を抑制する工法である。粗粒材などの毛管作用の比較的小さな層により地下からの水の移動を遮断する方法と、ビニル膜やアスファルト層などの不透水層を形成して水分を遮断する方法がある。

2.2.1 わが国における舗装の凍上対策

寒冷地の舗装では、路床の凍上対策として置換工法が一般的に用いられている。我が国におけるコンクリート舗装とアスファルト舗装における凍上対策について、現在に至る経緯を以下に示す。

第2章 舗装の凍上対策・凍結深さ計測および本研究に関する既往の研究

積雪寒冷地である北海道では、国道36号千歳国道の通称「弾丸道路」においてアスファルト舗装が本格的に用いられている。昭和28年における北海道開発局のアスファルト舗装とコンクリート舗装の比較検討資料⁴⁾によると、「コンクリート舗装では微量の不斉凍上により不均等凍上が生じて破壊の原因となるが、アスファルト舗装では変形に順応できる」と記述があり、これ以降北海道では凍上を考慮し、アスファルト舗装が積極的に採用されている。

道路工法叢書第9集セメント・コンクリート舗装要綱⁵⁾、セメント・コンクリート舗装要綱^{6)~10)}、舗装設計便覧¹¹⁾より、昭和30年以降の我が国におけるコンクリート舗装の凍上に対する設計基準について推移を表-2.2.1に示す。

表-2.2.1 コンクリート舗装の凍上対策における設計基準の推移

設計年度	昭和30年	昭和39年	昭和42年	昭和47年	昭和55年	昭和59年	平成18年
置換率							
凍結深さを考慮する	○	—					
10年間の理論最大凍結深さに対し	—	100%		—			
10年確率の理論最大凍結深さに対し	—			70%			—
n年確率の理論最大凍結深さに対し	—						70%

凍上対策として、何れも置換工法が示されており、凍上性の路床土を置き換える深さについて記述されている。凍上性の路床土を非凍上性材料で置き換える深さの割合（以下、置換率）について、昭和39年、42年までは「10年間の理論最大と受ける深さまで = 置換率100 %」とされていたが、昭和47年以降はアスファルト舗装要綱に準拠し「10年確率の理論最大凍結深さに対し70 %の深さ」まで非凍上性の材料で置き換えることと変更された。また平成18年以降は設計期間を考慮した「n年確率の理論最大凍結深さに対し70 %」となっている。

この置換率70%は、伊福部¹²⁾による置換工法を用いた舗装の凍結深さに対する研究成果が根拠とされている。伊福部の研究成果によると、「凍結深さの80%まで非凍上性の材料で置換えすえれば、置き換えた深さよりも凍結深さが大きくなったとしても、起こり得る凍上量は0.3～1.5cm程度となり、この程度の凍上量はたとえ不斉凍上に近いものであっても、たわみ性舗装を採用すれば容易に吸収され、損傷は発生しない」とされており、たわみ性舗装すなわちアスファルト舗装を対象としたものである。なお、現行の設計法で用いられている理論最大凍結深さは、粗粒材のみで構成された半無限の地盤において凍結が入る深さを指しており、伊福部が対象としたアスファルト舗装の凍結深さの80%と近似する深さは、理論最大凍結深さの70%相当となる¹³⁾。

このように、現設計法では、路床土が凍結・凍上して路面が隆起することにある程度許容したものであり、たわみ追従性を有するアスファルト舗装を前提としたものである。一方、たわみ追従性を有しない剛性のコンクリート舗装において許容できる凍上量はどの程度であるかについては、凍上量が土質や地下水など多くの要因に左右されることや、不斉凍上がコンクリート版に及ぼす力学的影響が複雑であること、アスファルト舗装とコンクリート舗装における凍結深さの相異の有無が不明であること等から、有効な回答が得られていない。

このような中、舗装標準示方書 2014 年制定版¹⁴⁾では、コンクリート舗装においては「置き換えの深さは、設計期間の n 年に一度生じると推定された凍結深さ、または経験値から求め、必要な置換厚は凍結深さまでとする。」とされた。しかしながら、上記のコンクリート舗装において許容できる凍上量については検討がなされておらず、解明が必要と考えられる。

2.2.2 国外における舗装の凍上対策

1) 米国

Corps of Engineers の設計法¹⁵⁾によると、道路舗装または付帯構造の対策には、A.完全置換、B. 路床土に少々の凍結浸入を許す部分置換、C.融解期の路床の支持力低下を最小限にするの三つの基本的な考え方が用いられている。

完全置換は、トンネルやコンクリート擁壁などの構造物の凍害を防止する場合、永久凍土地帯で地下の凍土を夏季に融解させたくない場合に用いられる。この場合、理論最大凍結深さまで凍上を起こしにくい材料で置き換える。

部分置換は、一般の道路舗装に適用される。置換後に最大となる凍結深さの約 80 %が部分置換でしめられるように置き換えられる。実際の設計法では、路床土の含水比と路盤材料の含水比の比である α と、路床土に凍結が入らないまでの路盤厚さから図-2.2.1 によって必要な路盤厚さを求めることとなる。

この設計法では、 α の値が 2.0 m より大きくなるときは 2.0 m とし、路盤の厚さと表層・基層の厚さの最大合計厚さは 1.8 m としている。また、コンクリート舗装の場合は鉄筋で補強するか、あるいは版の長さを 4.6 m 以下にするとともに、路盤材料として高含水比の非凍上性で均一な細粒砂を使用することとなっている。

融解期の路床支持力の低下を考える場合は、土質分類と支持力の係数から舗装構造が決められ、路床土質の 0.02 mm ふるい通過量が 20 %以下の時のみコンクリート舗装が採用される。

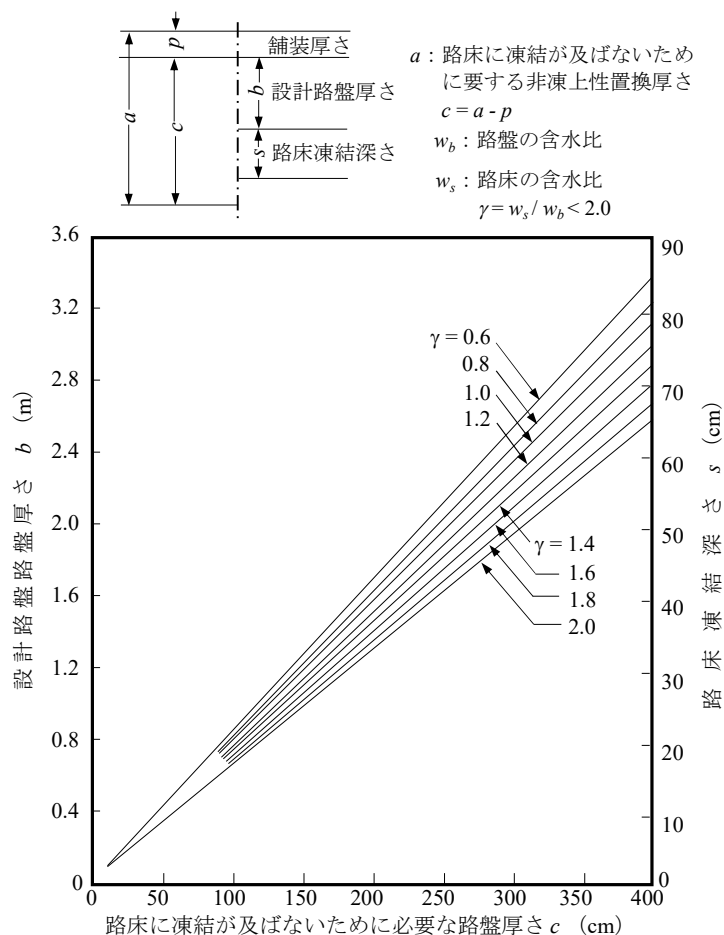


図-2.2.1 路床に凍結を一部許す場合の路盤厚さ^{16),17)}

米国コンクリート舗装協会のコンクリート舗装の設計法¹⁸⁾によると、コンクリート舗装においては、路床からの均一な支持を問題としていおり、凍上自体については全ての凍上を問題とせず、不均一な凍上による不均一な支持力を問題としている。一方、アスファルト舗装では凍上後の路床の支持力低下が路床設計の主要な問題としており、融解期には通行車両の荷重制限が実施されている。コンクリート舗装は耐荷重能力を有し、より広い領域に荷重を分散可能であるため荷重制限から除外されている¹⁹⁾。以上より、コンクリート舗装の凍上対策としては、適度に均一な路床条件を達成することにより凍上による不均一な盛り上がりを防ぐ対策として以下を示している。

第2章 舗装の凍上対策・凍結深さ計測および本研究に関する既往の研究

・排水対策

地下水面が舗装構造の表面から 10 フィート (3 m) 以上下にある場合は一般に凍上の問題はないとされ, 道路構造に制限のない場合では盛土高を十分に高く設定することとされている. 盛土高を上げられない一般道のような道路構造に制限があり地下水が地表近くにある場合は, 切土部では路床面から 4 フィートまたは 5 フィート (1.2 または 1.5 m) の深さに側溝を構築し, 盛土部では地盤面に排水のための勾配を維持することとされている. また, 一般道では道路構造の制約が多いため十分な排水対策をとれない場合があることから, 以下に示すその他の対策も併せて実施することが示されている.

・地盤対策

土壌が大きくまたは頻繁に性質が異なる場合は, これらを混合することにより, 不均一な凍上を抑制する. これは置換工法や安定処理工法よりもコスト面で有利な場合が多い.

・局所的な置換

凍上性の高い材料が局所的に存在する場合, 周囲と同一の材料で置き換えし, 不均一な凍上を抑制する.

・締固めによる透水性低下対策

最適含水比よりも若干高めの含水比で締固めを行うことにより, 細粒土の締固め度が増し, 透水性を低下させる効果が得られ, 凍上面への水分の供給を遅くさせ, 耐凍上性を向上させる.

2) カナダ

カナダの運輸省²⁰⁾においては、春の融雪期の路床支持力低下と凍結深さの双方を考慮して舗装の置換厚さが決められている。ただし、国土の大部分が寒さの厳しい地域であるため図-2.2.2に示すように10年間の平均凍結指数から最小の舗装厚さが求められている。

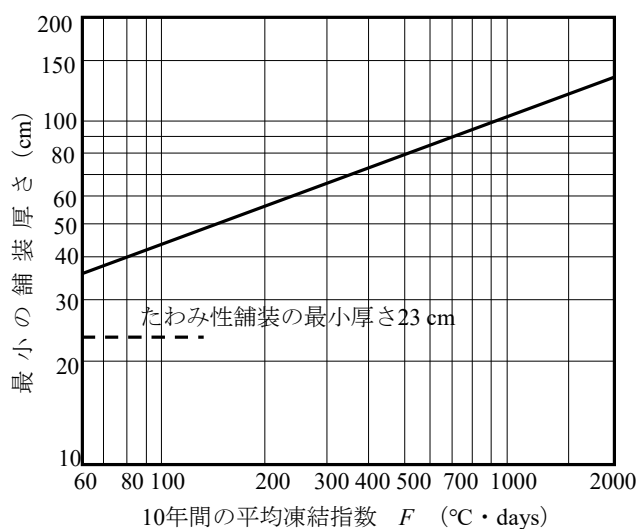


図-2.2.2 カナダ運輸省の舗装厚設計²¹⁾

トロント市の舗装の設計と補修に関するガイドライン²²⁾では、凍上を軽減するには凍上性の土壌を凍結深さの60～70%の深さまで除去し、凍上性の低い土壌または粒状材料で置き換える必要があるとされており、置換材には粒状材または承認済みの代替品が用いられる。また、排水対策として、十分な深さに適切な排水を配置することやドレーン材の設置による地下水位の低下が効果的としている。

3) ノルウェー

ノルウェー²³⁾においては、砂や砂利を用いた置換工法，あるいは発泡ポリスチレン板を用いた断熱工法が用いられている．地域ごとに2年，5年，10年，100年の確率で凍結対策としてそれぞれ必要な厚さが明示されている．

4) スイス

スイス²⁴⁾においては，凍結深さ40~150 cmに対して凍結深さ90 cmまではその全厚を，それ以上は経済上の理由から次第に低減し，凍結深さの150 cmに対してはその80 %の120 cmとしている．

5) フィンランド

フィンランド道路庁²⁵⁾においては，凍上が予想される地域の道路では，構造的および平坦性の観点から規定された許容凍上量を超えないように設計している．凍上量は凍結指数，路床土の熱特性，舗装厚から算出され，対策として粒状材による凍上抑制層またはポリスチレンや発泡煉石を用いた断熱工法が用いられている．

6) 英国

英国道路庁の Highway Agency の道路設計マニュアル²⁶⁾では，路面から450 mm以内に用いる材料を非凍上性の材料と定めている．なお，年間平均凍結指数が50 °C・days以下の地域では上記は過大となるため350 mmとしている．

2. 3 凍結深さの推定に関する研究

2. 3. 1 凍結指数による推定法

凍結深さの推定には、Stefan（式 2.3.1）や Numann（式 2.3.2）²⁷⁾の解法、修正 Berggren 式(Aldrich 式)（式 2.3.4）^{27), 28)}があり、一般に修正 Berggren 式が用いられている。

$$Z = \sqrt{\frac{48k'F}{L}} \quad (2.3.1)$$

$$Z = \lambda \sqrt{\frac{48k'F}{L}} \quad (2.3.2)$$

$$L = 80w\rho \quad (2.3.3)$$

$$Z = \lambda_c \sqrt{\frac{172800\lambda'F}{L_w}} \quad (2.3.4)$$

式 (2.3.1)、式 (2.3.2) では、凍結深さ Z は、土の伝導率 k' 、凍結指数 F 、土の含水比 w 、および土の乾燥密度 ρ から求まる融解潜熱 L から求められる。係数 λ は気象条件（平均温度、平均寒度）および道路構成材料の熱伝導率、熱容量、熱潜熱などによる無次元関数として表され、含水量の多い土または年平均気温の低い寒冷地では λ は 1 に近づき式(2.3.2)は妥当な値を得られ、温暖な地域または比較的排水性の土質では λ は小さくなり過大な値を与えるとされている。

式 (2.3.4) では、凍結深さ Z は、融解パラメータと熱比で表される係数 λ_c と、凍結指数 F 、凍結時不凍結時の平均熱伝導率 λ' および凍結潜熱 L_w から求められる。

修正 Berggren 式は湖沼や氷層生成を熱伝導論より解析した Stefan や Numann の解法を地盤凍結に応用したものでマイナスの熱を受ける一端が瞬時にあるマイナス温度になった時の凍結深さを推定するものであり、地盤の凍結深さを推定する場合には、地表面温度がこれに相当する。しかし、地表面温度を容易に入手または計測することは困難であるため、通常は気温を代用している²⁹⁾。地表面温度を気温で代用することについては、理論上の問題があるが、伊福部¹²⁾が北海道内数十箇所の実測値と推定値の一致を示し、工学的に問題ないことを確認している。さらに武市・久保³⁰⁾も AMEDAS データを利用して北海道内数カ所の実測凍結深さと推定値を比較し、最大凍結深さが推定値と良く一致することを示している。

上述の検証を踏まえて、現在我が国の道路設計においては修正 Berggren 式を用いて凍結深さを推定している。なお、この計算において凍上を起こしにくい粗粒材料（乾燥密度： $\rho=1.80 \text{ g/cm}^3$, $w=15\%$ ）からなる半無限地盤を凍結深さの推定条件としており、図-2.3.1の推定曲線(以下、既存設計凍結深さ)を用いて舗装種別によらず同一の計算結果を使用している²⁾。

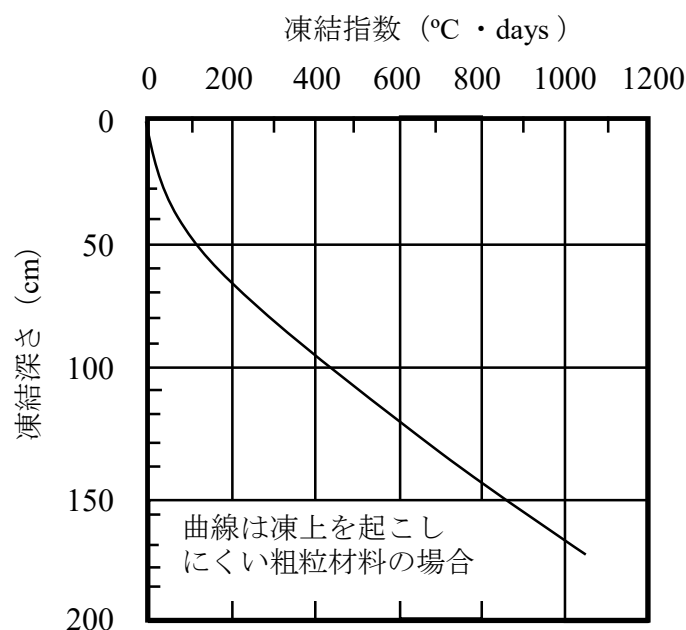


図-2.3.1 凍結指数と凍結深さの関係曲線

2.3.2 その他の推定法

修正 Berggren 式では，路面温度を気温により代替しているが，路面温度を推定する手法として熱収支モデル^{31),32)}推定法がある．熱収支モデルは図-2.3.2 に示すとおりである．

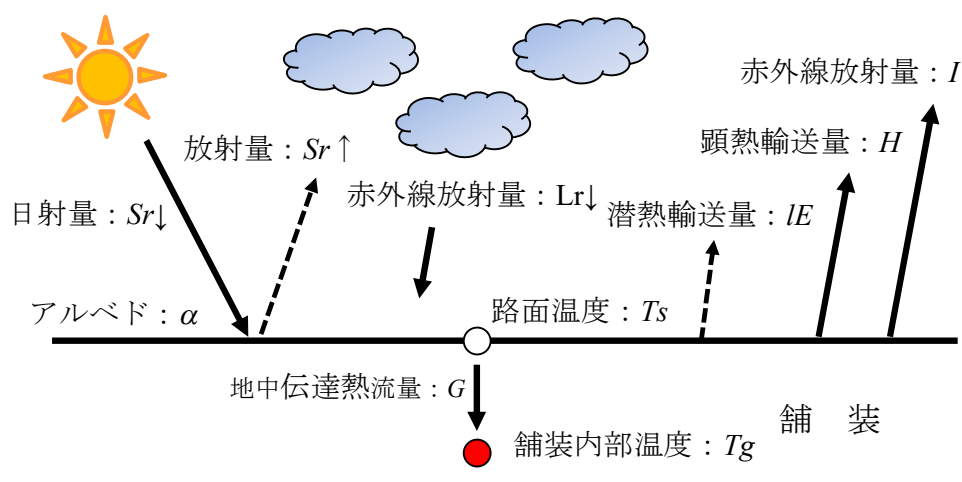


図-2.3.2 熱収支モデル

舗装体が受ける熱収支と舗装体から出る熱収支は釣り合うことから次式が成り立つ．

$$Rn = Sr\uparrow + Sr\downarrow + Lr\downarrow \quad (2.3.5)$$

$$Rn = I + H + IE + G \quad (2.3.6)$$

舗装体が受ける熱収支 Rn は，日射量 $Sr\downarrow$ ，放射量 $Sr\uparrow$ ，下向き赤外線放射量 $Lr\downarrow$ の和で表され，舗装体から出る熱収支 Rn は，赤外線放射量 I ，顕熱輸送量 H ，潜熱輸送量 IE ，地中伝導熱流量 G の和となる．

また，各々の因子は以下のように求めることができる．

放射量 $Sr\uparrow$ はアルベド α を用いて，日射量 $Sr\downarrow$ から式 (2.3.7) より求まる．

$$Sr\uparrow=\alpha Sr\downarrow \quad (2.3.7)$$

下向き赤外線放射量 $L_r\downarrow$ は式 (2.3.8) より，気温 T_a ，晴天時の下向き赤外線放射量 $L_f\downarrow$ ，雲量による係数 C ，ステファン・ボルツマン常数 $\sigma(0.67\times 10^{-8} \text{ [W/m}^2\cdot\text{K}^4])$ から求められる．晴天時の下向き赤外線放射量 $L_f\downarrow$ は式 (2.3.9) より大気の蒸気圧 e_a から求まり，雲量による係数 C は式 (2.3.10) より求まる．なお，雲量 n は，晴天 0～雲天 1 となる．

$$L_r\downarrow=\sigma T_a^4\left[1-\left(\frac{L_f\downarrow}{\sigma T_a^4}\right)C\right] \quad (2.3.8)$$

$$L_f\downarrow=(0.50+0.066\sqrt{e_a}) \quad (2.3.9)$$

$$C=1-(0.51+0.007\sqrt{e_a})n \quad (2.3.10)$$

赤外線放射量 I は，ステファン・ボルツマン常数 σ ，および路面温度 T_s から式 (2.3.11) より求まる．

$$I=\sigma T_s^4 \quad (2.4.11)$$

顕熱輸送量 H は，湿潤空気密度 $\rho_a(1.29 \text{ [kg/m}^3])$ ，空気の比熱 $C_p(1005 \text{ [J/kg/K]})$ ，および風速 V より式 (2.3.12)，式 (2.3.13) から求まる．

$$H=\rho_a C_p C_{HD} V(T_s-T_a) \quad (2.3.12)$$

$$C_{HD} V=0.0027+0.0034 V \quad (2.3.13)$$

地中伝導熱量 G は、熱伝導率 k 、気温 T_a 、舗装内部温度 T_g 、および路面からの内部温度測定位置までの深さ Δz から式 (2.3.14) より求まる。

$$G = k \frac{T_s - T_g}{\Delta z} \quad (2.3.14)$$

なお、潜熱輸送量 IE については、降雪時に除雪が実施される道路路面状では、路面からの水蒸気輸送量は微量と見なし無視し得る。

上記より、路面温度 T_s を目的変数として、式 (2.3.5) と式 (2.3.6) を連立させ、式 (2.3.7) ～式 (2.3.14) を用いて、 T_s を目的変数として整理すると式 (2.3.15) のようになる。

$$0 = \sigma T_s^4 + \left\{ \rho_a C_p (0.0027 + 0.0034V) + \frac{k}{\Delta z} \right\} T_s - \alpha S_{r\downarrow} - \sigma T_a^4 \left(1 - \frac{0.05 + 0.066\sqrt{e_a}}{\sigma T_a^4} \right) (1 - (0.51 + 0.007\sqrt{e_a})n) - \rho C_p (0.0027 + 0.0034V) T_a - \frac{k}{\Delta z} T_g \quad (2.3.15)$$

よって、式 (2.3.15) より路面温度 T_s は、日射量 $S_{r\downarrow}$ とアルベド α 、気温 T_a 、大気の水蒸気圧 e_a 、雲量 n 、風速 V 、熱伝導率 k 、深さ Δz における舗装体内部温度 T_g より推定可能となる。

また、路面温度データから地盤内の温度を求める手法として熱伝導解析があり、 0°C となる深さを求めることで凍結深さを得ることができる。さらに一冬期分の熱収支解析を行うことで、最大凍結深さを求めることが可能となる。

2. 4 凍結深さの計測に関する研究

路盤・路床の凍結深さや融解状況を測定するために用いられている代表的な計測手法としては以下の方法等があり、それぞれ長所と短所がある。

2. 4. 1 メチレンブルー凍結深度計による方法^{33)~37)}

メチレンブルー凍結深度計は、水が凍結する際に異物や不純物を排除しながらほぼ透明な氷を成長させる性質を利用した計測機器であり、濃度 40～60 ppm 程度のメチレンブルー水溶液が内封されたアクリルパイプを土中に埋設し計測を行うものである。冬期に地表面から凍結が進むと、透明（氷）とブルー（メチレンブルー水溶液）の境界が現れる。アクリルパイプを引き出し、境界面までの長さを測定することでその時点の凍結深さを得る。

長所は、凍結深さを明瞭に判定できることである。一方、短所は凍結の判別を目視で行うため自動化が困難な点、供用中の道路に設置した場合には観測にあたり交通規制を要する点、地表面からの融解では不純物を含まないほぼ透明な水と氷の境界が不鮮明となり、融解面の判定に適さない点である。

2. 4. 2 調査孔および開削観測による方法^{33), 35), 36), 37)}

調査孔および開削調査による方法は、舗装断面を直接確認できることが長所であるが、目視で判別する必要があるため自動化が困難であること、観測にあたり交通規制を要する等の短所がある。

2. 4. 3 地中温度測定による方法^{33), 35), 36), 37)}

地中温度測定による方法は、熱電対等の温度センサを地中の鉛直方向に複数点埋設し、温度分布から凍結深さや融解状況を把握するものである。長所としては、常時のモニタリングが可能な点であり、短所としては、凍結およ

び融解の状態を直接的に測定できないため、特に後述するように 0℃付近の温度が深さ方向に広く分布する条件下では凍結・未凍結の判定が難しいことである。

2.4.4 土壌水分計による方法³⁵⁾

土壌水分計による方法は、土壌水分計を地中の鉛直方向に数カ所埋設し、体積含水率の変化から凍結深さや融解状況を把握するものである。長所としては、常時のモニタリングが可能な点であり、短所としては、センサが高価であるため、多点での計測が制約される等がある。また、土壌水分計は交通荷重を受ける場所に埋設した場合、数年程度で破損し計測不能となる場合があり、長期間の計測に不向きである。

2.4.5 電気抵抗や抵抗率，誘電率等による測定方法

以上の他に、最近の国内外の事例^{35)~41)}として、任意の深さの凍結状況と融解状況をリアルタイムでモニタリングする電気抵抗や抵抗率，誘電率等による測定方法がある。この手法は、湿潤状態にある地盤材料が凍結の前後で、電気特性が顕著に変化する特性に着目し、土中の凍結，および融解を判定するものである。

参考文献

- 1) 久保宏：道路の凍上被害と対策，土と基礎，38(5)，pp.77-84，1990.
- 2) 公益社団法人地盤工学会北海道支部：寒冷地舗装工学，pp.3-4，pp.30-31，pp.44-45，2009.
- 3) 土木学会舗装工学ライブラリー6，積雪寒冷地の舗装，pp.29-33，2011.
- 4) 北海道土木技術会 舗装研究委員会：北海道舗装史上，pp.272，1985.
- 5) 公益社団法人日本道路協会：道路工法叢書第9集，1955.
- 6) 公益社団法人日本道路協会：セメント・コンクリート舗装要綱，pp.15-20，1964.
- 7) 公益社団法人日本道路協会：セメント・コンクリート舗装要綱，pp.15-21，1967.
- 8) 公益社団法人日本道路協会：セメント・コンクリート舗装要綱，pp.12-17，1972.
- 9) 公益社団法人日本道路協会：セメント・コンクリート舗装要綱，pp.12-16，1980.

- 10) 公益社団法人日本道路協会：セメント・コンクリート舗装要綱，pp.15-19，1984.
- 11) 公益社団法人日本道路協会：舗装設計便覧，pp.73-74，2006.
- 12) 伊福部宗夫：北海道における道路の凍上・凍結深さおよび置換率に関する研究，土木試験所報告，Vol.26，1962.
- 13) 川端伸一郎，林啓二，亀山修一：地域特性を考慮した n 年確率凍結指数の合理的決定法，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol.67，No.1，pp.98-106，2011.
- 14) 2014 年制定舗装標準示方書：公益社団法人土木学会，pp.154-155，2014.
- 15) Orlands B. Andersland and Duwayne M. Anderson: Geotechnical Engineering for Cold Region, McGraw-Hill Book Co., pp345-355, 1978.
- 16) J. Paul Guyer : An Introduction to Pavement Design in Seasonal Frost Conditions, p.21, 2013.
- 17) Department of Defense United States of America : Pavement Design for Roads and Parking Areas, Unified Facilities Criteria3-250-01, p.79, 2016.
- 18) American Concrete Pavement association : Subgrades and Subbases for Concrete Pavement, pp.33-39, 2007.

- 19) Cold Weather & Concrete Pavements ; Troubleshooting & Tips to assure a Long-Life Pavement, Steven M. Waalkes, p2, 2003.
- 20) Canada, Department of Transport : Pavement Design and Construction Manual, pp.7-8, 1962.
- 21) 菅原輝雄：寒冷地のアスファルト舗装について．アスファルト別冊，No.10, p.10, 1966.
- 22) Pavement Design and Rehabilitation Guideline : City of Toronto, Second Edition 2019, pp.31-32, 2019.
- 23) Norway : Vegbygging, Handbook 018, 1980.
- 24) 伊福部宗夫：道路の凍上対策，土と基礎の設計法，地盤工学会，p207, 1963.
- 25) Finnish Road Administration : Road structures research program 1994-2001 summary report, FinnRA Reports 37/2002, 2002.
- 26) The highway Agency, Scottish Executive, Welsh assembly Government, The Department for Regional Development Northern Ireland : Design Manual for Roads and Bridges, Pavement Design, p.Chapter3Materials1/3, 2006.
- 27) 伊福部宗夫：凍結深さと凍上量の関係，雪氷 27 巻 6 号，pp.12-14, 1965.

- 28) Aldrich,H.P. : Frost Penetration Below Highway and Airfield Pavement,
Bulletin 135, H.R.B., 1956.
- 29) 川端伸一郎, 亀山修一, 高見雅三, 上や光彦 : 凍結指数推定のおける各種確率分散モデルの適合性, 土木学会論文集 C Vol.65 No.3, p717, 2009.
- 30) 武市靖, 久保宏 : AMeDAS データを用いた凍結深さの経時変化の推定手法, 土質工学論文報告集, Vol.31, No.2, pp.217-296, 1991.
- 31) 公益社団法人土木学会 : 環境負荷軽減舗装の評価技術, 舗装工学ライブラリー4, pp. 93-99, 2007.
- 32) 高橋尚人, 徳永ロベルト, 浅野基樹, 石川信敬 : 交通量を考慮した熱収支法による路面温度推定モデルの構築について, 土木研究所寒地土木研究所月報, No.631, pp.28-36, 2007.
- 33) 外塚信, 石崎武志, 間谷邦利 : 現行の凍結深さ計測法の問題点と改善点, 北海道の雪氷, No.14, pp.44-47, 1995.
- 34) 矢作裕 : 釧路と凍土, pp.99-100, pp.143-161, 1996.
- 35) 高見雅三 : 比抵抗モニタリングによる季節凍土の凍結・融解過程の解明, pp.6-11, 2012.
- 36) FHWA: LTPP Seasonal Monitoring Program: Instrumentation Installation and Data Collection Guidelines, FHWA-RD-94-110, pp.II-6-12, 1994.

- 37) Mingu Kang and J.S. Lee: Evaluation of the freezing–thawing effect in sand–silt mixtures using elastic waves and electrical resistivity, Cold Regions Science and Technology 113, pp.1-11, 2015.
- 38) S. Thordarson, N. Jonasson, E. Sveinbjornsson, A. H. Thorolfsson and G. O. Bjornsson: Real-time frost depth model for thaw-induced axle load limitation management, The Proceedings of PIARC International Winter Congress Proceedings, p.2, 2010.
- 39) 高見雅三，土谷富士夫，山口覚：季節凍土における電気探査(2)-比抵抗法二次元解析による比抵抗構造からの凍土挙動の推定-，物理探査第 68 巻第 4 号，pp.289-303，2015.
- 40) 原田鉦一郎，福田正己：凍土の比抵抗値の特性，日本雪氷学会誌雪氷 62 巻 1 号，pp15-22，2000.
- 41) Ronald T. Atkins: Resistivity Probes, Installation and Readout Techniques, MnROAD RESEARCH PROJECT,

第3章 既設コンクリート舗装の調査

3.1 調査目的

積雪寒冷地のコンクリート舗装における現設計法の課題抽出を目的として、資料収集および現地調査を図-3.1.1.の流れで行う。資料収集はコンクリート舗装の施工延長、適用箇所の特徴、舗装構造の把握、および現地調査箇所の抽出を目的に行い、現地調査については、環境条件の整理、供用・損傷状況の把握、損傷要因の検討を目的に実施する。

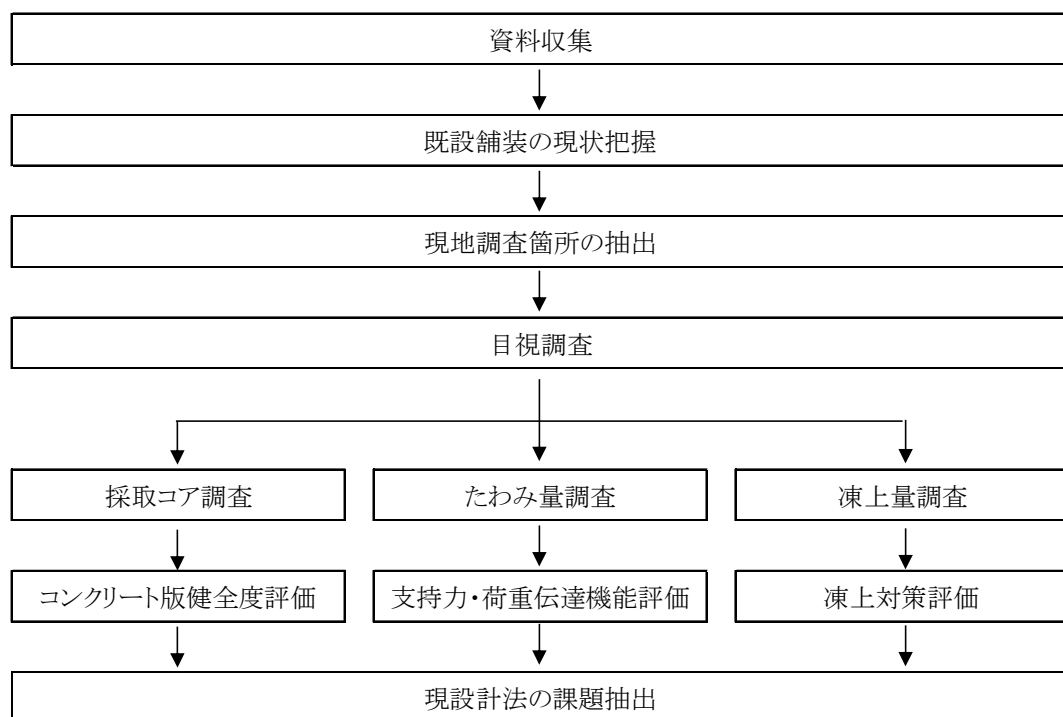


図-3.1.1. 調査の流れ

3.2 調査対象

調査対象は積雪寒冷地である北海道内の国道既設コンクリート舗装とする。資料収集は過年度に施工された既設コンクリート舗装全延長を対象とし、現地調査はトンネル部・覆道部・橋梁部を除外した土工部のコンクリート舗装を選定する。なお、コンクリート舗装がアスファルト混合物でオーバーレイされた区間については、損傷状況の把握や舗装状態の評価適切に行えないことから現地調査の対象から除外する。ただし、舗装修繕工事に伴いアスファルト舗装が切削された期間に調査可能であった箇所については調査対象とする。なお、コンクリート舗装は、普通コンクリート舗装、転圧コンクリート舗装、連続鉄筋コンクリート舗装、プレキャスト製品によるコンクリート舗装に大別されるが、北海道内の国道のコンクリート舗装は試験施工箇所およびトンネル内を除くとほぼ全てが普通コンクリート舗装であることから、普通コンクリート舗装のみを調査対象として選定する。

3.3 調査方法

本研究で実施した調査項目とそれぞれに対応する調査方法を表-3.3.1 に示し、各調査方法について以下に述べる。

表-3.3.1 調査方法および調査項目

調査方法	調査項目
資料収集	
資料収集(全延長)	施工延長・施工条件
資料収集(現地調査箇所)	舗装構成・目地間隔ほか
現地調査	
目視調査	損傷状況
コア採取	曲げ強度
	中性化深さ
	塩化物イオン濃度
FWD調査	舗装体支持力
	荷重伝達率
凍上量調査	凍上量

3.3.1 資料収集

積雪寒冷地におけるコンクリート舗装の施工時期, 施工延長, 計画交通量, 供用状況を把握するため, 北海道開発局道路現況調書¹⁾を用いて資料収集を行う。舗装種別毎の延長を地域別(開発建設部別)に整理する。また, 現地調査箇所については, 施工年次, 舗装構成, 目地間隔, 鉄網, ダウエルバーの有無について舗装定規図等より整理する。さらに, 北海道開発局の舗装管理支援システム²⁾を用いて, コンクリート舗装およびこれに近接するアスファルト舗装において, 供用年数, 交通量が同程度であり施工後一度も補修履歴のない区間を抽出し, 供用性状を比較する。

第3章 既設コンクリート舗装の調査

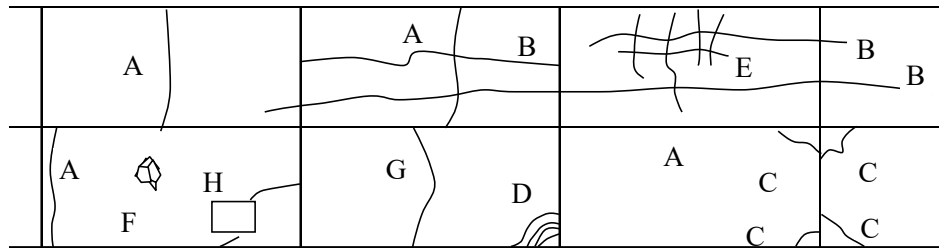
3.3.2 目視調査

対象とするコンクリート舗装区間全延長に対し、徒歩による目視調査を行い、コンクリート舗装の損傷形態および損傷要因の把握を行う。損傷要因については舗装の維持修繕ガイドブック 2013³⁾、舗装の維持修繕⁴⁾を参考に表-3.3.2 とおりに、ひび割れの発生要因については図-3.3.1 に基づき分類する。

表-3.3.2 損傷の種類と要因

損傷の種類		主な原因等	原因と考える層	
			路面	コンクリート版以下
ひび割れ	初期ひび割れ	施工時の乾燥・急激な温度変化	○	○
	隅角部	路盤・路床の支持力不足 目地構造・機能の不完全 コンクリート版厚の不足 地盤の不等沈下 凍上 コンクリート品質の不良 疲労破壊		◎
	縦・横断方向			◎
	亀甲状			◎
	構造物付近			◎
段差	版と版	ダウエルバー・タイバーの機能不全 ポンピング現象 路床・路盤の転圧不足 路床・路盤の支持力不足		◎
	版とアスファルト舗装		○	○
	構造物付近			◎
目地部	目地材の破損	目地材の老化・硬化・軟化・脱落・はみだし	◎	
	目地縁部の破損	目地構造・機能の不全	○	○
平坦性	縦断方向の凹凸	地盤の不等沈下 路床・路盤の支持力不足	○	○
わだち	摩耗	スパイクタイヤ・タイヤチェーンの走行等	◎	
その他	はがれ（スケーリング）	凍結融解作用・施工不良・転圧不足	◎	
	穴あき	コンクリートへの不良材料の混入、 コンクリート・骨材の品質不良	◎	
	座屈（ブローアップ・クラッシング）	目地構造・機能の不全		◎
	版の持ち上がり	凍上抑制層厚の不足		◎
	路盤のエロージョン	ポンピング作用による路盤の浸食		◎

◎：原因として可能性が高いもの ○：原因として可能性のあるもの



番号	ひび割れの種類	主な原因
A	横断ひび割れ	供用による疲労、設計不良、施工不良、凍上
B	縦断ひび割れ	供用による疲労、沈下、凍上
C	隅角ひび割れ	供用による疲労
D	Dクラック	材料不良
E	面状、亀甲状	供用による疲労
F	乾燥によるひび割れ	施工不良
G	円弧状ひび割れ	施工不良
H	不規則ひび割れ（拘束ひび割れ）	設計不良

図-3.3.1 ひび割れの発生要因

3.3.3 採取コアによる調査

既設コンクリート舗装版より、径 100 mm のコアカッターを用いて深さ方向にコンクリート版を貫通させ写真-3.3.1 のように円形供試体を車両走行部より採取し、以下の 3 試験を実施する。



写真-3.3.1 採取供試体

第3章 既設コンクリート舗装の調査

1) 舗装厚測定

円形供試体を用いてコンクリート舗装版厚をノギスにより計測し、設計厚との比較を行う。これにより摩耗量を把握する。また、断面観察を行い補修履歴の有無について把握する。

2) 圧縮強度

円形供試体を用いて圧縮強度試験（JIS A 1108）を行い、圧縮強度 f_c を求め、舗装設計施工指針⁵⁾に示されている「舗装用コンクリートの曲げ強度とその他の強度の換算式」である式(3.3.1)より曲げ強度 f_b を推定する。

$$f_c = \left(\frac{f_b}{0.42} \right)^{1.5} \quad (3.3.1)$$

コンクリート舗装版は、設計曲げ基準強度が定められており、本来であれば曲げ試験用供試体の寸法 10 cm×10 cm×40 cm を用い、曲げ強度を測定し、設計曲げ基準強度との比較し、強度比較を行うことが望ましいが、既設舗装からの供試体採取の難易度を考慮し、径 10 cm の円形の供試体を用いて圧縮強度から曲げ強度を推定する手法を用いる。なお、供試体はコンクリートの強度を適切に評価できるよう断面に鉄網を含まないものを用いる。

3) 塩化物イオン量

円形供試体を舗装表面から 25 mm または 30 mm ピッチで切断し、硬化コンクリート中に含まれる塩化物イオンの試験（JIS A 1154 【全塩分】）を実施し、硝酸による塩化物イオンの抽出により各層の塩化物イオン量(kg/m³)を計測する。コンクリート舗装には、鉄網やダウエルバーがあり、海水や凍結防止剤等のこれら鋼材への影響を把握するため実施する。

4) 中性化深さ

円形供試体を2つに分割し、中性化の影響を測定するため、中性深さ測定（JIS A 1152【フェノールフタレイン法】）を実施し、アルカリ性で赤紫色を呈するフェノールフタレイン試薬を用いて中性化領域を判断し、路面側からの中性化深さを測定する。コンクリートは、大気中の二酸化炭素などの影響によりPHが低下し、これがコンクリート中の鋼材位置まで達すると鋼材腐食が生じやすくなる。本測定は、塩分含有量試験に同じく鋼材が腐食する可能性を照査するために実施する。

3.3.4 FWDによるたわみ量調査

写真-3.3.2 に示す寒地土木研究所の所有する車載型の複重錘式の FWD 試験装置を用いて FWD によるたわみ量調査⁶⁾を実施し、舗装体の支持力と目地部の健全度を評価する。

図-3.3.2 に目地部の健全度を評価する荷重伝達率⁶⁾について概略を示す。FWD 試験装置の載荷版をコンクリート舗装版の端部に載荷し、載荷版中心のたわみ量 D_0 と、隣接するコンクリート舗装版上の載荷版中心から 300 mm 離れたたわみ量 D_{300} を測定し、測定値を式(3.3.2)に代入し、荷重伝達率 E_{ff} を計算する。



写真-3.3.2 調査に用いた FWD 試験装置

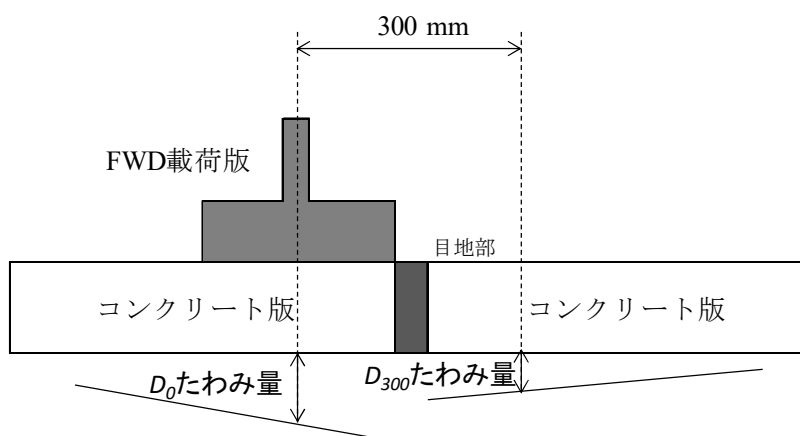


図-3.3.2 荷重伝達率の計測概略

$$E_{ff} = D_{300} \div \{(D_0 + D_{300}) \div 2\} \times 100 \% \quad (3.3.2)$$

この数値が、65 %以下であると荷重伝達が不十分であり、80 %以上であればダウエルバーが正常に機能し目地部の伝達が良好であると評価される⁷⁾。

3.3.5 凍上量測定

舗装体に凍結が入り凍上が生じる前の秋期の路面の高さと、舗装体に凍結が入り凍上量が最大となると考えられる冬期の路面の高さを計測し、秋期と冬期の路面高さの差より凍上量を求める。路面高さの計測にはレベル測量を用い、基準点は凍上による高さ変化の起こらない凍結深さよりも深く基礎が設けられている道路構造物とする。北海道地域では、2月下旬から3月上旬に凍上量が最大となることから、冬期における路面高さの計測はこの時期に実施し、2回の計測のうち路面の隆起量がより大きな時期の値を用いて最大凍上量を整理する。

3.4 調査結果

3.4.1 資料収集調査結果

北海道内の国道の舗装延長を舗装種別毎に集計した結果を図-3.4.1、図-3.4.2に示す。図-3.4.1は資料収集を実施した平成26年度の値を、図-3.4.2は最新の平成31年度の値を示している。

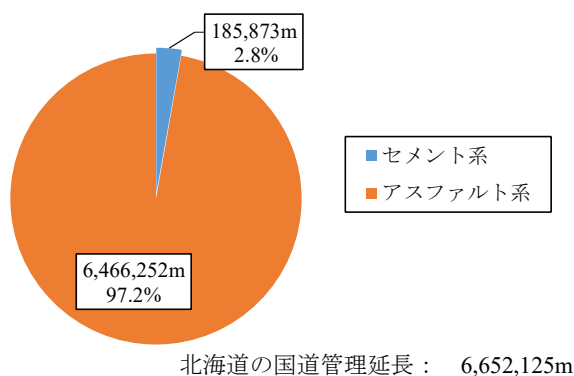


図-3.4.1 北海道内の国道舗装延長（平成26年度）

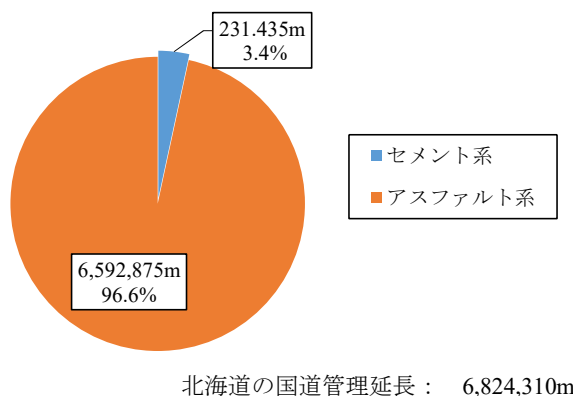


図-3.4.2 北海道内の国道舗装延長（平成31年度）

何れの年度においてもセメント計舗装に分類されるコンクリート舗装は3 %程度と、採用実績が少ないことが分かる。なお、平成 26 年度から平成 31 年度にかけてコンクリート舗装延長が若干伸びているが、これはこの期間に新たトンネルが多く開通しており、トンネル内舗装にコンクリート舗装が用いられていたことに起因する。

次に、平成 31 年の北海道内における国道の舗装種別延長について、地域別に集計した結果を表-3.4.1 に示す。なお地域区分は北海道開発局の開発建設部区分を用いている。セメント系舗装の割合は地域によって大きく異なり、0.5~12.4 % となっている。セメント系舗装の割合の高い地域は、順に小樽、留萌、室蘭、函館、札幌となっており、北海道内では比較的冬期間温暖な地域であった。また、セメント系舗装の延長内訳に着目すると何れの地域においても大半がトンネル・覆道等箇所となっており、土工部ではコンクリート舗装の採用は少なくほぼアスファルト舗装が採用されていることが分かる。

表-3.4.1 地域別舗装延長（平成 31 年度）

開発建設部	アスファルト系 (m)	セメント系 (m)	セメント系舗装 の比率 (%)	セメント系舗装内訳	
				トンネル・覆道 等延長 (m)	土工部 延長 (m)
札幌	972,990	29,817	3.1	27,187	2,630
函館	666,113	26,945	4.0	26,675	270
小樽	435,128	53,795	12.4	50,957	2,838
旭川	759,804	19,605	2.6	19,605	0
室蘭	670,035	33,399	5.0	33,399	0
釧路	889,710	22,321	2.5	22,321	0
帯広	737,002	12,958	1.8	12,958	0
網走	903,351	13,648	1.5	13,648	0
留萌	265,180	17,513	6.6	11,944	5,569
稚内	293,562	1,434	0.5	1,434	0
合計	6,592,875	231,435	3.4	220,128	11,307

第3章 既設コンクリート舗装の調査

次に、交通量区別に着目し、それぞれの区分に該当する土工部のコンクリート舗装施工延長を整理した。表-3.4.2 は施工年度別延長を整理したものであり、表-3.4.3 はアスファルト混合物によってオーバーレイされたコンクリート舗装の延長と、その要因を検討するため、舗装設計便覧に示されている交通量区分に対して決まるコンクリート版厚を満たしていない舗装延長、および置換率 70 %を満たさない舗装延長について整理したものである。

表-3.4.2 コンクリート舗装の交通量区分と施工年次

		舗装施工延長(m)				
施工年次		昭和20年代	昭和30年代	昭和40年代	昭和50年代	昭和60年代以降
交通 量 区 分	N ₇	23,897	-	901	1,502	89
	N ₆	1,893	9,619	5,202	-	-
	N ₅	-	-	-	8,095	-
	N ₄	-	-	-	-	2,838
合計		25,790	9,619	6,103	9,597	2,927

表-3.4.3 交通量区分による整理結果

交通量 区分	総延長 (m)	コンクリート舗装 露出延長(m)	アスファルト混合物 によるオーバーレイ 延長(m)	コンクリート版厚 不足延長(m)	70%置換率未満の 区間(m)
N ₇	26,389	0 (0%)	26,389 (100%)	26,389 (100%)	11,568 (44%)
N ₆	16,809	0 (0%)	16,809 (100%)	16,809 (100%)	4,291 (26%)
N ₅	8,095	7,928 (98%)	167 (2%)	0 (0%)	0 (0%)
N ₄	2,838	2,838 (100%)	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)
全体	54,131	10,766 (20%)	43,365 (80%)	43,198 (80%)	15,859 (29%)

表-3.4.2 より交通量区分が上位の施工箇所は古い年次に施工されており、近年の採用は少ない傾向にある。表-3.4.3 に示したアスファルト混合物によるオーバーレイされた舗装延長割合は、N₇、N₆では 100 %である。また、交通量区分に対して決まるコンクリート版厚が現在の設計厚を満たしてい

ない舗装延長割合も N_7 , N_6 では 100 %となっている。これは実際の交通量が設計当時の交通量の増加予測を上回ったためと考えられる。さらに、設計に対し置換厚が不足している舗装延長割合は N_7 , N_6 が N_5 , N_4 と比較して高い傾向にある。アスファルト混合物によるオーバーレイの理由について記録が残っていないため一概には言えないが、 N_7 , N_6 区分のコンクリート舗装においては、交通量に対して版厚が不足し疲労破壊に至ったこと、および置換厚が不足し凍上による影響により損傷が生じたことが、アスファルト混合物によるオーバーレイの一因になったと推測される。

一方、 N_5 , N_4 区分のコンクリート舗装は、設計上必要な舗装版厚を満たしており、置換率は全ての延長で 70 %以上となっている。このことから、舗装版の損傷が比較的軽度であり現在においてもコンクリート舗装版が露出したまま供用されていると推察される。

以上より、交通量区分により設計条件および現在の供用状態が異なることが判明したことから、現地調査箇所を表-3.4.4 のとおり抽出した、

表-3.4.4 目視調査箇所の設計条件

調査箇所	略称	施工年	調査時の 供用年数	版厚 (mm)	交通量 区分	必要 版厚 (mm)	置換厚 (mm)	路床土の 凍上性	10年確率理論 最大凍結深さ の70%(mm)	20年確率理論 最大凍結深さ (mm)	アスファルト 混合物による オーバーレイ
一般国道229号 神恵内村	神恵内	平成7 ～8年	19～20年	200	N_4	200	600	非凍上性	600	900~1,000	無
一般国道231号 増毛町雄冬	増毛	昭和55 ～61年	29～35年	250	N_5	250	650	凍上性	600	1,000	無
一般国道231号 石狩市浜益	石狩	昭和54 ～58年	32～36年	250	N_5	250	450	非凍上性	600	1,000	無
一般国道5号 森町上台	森	昭和47年	40年	250	N_6	280	700	凍上性	600	1,000	有
一般国道5号 札幌市手稲	札幌	昭和28年	59年	200	N_7	300	990	凍上性	700	1,100	有

各調査箇所の施工年次、目視調査実施時点での供用年数、施工時のコンクリート舗装版厚、現在の交通量区分、交通量区分にあせて現在の設計条件で

第3章 既設コンクリート舗装の調査

必要となるコンクリート舗装版厚（以下、必要版厚）、置換厚、路床土の凍上性、10年確率理論最大凍結深さの70%にあたる深さ、20年確率理論最大凍結深さ⁸⁾、およびアスファルト混合物によるオーバーレイの有無を整理した。なお、調査箇所名については、以下、表中の略称を用いる。

アスファルト混合物によりオーバーレイされている森、および札幌においては、コンクリート舗装版厚が現在の設計条件に必要な版厚を満たしていないとともに、20年確率理論最大凍結深さよりも置換厚は小さい。一方、神恵内、増毛、石狩においては、コンクリート舗装版厚が現在の設計条件に必要な版厚を満たしており、神恵内、石狩においては、路床土が非凍上性となっており凍上が生じない条件であると考えられる。増毛においては置換率70%を満たしているが、20年確率理論最大凍結深さまでは置換されていないため、凍上の影響を受けている可能性がある。

次に、現地調査箇所に抽出した箇所においてコンクリート舗装が露出している神恵内、増毛、石狩の供用性状について、北海道開発局の舗装管理支援システムを用い整理した。なお、比較対象として同時期に近接して施工されたアスファルト舗装区間の供用性状も併せて整理している。表-3.4.5 に対象とした箇所を示す。各区間の供用年数は25～30年程度であり、長期供用性状について評価可能と判断する。

表-3.4.5 コンクリート舗装の供用性状

調査箇所	舗装種別	舗装延長 (m)	調査時時点の 供用年数(年)	大型車交通量 (台/日)
神恵内	コンクリート舗装	2,838	27	39
	アスファルト舗装	1,420	26	39
増毛	コンクリート舗装	5,449	27	169
	アスファルト舗装	857	25	169
石狩市	コンクリート舗装	2,479	30	374
	アスファルト舗装	1,015	32	374

1) 平坦性

対象箇所の平坦性を図-3.4.3に示す。コンクリート舗装の値は横収縮目地があるにもかかわらずアスファルト舗装の8～9割程度の値となっており、コンクリート舗装はアスファルト舗装に比べ、比較的平坦性に優れる状態を維持していることがわかる。

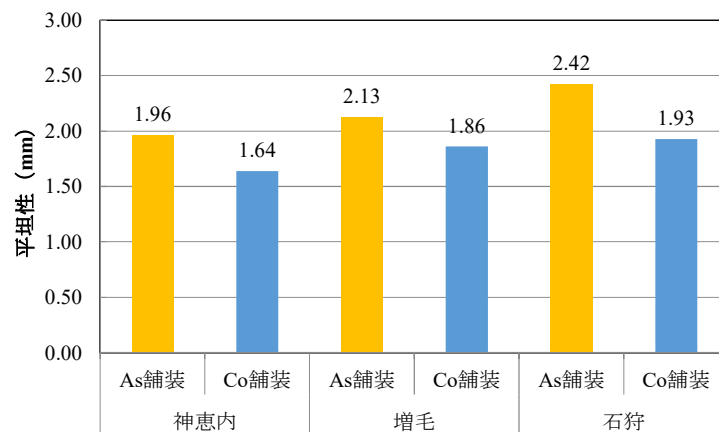


図-3.4.3 平坦性

2) わだち掘れ量

対象箇所のわだち掘れ量を図-3.4.4に示す。コンクリート舗装にも一定のわだち掘れが発生しているが、これは何れの箇所においてもスパイクタイヤが禁止される平成3年より以前に供用が開始されていることから、スパイクタイヤによる影響が含まれていると推察される。また、何れの調査箇所においてもコンクリート舗装はアスファルト舗装よりも低い値を示していることがわかる。わだち掘れ量に差がみられた要因として、アスファルト舗装は夏季の高温時に流動によるわだちが発生するが、コンクリート舗装では流動が発生しないことが影響しているものと考えられる。

第3章 既設コンクリート舗装の調査

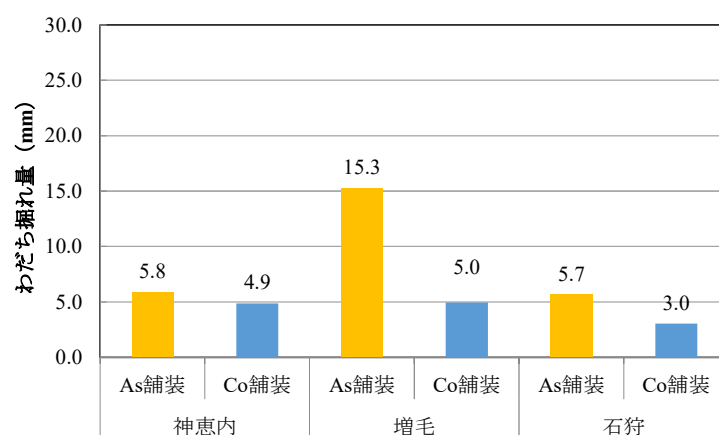


図-3.4.4 わだち掘れ量

3) ひび割れ率

対象箇所のひび割れ率を図-3.4.5に示す。コンクリート舗装については、ひび割れ度として舗装管理支援システム²⁾で管理されていることから、アスファルト舗装のひび割れ率と比較するため、(社)セメント協会の報告⁹⁾を参考にひび割れ率に換算している。なお、本対象区間のひび割れ度は全て5cm/cm²以下であったため、上記に則ると、「ひび割れ度＝ひび割れ率」となる。

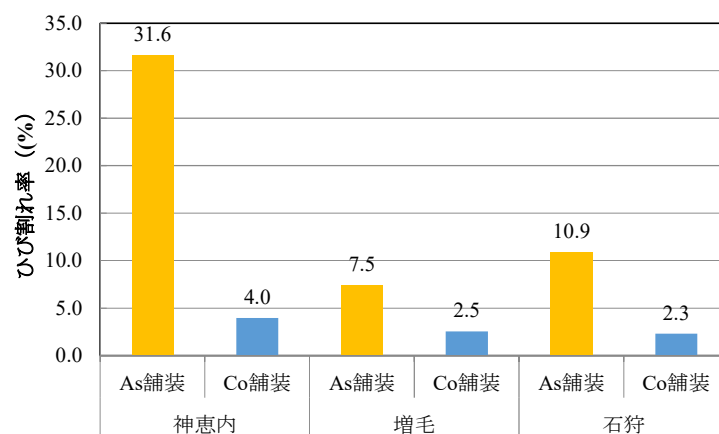


図-3.4.5 ひび割れ率

何れの箇所においてもコンクリート舗装の値がアスファルト舗装の値を下回り、特に神恵内ではアスファルト舗装の値がコンクリート舗装の値の約8倍となっており、その差が顕著である。

今回対象とした調査箇所においては、何れの箇所においてもコンクリート舗装がアスファルト舗装よりも長期供用性状に優れる結果となり、積雪寒冷地においても、高耐久、長寿命化が期待できる舗装であると判断される。

以上より、資料収集から以下のことが明らかとなった。

- ・現在コンクリート舗装はほぼトンネル・覆道等箇所に限られて採用されており、土工部では採用が少ない。
- ・交通量区分 N_7 、 N_6 の箇所に施工されたコンクリート舗装は、現在アスファルト混合物により全てオーバーレイされており、これらの箇所では現在の設計基準に照らし合わせると舗装版厚が全ての箇所で不足するとともに、置換厚が不足している箇所が散見された。
- ・交通量区分 N_5 、 N_4 の箇所に施工されたコンクリート舗装は、現在の設計基準を満たしており、ほぼ全ての箇所でコンクリート舗装版が露出した状態で供用されており、供用性状は近接する供用年数が同程度のアスファルト舗装区間と比較して良好な状態である。

3.4.2 目視調査結果

目視調査を平成27年度に実施した。実施箇所の設計条件を図-3.4.6に示す。神恵内、増毛、および、石狩はコンクリート舗装版が露出しているが、森と札幌はコンクリート舗装版がアスファルト混合物によってオーバーレイされている。このため、後者は舗装補修工事の際にアスファルト混合物が切削された箇所を調査対象とした。

第3章 既設コンクリート舗装の調査

神恵内

コンクリート舗装 t=200 mm	当初曲げ強度	—
切込碎石40mm級 t=250 mm	鉄網	異形丸鋼6 mm
切込碎石80mm級 t=15 mm or 0 mm		鉄筋量：3.0 kg/m ²
岩盤	ダウエルバー	有
	設計舗装厚	200 mm

森

コンクリート舗装 t=250 mm	当初曲げ強度	4.4 MPa
切込碎石30mm級 t=350 mm	鉄網	異形丸鋼6 mm
		鉄筋量：3.2 kg/m ²
砂 t=10 cm	ダウエルバー	有
路床(火山灰質砂)	設計舗装厚	250 mm

増毛

コンクリート舗装 t=25 mm	当初曲げ強度	4.8～5.2 MPa
切込碎石30mm級 t=15 mm	鉄網	異形丸鋼6 mm
切込碎石40mm級 t=25 mm		鉄筋量：3.2 kg/m ²
粗粒材 t=15 mm	ダウエルバー	有
路床(礫質土)	設計舗装厚	250 mm

札幌

コンクリート舗装 t=200 mm	当初曲げ強度	3.9MPa
切込碎石30mm級 t=60 mm	鉄網	無
切込碎石60mm級 t=630 mm	ダウエルバー	無
路床	設計舗装厚	200 mm

石狩

コンクリート舗装 t=250 mm	当初曲げ強度	5.1～5.2 MPa
切込碎石30mm級 t=200 mm	鉄網	異形丸鋼6mm
		鉄筋量：3.2kg/m ²
凍上・風化の おそれがない岩ズリ	ダウエルバー	有
	設計舗装厚	250 mm

図-3.4.6 調査箇所の舗装設計条件

1) コンクリート舗装露出部

神恵内，増毛，石狩における目視調査結果を図-3.4.7 に示す．損傷区分は表-3.3.2 により行い，損傷の件数はコンクリート舗装版 1 枚単位でカウントし，同じコンクリート舗装版に同一の損傷があった場合も 1 件としてカウントしている．調査延長は 10.8 km であり，これは調査を実施した平成 27 年度における北海道内の国道土工部のコンクリート舗装総延長 11.3 km の 95.6 %にあたる．

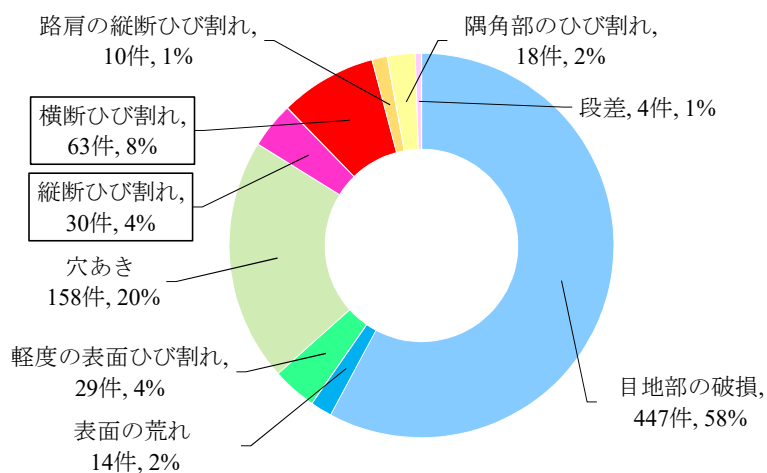


図-3.4.7 目視調査結果（神恵内・増毛・石狩）

損傷の内訳を見ると、写真-3.4.1 に示す目地材の抜け出し等による目地部の損傷が 58%，次いで、写真-3.4.2 に示す穴あき（ポップアウト等）が 20%，構造的な損傷である写真-3.4.3 に示す横断ひび割れ 8%，写真-3.4.4 に示す縦断ひび割れが 4%発生している．維持管理の不良による目地部の損傷や、軽度な損傷であるコンクリート舗装版表面損傷が 84%を占めており、構造的な損傷は 16%であった．

構造的な損傷である縦・横断ひび割れの原因は図-3.3.1 より、供用による疲労、設計不良、施工不良、および凍上と考えられ、供用による疲労以外の要因による場合は設計面からの改善が必要と考えられる．



写真-3.4.1 目地部の損傷



写真-3.4.2 穴あき（ポップアウト等）

第3章 既設コンクリート舗装の調査



写真-3.4.3 横断ひび割れ



写真-3.4.4 縦断ひび割れ

ここで、凍上と構造的な損傷の関係を把握するため、舗装断面別に構造的損傷件数を整理する。対象箇所は、路床土が非凍上性であり凍上が生じないと想定される神恵内と、路床土が NEXCO 基準の凍上試験で不合格である増毛を選定した。なお、石狩は超波柵設置工事や落石防護柵設置工事等の防災工事に伴うコンクリート舗装への影響と供用による影響を区別することが困難な損傷箇所があったため、比較対象から除外した。路床土の凍上性と構造的損傷件数の関係を表-3.4.6 に示す。

表-3.4.6 路床土の凍上性と構造的損傷件数の関係

調査箇所	神恵内	増毛
路床土	岩盤【非凍上性】	粗粒材【凍上性】および レキ質土【凍上性】
横断ひび割れ件数(件)	0	40
縦断ひび割れ件数(件)	0	7
ひび割れ発生頻度 (件/km)	0.00	8.63

ひび割れ発生件数は、コンクリート舗装版一枚単位とし、一枚のコンクリート舗装版に同じ種類のひび割れが 2 本以上発生している場合も 1 件とカウントしている。また、横断ひび割れは、版の横断方向に貫通するものを、縦断ひび割れは、版の縦断方向に版延長の半分以上の延長を集計し、軽度な

ひび割れは除外している。表-3.4.6 より路床土が非凍上性の神恵内では、構造的なひび割れである縦・横断ひび割れがともに発生していないのに対し、路床土が凍上性である増毛においては、横断ひび割れが 40 件、縦断ひび割れが 7 件と構造的なひび割れが多数確認された。この結果から、路床の凍上性がコンクリート舗装版の構造的な損傷の一因となっていることが伺える。

2) アスファルト舗装によるオーバーレイ部

森、手稲において、舗装補修時にアスファルト舗装が切削された後のコンクリート舗装版の状況を調査した。切削後の路面状況をそれぞれ写真-3.4.5、写真-3.4.6 に示す。双方とも面状、亀甲状にひび割れが発生しており、図-3.3.1 の区分によると供用による疲労と判断される。また、これらの損傷に至る前に、横断ひび割れや縦断ひび割れが発生していたと考えられることから、供用による疲労のほかに、設計不良、施工不良、および凍上の影響が考えられる。森、札幌ともに、表-3.4.4 より計画交通量に対しコンクリート舗装版厚が不足していることから、版厚不足により疲労による損傷が発生した可能性が高いと考えられる。また、置換厚は双方とも 20 年確率理論最大凍結深さより小さいため、凍上により損傷が発生した可能性も考えられる。



写真-3.4.5 森



写真-3.4.6 手稲

第3章 既設コンクリート舗装の調査

以上より、目視調査から以下のことが明らかとなった。

- ・現在コンクリート舗装版が露出した状態で供用している箇所への損傷は、目地部の損傷や、軽度な舗装版表面損傷が 84 %を占め、構造的な損傷は 16 %である。また、構造的な損傷である縦・横断ひび割れの原因は、路床の凍上性の調査箇所でも多数確認された。
- ・アスファルト混合物によるオーバーレイされている箇所の損傷は、面状、亀甲状であり、版厚不足により疲労による損傷が発生した可能性が高く、置換厚が 20 年確率理論最大凍結深さより小さいことから、凍上により損傷が発生した可能性も考えられる。

3.4.3 採取コアによる調査結果

道路管理者より許可を得た神恵内以外の 4 箇所において平成 25 年度にコア採取を実施した。円形供試体を用いた調査結果について以下に示す。

1) 舗装厚測定

採取した供試体と設計舗装厚を比較した結果を表-3.4.7 に示す。森においては、補修の履歴が確認され、198 mm の位置において増厚された跡が認められた。増毛および石狩では計画舗装厚と採取コアの舗装厚が概ね一致した。一方、森の補修前、および札幌の舗装厚は、設計舗装厚から大きく減少していた。この要因として、全ての路線がスパイクタイヤの使用が「スパイクタイヤ粉じんの発生防止に関する法律」によって禁止される平成 3 年以前に施工されているが、増毛・石狩の交通量区分は N_5 であり、森が N_6 、札幌が N_7 であること、および森・札幌のほうが施工年次の古いことから、通過交通量の違いによって摩耗量に差が現れたものと考えられる。

なお、工事記録によると森のコンクリート舗装の補修工事が昭和 55～58 年に実施され舗装厚を増厚しており、その以降の舗装厚減少量は 3 mm とな

っていることから、過去においては、スパイクタイヤの使用による摩耗が著しく舗装厚の大幅な減少を引き起こしていたが、スパイクタイヤの使用が禁止されている現在においては、摩耗による舗装版厚の減少は小さいと考えられる。

表-3.4.7 採取コアによる舗装厚

調査箇所	設計舗装厚 (mm)	採取コアによる 舗装厚 (mm)	補修前舗装厚 (mm)	施工年次	現在における 交通量区分
増毛	250	268	—	昭和55～61年	N ₅
石狩	250	245	—	昭和54～58年	N ₅
森	250	247	198	昭和47年	N ₆
札幌	200	156	—	昭和28年	N ₇

2) 圧縮強度

採取した円形供試体を用いて圧縮試験を実施して圧縮強度を計測し、式(3.3.1)より換算曲げ強度 f_b を求めた。各調査箇所の最大値、最小値および平均値を図-3.4.8に示す。

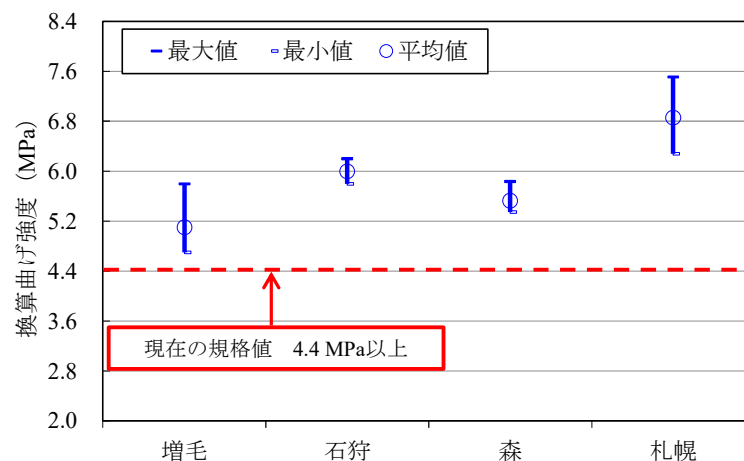


図-3.4.8 換算曲げ強度

第3章 既設コンクリート舗装の調査

森，および札幌では写真-3.4.5，写真-3.4.6 に示したとおり双方とも面状，亀甲状のひび割れが発生していたが，コンクリート舗装版の強度低下は見られず，何れの箇所においても現在の曲げ強度の規格値である 4.4 MPa を満足しており，強度低下が疑われる値は認められなかった。

3) 塩化物イオン濃度

採取した円形供試体を用いて深さ別に塩化物イオン濃度を計測し，舗装表面と鋼材設置位置の値を整理したものを表-3.4.8 に示す。

表-3.4.8 採取コアの深さ別塩化物イオン濃度

	塩化物イオン濃度(kg/m ³)		鉄網設置深さ (路面からの深さ)	ダウエルバー 設置深さ (路面からの深さ)
	舗装表面	鉄網位置		
増毛	8.0	0.2	約80 mm	約120 mm
石狩	17.5	1.4	約80 mm	約120 mm
森	4.9	0.8	約80 mm	約120 mm
札幌	3.2	0.2	約60 mm	約100 mm

舗装表面の塩化物イオン濃度は 3.2~17.5 kg/m³ となっており，海岸線沿いに位置する石狩，増毛で 8.0~17.5 kg/m³ と特に高い値となっている。これは海水が路面に打ち上げられる環境であるためと考えられる。また，海岸線沿いに位置しない森，札幌においても凍結防止剤として塩化ナトリウム等が散布される環境のため舗装表面で塩化物イオン量が高くなったと推察される。

一方，鋼材の配置されている深さに着目すると，鉄網の設置深さにおいても最大で 1.4 kg/m³ であった。鋼材に腐食が発生し，断面欠損が見られるなど構造物の劣化が進行していると考えられ，補修が望ましいとされる段階の塩化物イオン量は 2.5 kg/m³ とされているが¹⁰⁾，鉄網設置深さでこの値を上回る箇所は確認されなかった。なお，何れの供試体においても，鋼材の腐食は確認されず，鋼材設置深さにおけるひび割れ等は見られなかった。

4) 中性化深さ

採取した円形供試体とフェノールフタレイン試薬を用いて中性化領域を判断し、表面からの深さを計測した結果を、図-3.4.9 に示す。何れの箇所も中性化深さは 15 mm 以内であり、表-3.4.8 に示した鉄網の設置されている 80~100 mm までは達していない状況であった。

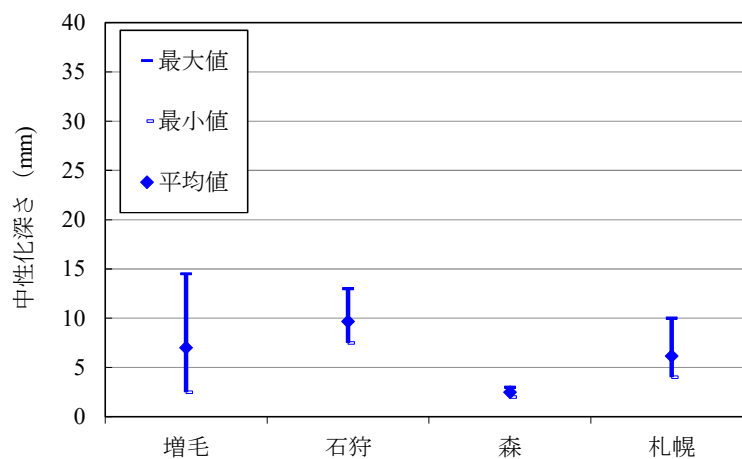


図-3.4.9 中性化深さ

以上より、コア採取から以下のことが明らかとなった。

- ・交通量の多い箇所においては、スパイクタイヤの使用禁止以前において、摩耗による舗装厚の減少が確認されたが、スパイクタイヤの使用が禁止された現在においては、摩耗による舗装厚の減少はわずかである。
- ・全ての調査箇所において、換算曲げ強度は現在の曲げ強度の規格値を満たしており、コンクリート舗装版の強度は健全な状態である。
- ・全ての調査箇所において、鋼材設置深さにおける塩化物イオン濃度は補修基準値以下であり、中性深さは鋼材深さに達しておらず、何れの供試体においても、鋼材の腐食および鋼材の設置深さにおけるひび割れ等の損傷は生じていない。

3.4.4 FWD によるたわみ量調査

平成 25 年 9 月に道路管理者より許可を得た石狩において、コンクリート舗装版の目地部における FWD 調査を 24 箇所を実施した。荷重条件 98 kN における載荷板直下のたわみ量 D_0 を図-3.4.10 に、荷重伝達率を図-3.4.11 に示す。

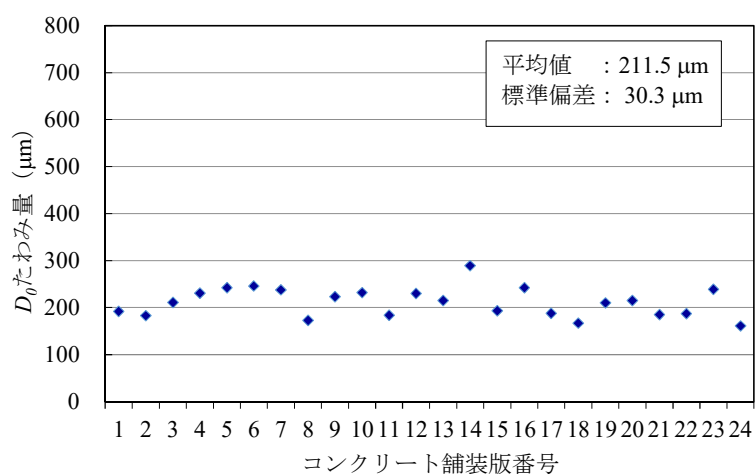


図-3.4.10 D_0 たわみ量

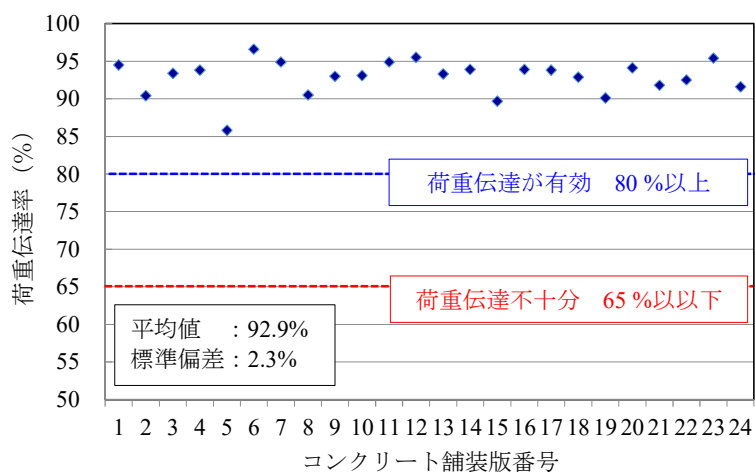


図-3.4.11 荷重伝達率

舗装体全体の支持力を表す D_0 たわみ量は、平均値 211.5 μm 、標準偏差 30.3 μm であり、概ね均一な状況であった。荷重伝達率は、平均値 92.9 %、標準偏差 2.3 % であり、荷重伝達率の評価基準に照らし合わせると、ダウエルバーによる荷重伝達が有効に機能している場合は 80 % 以上 に全数が入る結果となった。

以上より、石狩においては、舗装体としての支持力は均等に得られていること、およびダウエルバーによる荷重伝達は有効に機能しており、コア採取結果と併せると顕著な腐食は生じていないものと判断される。

3.4.5 凍上量測定結果

コンクリート舗装版が露出している調査箇所で、20 年確率理論最大凍結深さ内に凍上性の路床土がある増毛において、平成 28 年 12 月 13 日から平成 29 年 3 月 9 日にかけてレベル測量による凍上量測定を実施した。測定は、図-3.4.12 に示す構造的な損傷である横断ひび割れが確認されたコンクリート舗装版で実施した。結果を図-3.4.13 に示す。

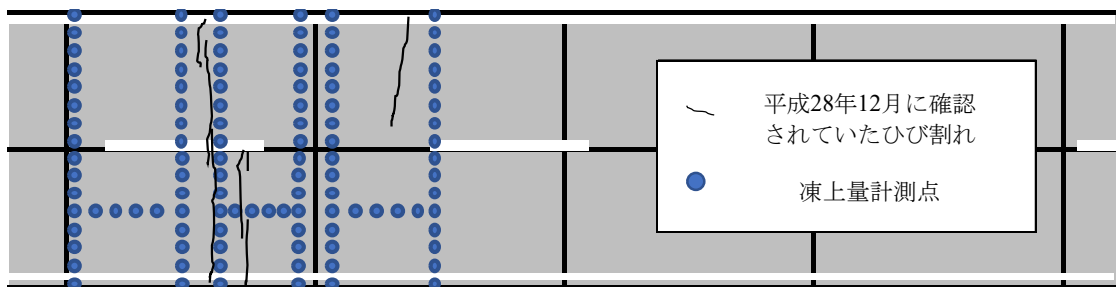


図-3.4.12 凍上量測定箇所概要

第3章 既設コンクリート舗装の調査

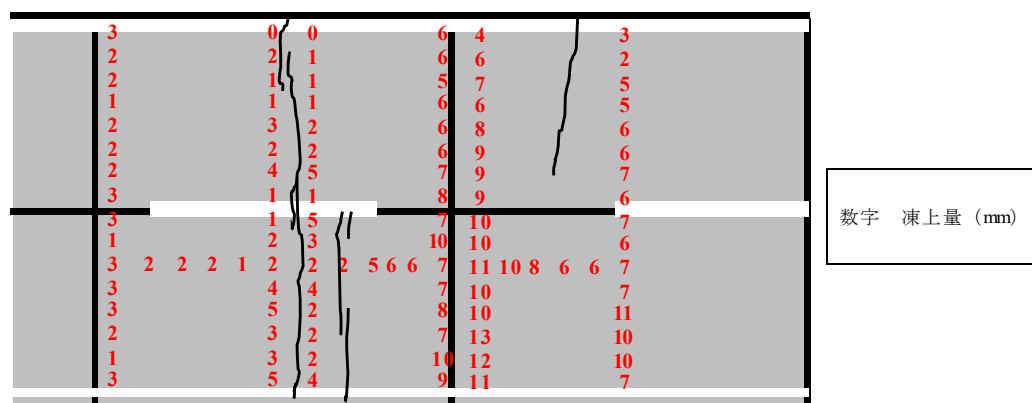


図-3.4.13 凍上量測定結果

また、気象条件および最大凍上量を表-3.4.9に示す。平成29年2月に最大凍上量が観測され、その値は13mmであった。修正Berggren式を用いて凍結指数より算出した既存設計凍結深さは700mmと切込碎石による置換深さ650mmを上回ったことから、凍上性の材料が存在する深さまで凍結が入り、凍上が生じたものと考えられる。

表-3.4.9 気象条件および最大凍上量

	調査年の値	過去10年の平均値
最大凍上量 (mm)	13	-
最大凍上量観測日	平成29年2月22日	-
凍結指数 (°C/days)	272.4	256.6
既存設計凍結深さ(mm) 【修正Berggren式】	700	-
置換深さ(mm)	650	-

さらに、凍上が確認されたコンクリート舗装版において平成29年4月26日に目視調査、およびコンクリート舗装版下の支持力を把握するためにFWD調査を実施した。

目視調査の結果，最大凍上量を観測した2月22日には確認されていなかった新たなひび割れが確認された．ひび割れ発生位置をを図-3.4.14に示す．図中に赤線で示したものが新たなひび割れであり，最大凍上量確認日からひび割れ発生確認日までは約2ヶ月と極めて短い期間であった．また，新たに版幅員方向に横断する横断が発生したコンクリート舗装版は最大凍上量が観測された版であった．

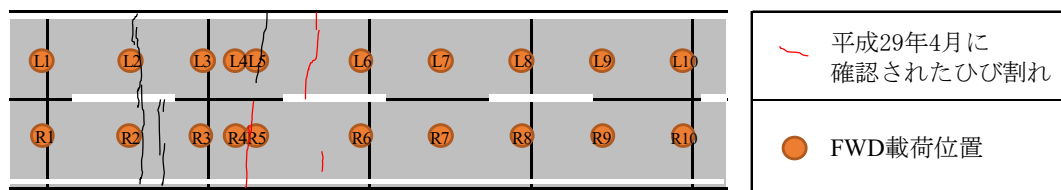


図-3.4.14 凍上量測定箇所における新たなひび割れ位置
および FWD 載荷位置

図-3.4.14 に○印で図示した箇所において，FWD 試験を実施した．載荷点位置を表-3.4.10 に示すとおりに分類し， D_0 たわみ量を位置別，コンクリート舗装版の状態別に図-3.4.15 に整理した．

表-3.4.10 FWD 載荷位置の分類

分類	略称	位置	載荷位置
平成28年12月13日以前からひび割れの発生したコンクリート舗装版で新たなひび割れの無いもの	ひび割れた版 (既存)	近傍	L2, R2
		目地部	L1, R1
平成29年2月22日以降に新たなひび割れが発生したコンクリート舗装版	ひび割れた版 (新規)	近傍	L4, L5, R4, R5
		目地部	L3, L6, R3, R6
ひび割れの発生していないコンクリート舗装版	健全な版	版央部	L7, L9, R7, R9
		目地部	L8, L10, R8, R10

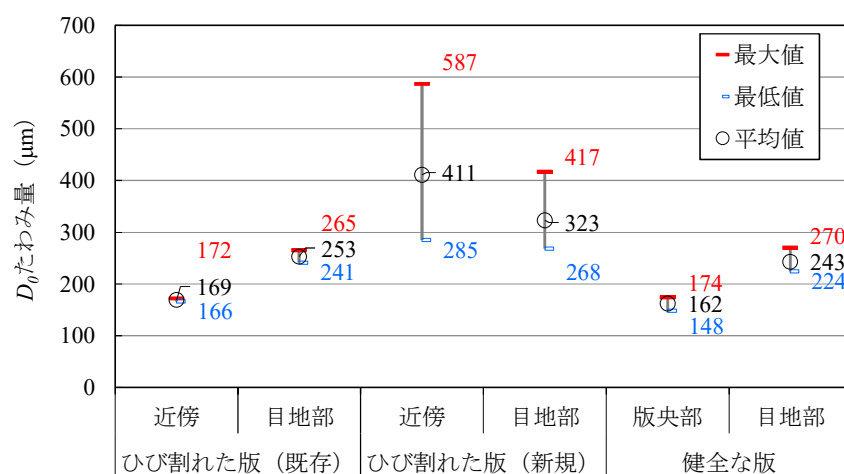


図-3.4.15 凍上箇所の D_0 たわみ量

健全な版における版中央の D_0 たわみ量の平均値は $162\ \mu\text{m}$ 、目地部の平均値は $243\ \mu\text{m}$ であり、ばらつきはどちらも小さかった。また目地部の値は、図-3.4.10 に示した石狩の目地部と同程度の値であった。

ひび割れた版(既存)についてはひび割れ近傍の平均値が $169\ \mu\text{m}$ であり、目地部の平均値は $253\ \mu\text{m}$ と健全な版とほぼ同程度の値であり、どちらもばらつきはどちらも小さかった。

一方、ひび割れた版(新規)では、ひび割れ近傍の平均値が $411\ \mu\text{m}$ 、最大値は $587\ \mu\text{m}$ となり、目地部でも平均値が $323\ \mu\text{m}$ 、最大値は $417\ \mu\text{m}$ となった。特にひび割れた版(新規)のひび割れ近傍の D_0 たわみ量は、健全な版の版中央やひび割れた版(既存)のひび割れ部の値と比較して、平均値で 2.5 倍程度、最大値で 3.4 倍程度の値となった。この要因として、コンクリート舗装版の下に凍上によって路盤面との間に空間が生じていることが推察される。また、ひび割れた版(既存)についてはひび割れ近傍においてたわみ量が健全な版と同程度であった要因は、コンクリート舗装版が割れることにより路盤面とコンクリート舗装版が接し、コンクリート舗装版と路盤の空間が解消されたことによるもの推察される。

以上より、凍上量測定から以下のことが明らかとなった。

- ・20年確率理論最大凍結深さ内に凍上性の材料が存在しコンクリート舗装版に横断ひび割れが発生している箇所において、最大13 mmの凍上が観測された。
- ・最大凍上量確認日から約2ヶ月以内に、これまでひび割れが確認されていなかったコンクリート舗装版において、版幅員方向に貫通する横断ひび割れが発生した。
- ・新たなひび割れが発生したコンクリート舗装版においてFWDによるたわみ量調査を実施し D_0 たわみ量を計測した結果、健全部と比較して最大で3.4倍程度の値となり、コンクリート舗装版の下に凍上によって路盤面との間に空間が生じていることが推察される結果となった。

3.5 現地調査結果より推定されるコンクリート舗装版の 損傷メカニズム

資料収集，および現地調査の結果から，現在の設計基準を満たさない箇所においては，面状，亀甲状のひび割れが発生しており，アスファルト混合物によるオーバーレイがなされているが，現在の設計基準を満たす箇所においては，コンクリート舗装版が露出した状態で供用年 25～30 年程度経過後も良好な供用性状を有していることが明らかとなった．ただし，設計基準を満たす箇所においても，目視調査により構造的な損傷である縦・横断ひび割れが一定数確認された．この構造的なひび割れである横断ひび割れの発生箇所では 20 年確率理論最大凍結深さ内に凍上性の材料が存在し，当該箇所において凍上量調査を実施した結果，コンクリート舗装版の凍上が確認され，最大凍上量が確認後約 2 ヶ月以内に新たな横断ひび割れがコンクリート舗装版に発生した．また，この凍上発生箇所における FWD 調査より，コンクリート舗装版下に空間が生じていることが示唆される結果となった．ここで，上記調査結果を基にコンクリート舗装版において凍上に起因して縦・横断ひび割れが発生するメカニズムを図-3.4.16 に整理する．

路床が凍上性の材料で，路床まで凍結が入り，路肩側から水分の供給がある場合，図-3.4.16 の左図のように，路肩側の路床にアイスレンズが発生・発達し，舗装版が持ち上げられる．そこに車輻荷重が繰り返しかかり縦断的にひび割れが発生する．また，融解期には路肩端部の支持力の低下をまねき，ひび割れの発生要因となる．一方，図-3.4.16 の右図のように路床にアイスレンズが発生した場合，車輻荷重がかかることにより横断方向にひび割れが発生する．また，融解期には舗装版直下の支持力の低下をまねき，ひび割れの発生要因となる．

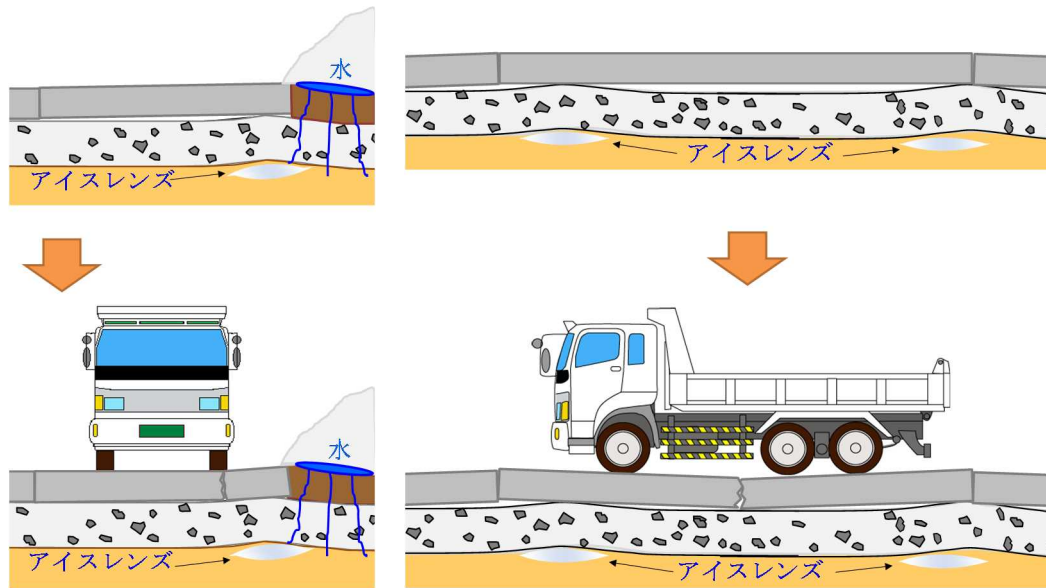


図-3.4.16 凍上に起因するひび割れ発生メカニズム

増毛で縦・横断ひび割れが高い頻度で発生している要因として、図-3.4.16のようなメカニズムが考えられる。増毛においては現在の設計法にあわせて凍上性の路床土の置き換えを行っているが、現在の設計基準である置換率70%を満たしても凍上を許容するためコンクリート舗装においては、凍上に起因するひび割れが発生したものとする。

以上より、積雪寒冷地においてコンクリート舗装の耐久性を向上させ、長寿命化をはかり、維持管理および更新に要するコスト等を縮減するためには、凍上に関する設計法を見直すことが必要と考える。

参考文献

- 1) 北海道開発局：道路現況調書，pp.42-89，2011.
- 2) 北海道開発局：舗装管理支援システム，2015.
- 3) 公益社団法人日本道路協会：舗装の維持修繕ガイドブック 2013，pp.47-49，pp.241-221，2013.
- 4) 建設図書：舗装の維持修繕，pp.99-100，1992.
- 5) 公益社団法人日本道路協会：舗装設計施工指針，pp.269-270，2004.
- 6) 公益社団法人日本道路協会：舗装調査・試験法便覧〔第1分冊〕，PP.〔1〕-234-240，2007.
- 7) 公益社団法人土木学会：舗装工学ライブラリー2 FWD および小型 FWD 運用の手引き，pp.56，2002.
- 8) 北海道開発局：道路設計要領，p.参 15，p.参 33，2021.
- 9) 一般社団法人セメント協会：舗装技術専門委員会報告 既存コンクリート舗装のライフサイクルコスト調査結果，p12，2009.
- 10) 土木研究所，日本構造物診断技術協会：非破壊試験を用いた土木コンクリート構造物の研全土診断マニュアル，p124，127，130，2003.

第4章 FEM解析および疲労度計算による凍上が舗装寿命に及ぼす影響の評価

§3 の結果より，凍上による路盤面とコンクリート舗装版の間に生じる空間がひび割れ発生の要因と考えられることから，これらの現象がコンクリート舗装版へ与える影響を検討するため，FEM 解析を実施し，それぞれの条件下において，コンクリート舗装版に生じる応力を求める．さらに，この結果を用いて疲労度計算を行い，凍上が舗装寿命に及ぼす影響を評価する．

4.1 FEM 解析の手順と条件

FEM 解析の手順を図-4.1.1 に示す．

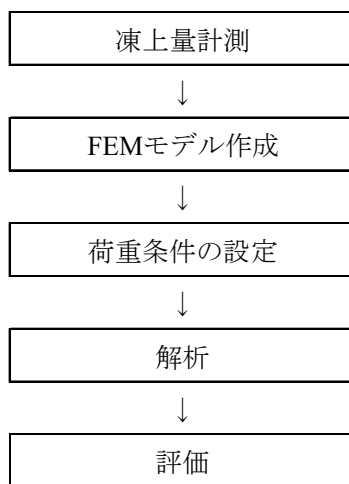


図-4.1.1 FEM 解析の手順

FEM 解析に凍上の影響を反映させるため実際の舗装体で凍上量計測を実施し，得られた不陸形状を FEM モデルに反映させ，解析・評価を実施する．

4.1.1 凍上形状の計測

FEM 解析にあたり図-3.4.16 上段に示した路盤面とコンクリート舗装版の間に生じる空間を FEM モデルに再現する必要がある。しかし、凍上発生時にコンクリート舗装版と路盤面の空間幅を実測することは困難である。そこで、たわみ追従性を有するアスファルト舗装上で面的な凍上による不陸を計測し、この形状をコンクリート舗装版下の路盤面の不陸形状として代用する。この不陸の生じた路盤表面と、平面と仮定したコンクリート舗装版下面との間に生じる空間幅を机上で計算し、FEM モデルに用いる空間幅とする。

凍上量の計測は、写真-4.1.1 に示す寒地土木研究所所有の苫小牧寒地試験道路（苫小牧市字柏原 1 番 18 ）の駐車場にて、FEM 解析に用いるコンクリート舗装版のサイズに合わせた 3,500 mm×10,000 mm の範囲において凍上形状の計測を行った。凍上量はアスファルト舗装の標高を 500 mm×500 mm のメッシュ状に写真中の白点箇所において計測し、秋期に計測した初期値と、冬期に計測した値の差より算出する。



写真-4.1.1 苫小牧寒地試験道路における凍上量測定

計測結果をコンター図で表したものを図-4.1.2 に示す．なお，軸方向は FEM 解析モデルにおける軸方向と一致させている．計測結果より，凍上量の差は最大で 30 mm 以上あり，凍上は一様ではなく路面に不陸が生じることがわかる．

この凍上量計測結果を路盤面の不陸形状として用い，平面と仮定したコンクリート舗装版下面と，凍上により不陸の生じた路盤表面の間に生じる空間高さを計算する．結果を図-4.1.3 に示す．コンクリート舗装版と路盤面の間に最大約 19 mm の空間が生じ，A-A 断面では図-4.1.4 に示すように，図-3.4.16 右図と同様の形状の空間が生じている．

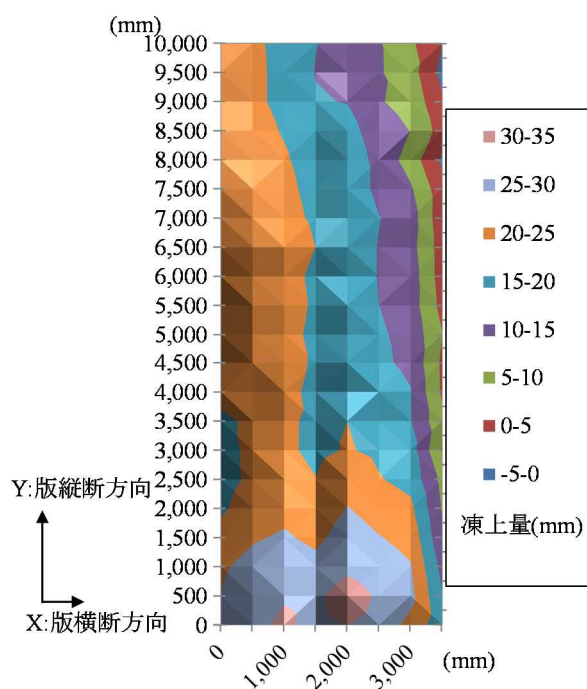


図-4.1.2 凍上量計測結果

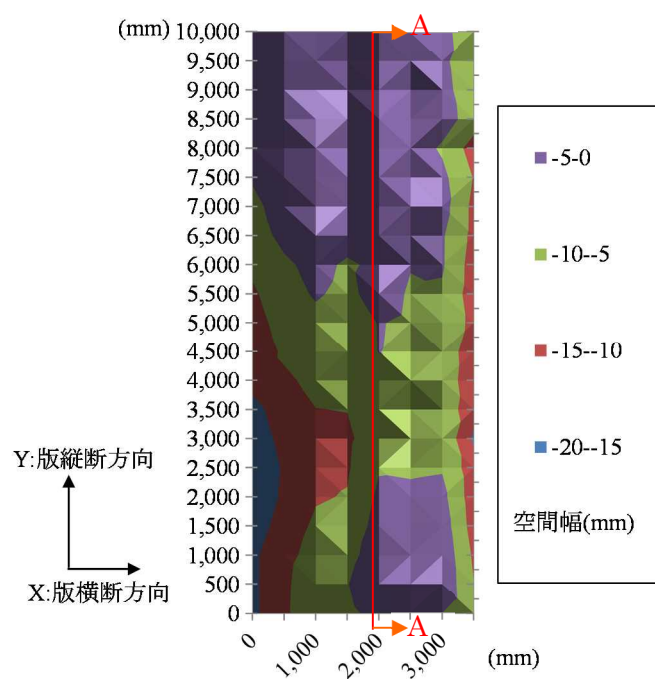


図-4.1.3 コンクリート舗装版と路盤面の間の空間高さ

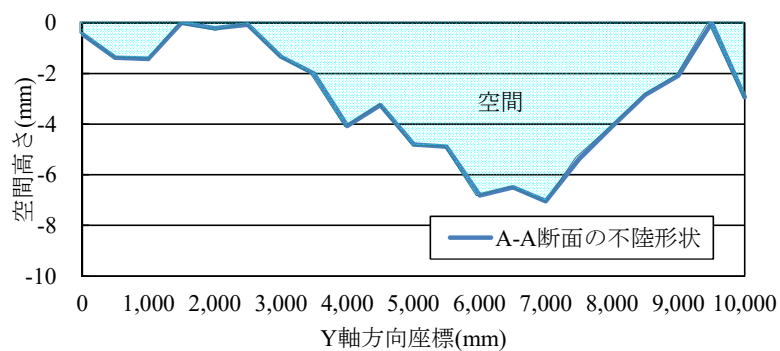


図-4.1.4 A-A断面の不陸形状および空間高さ

4.1.2 FEMモデルの作成

FEM解析にはPave3D¹⁾を用いた。解析の対象とした区間および対象箇所における設計条件を表-4.1.1に示す。また、各項目の設定値は表-4.1.2に示すとおりであり北海道開発局道路設計要領²⁾に従い決定した。表-4.1.2の条件をもとにコンクリート舗装のモデルサイズはコンクリート舗装版1枚を想定した幅3,500 mm×長さ10,000 mm×深さ3,500 mmとする。解析に用いる要素分割間隔はX、Y軸方向ともに125 mm、コンクリート舗装版におけるZ軸方向の要素分割間隔は50 mmである。

表-4.1.1 設計条件

項 目	条件
対象区間	一般国道231号石狩市浜益～増毛町雄冬
交通量区分	N ₅
設計期間	20年
置換率	70%
路床条件	土

表-4.1.2 設定値

項 目	設定値
車道幅員	3250 mm
コンクリート舗装版幅員	3,500 mm
コンクリート舗装版目地間隔	10,000 mm
コンクリート舗装版厚	250 mm
路盤厚	600 mm
凍上抑制層厚	0 mm
20年確立理論最大凍結深	1,000 mm

凍上を再現した FEM モデルを図-4.1.5 に示す。図中では、黄色が路床土層を、緑色が路盤層を表しており、緑色で表された路盤層上面に見られる凹凸が路盤面の不陸を表している。実際に解析に用いるモデルでは後に示す図-4.1.7 のように路盤層の上にコンクリート舗装版が配される。なお、本モデルでは図-4.1.3 に示されている空間高さ 5mm 未満の空間をコンクリート版と密着、5mm 以上 10mm 未満を 5mm の空間、10mm 以上 15mm 未満を 10mm の空間、15mm 以上 20mm 未満を 15mm の空間として設定し FEM モデルを作成している。

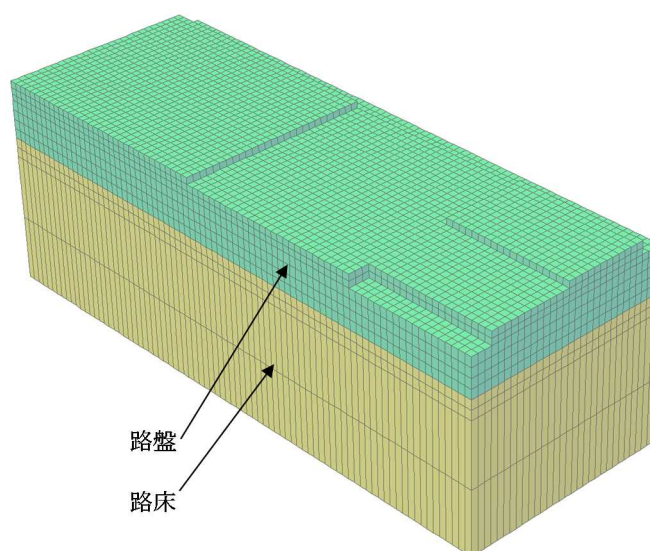


図-4.1.5 凍上を再現した路盤面の不陸

FEM 解析に使用する地盤条件を表-4.1.3 に示す。コンクリート舗装、粒状材料の弾性係数およびポアソン比は、舗装設計便覧³⁾に示されている代表的な値を用いた。なお、融解期の路床の支持力低下を再現するため、支持力低下時における弾性係数については設計 CBR の下限値である 3 に 10 を乗じた値を設定した^{2),3)}。

表-4.1.3 地盤条件

	弾性係数 (Mpa)	ポアソン比 (%)	密度 (kg/m ³)
コンクリート舗装	28,000	0.20	2,500
路盤	200	0.35	2,040
路床土（通常時：支持力低下なし）	100	0.40	-
路床土（支持力低下あり）	30	0.40	-

以上の条件をもとに，検討に用いる FEM モデルの層厚を表-4.1.4 に示すように設定する．①通常モデルは凍上の生じていない通常期を，②凍上モデルは凍上の生じた厳冬期を，③支持力低下モデルは路床土層 150 mm が支持力低下した融解期を，④複合モデルは凍上による空間が残っている状態で凍結深さ内の路床土層が支持力低下した融解直後の状態を再現している．

表-4.1.4 各検討モデルの層条件

	層厚(mm)				凍上による 空間の有無
	コンクリート 舗装版	路盤	路床土		
			支持力低下あり	支持力低下なし	
通常モデル	250	600	0	2,650	なし
凍上モデル	250	600	0	2,650	あり
支持力低下モデル	250	600	150	2,500	なし
複合モデル	250	600	150	2,500	あり

4.1.3 荷重条件の設定

FEM 解析に用いる荷重条件は、実際に 196.2 kN（約 20 tf）に調整したダンプトラックを用いて荷重計測により得られた図-4.1.6 の条件⁴⁾を用いた。点荷重ではなく車両荷重を用いるのは次に実施する疲労度計算に車両の軸重条件が必要となるためである。

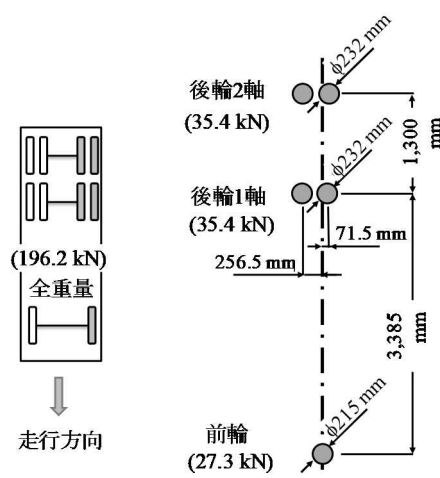


図-4.1.6 過重条件

荷重載荷位置は、図-4.1.7 の赤色の着色の位置であり、X 軸方向は前輪路肩側の荷重中心位置が縦自由端部から 1,000mm 離れとなる位置とし、実際のコンクリート舗装版における走行位置を想定した位置としている。また、Y 軸方向の荷重載荷位置は、図-4.1.8 に赤色着色で示すように路盤表面とコンクリート舗装版の間に空間が生じる位置の上に後輪 2 軸 8 輪の荷重がかかるよう設定した。なお、前輪荷重がかかる位置においてはコンクリート舗装版と路盤面は密着しており、後輪荷重空のかかる位置においては高さ 5 mm の空間が生じている。

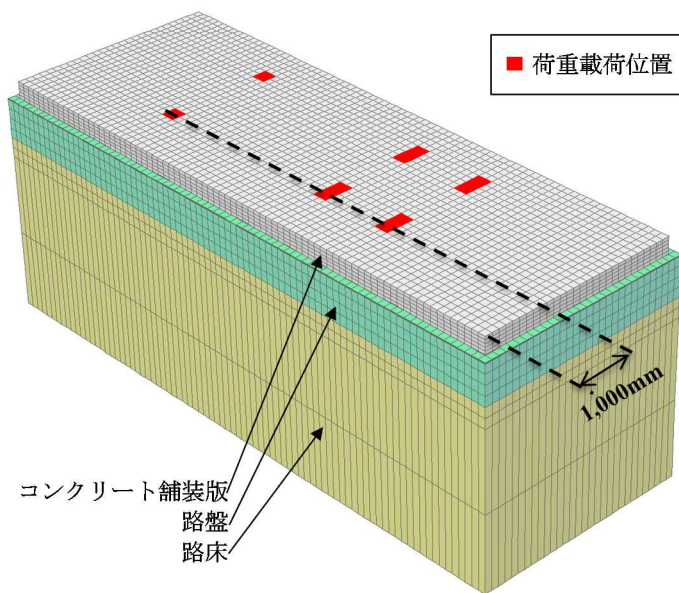


図-4.1.7 荷重載荷位置

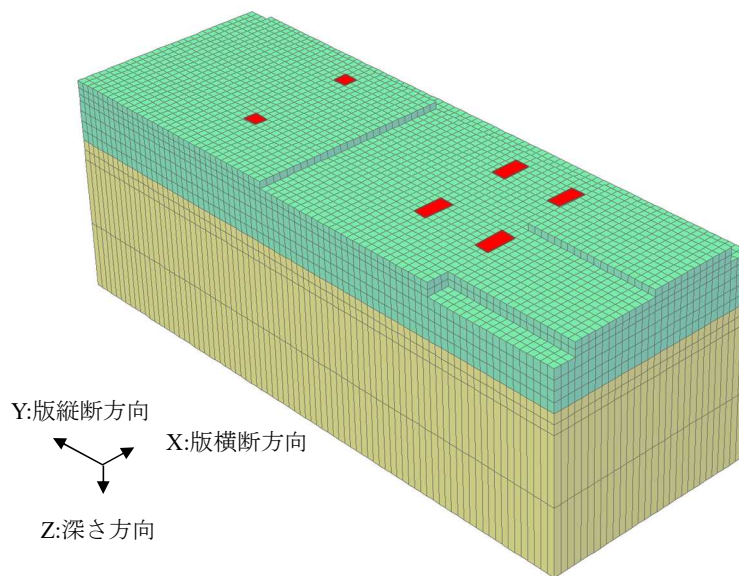


図-4.1.8 荷重載荷位置と路盤面の不陸位置の関係

4.2 FEM 解析結果

表-4.1.4 に示した各検討モデルの FEM 解析結果を以下に示し，比較を行う。

4.2.1 通常モデルの解析結果

路盤上面に不陸の発生していない通常モデルに対して，荷重載荷し，コンクリート舗装版部の応力度をコンター図で表した解析結果を図-4.2.1 に示す。なお，暖色が濃く赤色に近づくほど圧縮応力が大きく，寒色が濃く青色に近づくほど引張応力が大きいことを示している。

コンクリート舗装版表面では，荷重載荷位置に圧縮応力が生じており，前輪と後輪 1 軸の間に引張応力が生じている。最大引張応力は，青色矢印で示したコンクリート舗装版下面の版端に生じ，0.23 MPa であった。

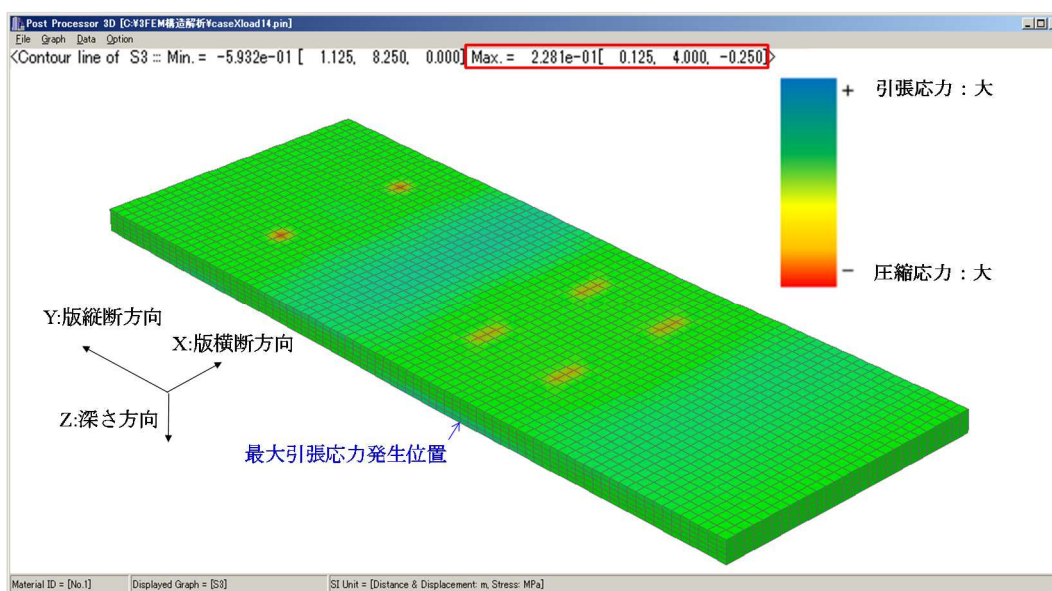


図-4.2.1 応力コンター図（通常モデル）

4.2.2 凍上モデルの解析結果

凍上に起因するコンクリート舗装版と路盤面の空間を有した凍上モデルに対して、荷重載荷し、コンクリート舗装版部の応力度をコンター図で表した解析結果を図-4.2.2に示す。

コンクリート舗装版表面では、路盤面の不陸に併せて、コンクリート舗装版と路盤が密着している箇所と、空間が生じている箇所の境界に大きな引張応力が発生している。最大引張応力は、青色矢印で示したコンクリート舗装版下面の版端に生じ、1.42 MPaであった。

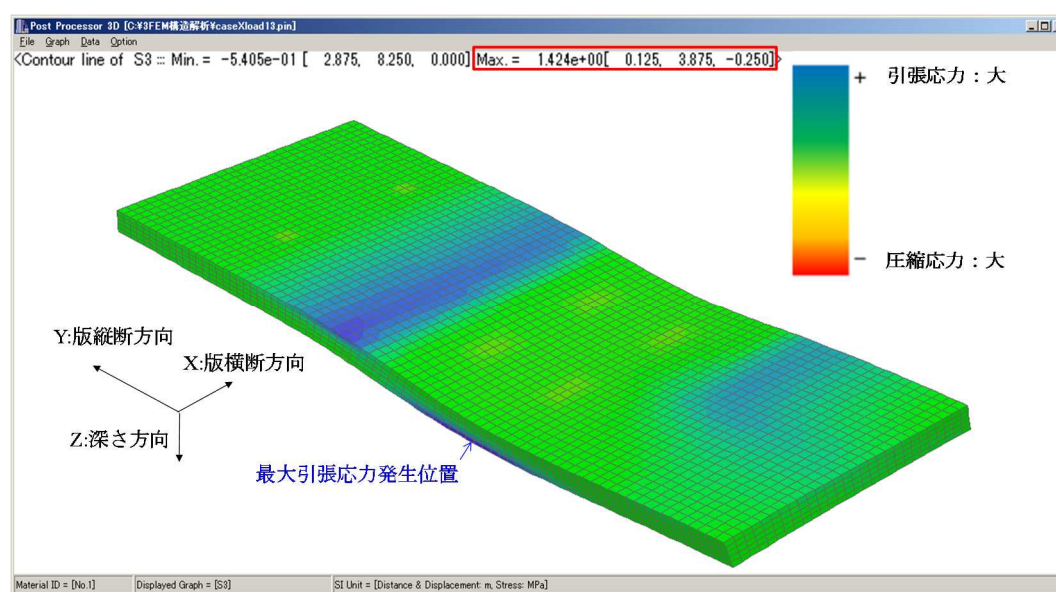


図-4.2.2 応力コンター図（凍上モデル）

4.2.3 支持力低下モデルの解析結果

路床土層の上面から 150 mm の弾性係数を通常モデルの 200 MPa から 30 MPa に低下させ、融解期にアイスレンズの融解によって支持力が低下した状態を想定させた支持力低下モデルに対して、荷重載荷し、コンクリート舗装版部の応力度をコンター図で表した解析結果を図-4.2.3 に示す。

コンクリート舗装版表面では、荷重載荷位置に圧縮応力が生じており、前輪と後輪 1 軸の間に引張応力が生じている。最大引張応力は、青色矢印で示したコンクリート舗装版下面の版端に生じ、0.46 MPa であった。

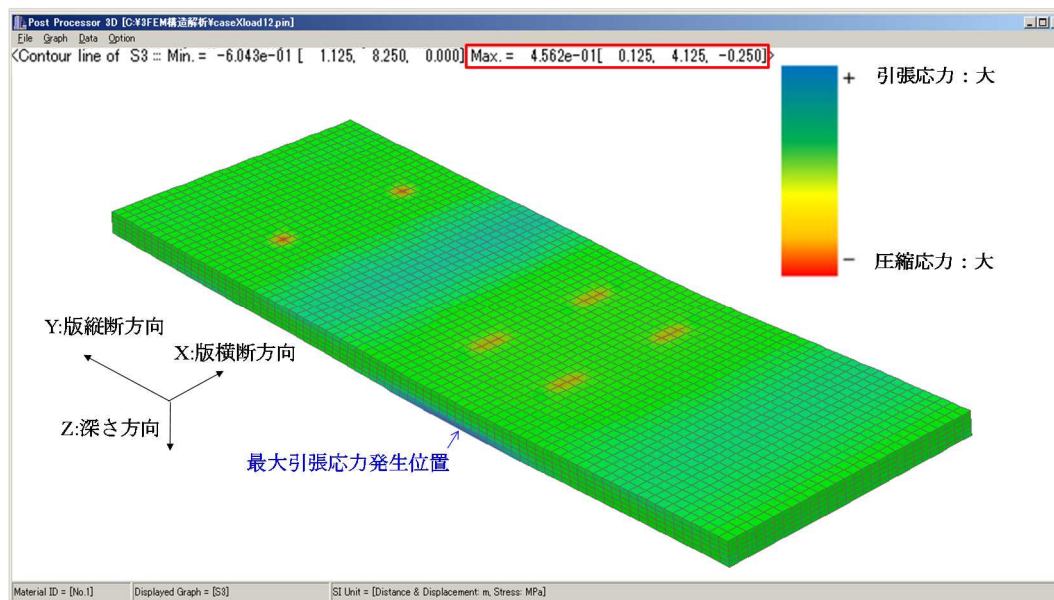


図-4.2.3 応力コンター図（支持力低下モデル）

4.2.4 複合モデルの解析結果

凍上に起因するコンクリート舗装版と路盤面の空間を有し、路床土層の上面から 150 mm の支持力低下を想定した複合モデルに対して、荷重載荷し、コンクリート舗装版部の応力度をコンター図で表した解析結果を図-4.2.4 に示す。

最大引張応力は、青色矢印で示したコンクリート舗装版下面の版端に生じ、1.60 MPa であった。

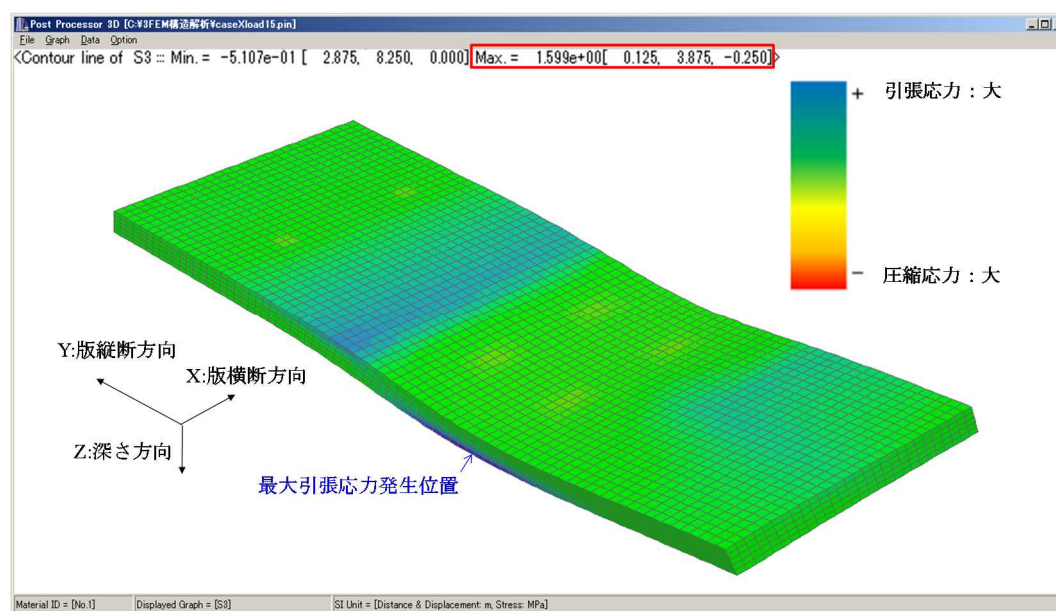


図-4.2.4 応力コンター図（複合モデル）

4.2.5 解析結果の比較

各モデルにおける最大引張応力，通常モデルとの応力比，および最大引張応力発生座標を表-4.2.1に示す．

表-4.2.1 各モデルにおける最大引張応力

	最大引張応力(MPa)	通常モデルとの応力比	X座標(mm)	Y座標(mm)	Z座標(mm)
通常モデル	0.23	1.0	125	4,000	-250
凍上モデル	1.42	6.2	125	3,875	-250
支持力低下モデル	0.46	2.0	125	4,125	-250
複合モデル	1.60	7.0	125	3,875	-250

最大引張応力発生座標は，4条件ともほぼ同じ位置座標になっており，コンクリート版端部，後輪2軸付近のコンクリート舗装版下面となっている．最大引張応力は条件によって大きく異なり，凍上モデルにおける最大引張応力は通常モデルの6.2倍となり，コンクリート舗装版と路盤面の間に空間が生じるとコンクリート舗装版下面に働く引張応力が大幅に増加する．また，支持力低下モデルの最大引張応力は通常モデルの2.0倍であり，通常モデルよりも大きな値となったが，凍上モデルほど大幅な増加ではなかった．この結果は，§2.2.2における米国のコンクリート舗装の凍上対策に見られるように，不均衡な支持力を問題とし，支持力低下を問題としていないことと一致する．複合モデルでは，通常モデルの最大引張応力の7.2倍の値となり，検討を行った4条件の中で最も大きな値となった．

4.3 疲労度計算

FEM解析よりコンクリート舗装版と路盤面の間に空間が生じるとコンクリート舗装版下面に働く引張応力が大幅に増加することが明らかとなった。そこで、ここでは凍上に起因する引張応力の増加が舗装寿命に及ぼす影響を評価するため舗装設計便覧³⁾に示されている疲労度計による評価を行う。

4.3.1 疲労度計算の手順

疲労度計算の手順を図-4.3.1に示す。疲労度計算にFEM解析より得られる凍上の影響を反映させるため、疲労度計算式に凍上に起因する軸荷重応力項目を追加し、以下の手順で疲労度計算・評価を行う。

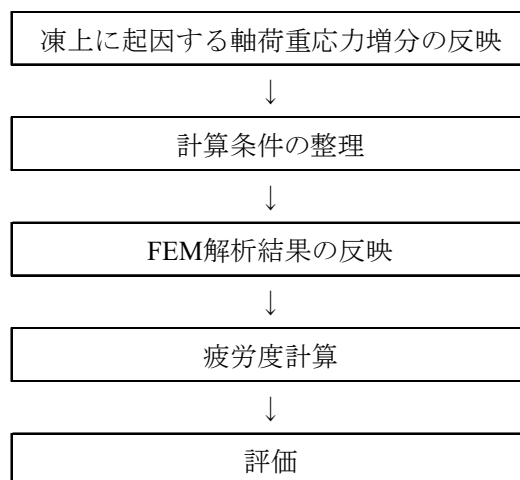


図-4.3.1 疲労度計算の手順

4.3.2 凍上に起因する軸荷重応力増分の反映

舗装設計便覧³⁾に示されている疲労度の算定方法には、式(4.3.1)に示すように合成応力 σ_m は輪荷重 P_i が走行位置 j を通過した場合の輪荷重応力 $\sigma_{ei,j}$ とコンクリート版上下面温度差 θ による温度応力 σ_{tk} の和となっており、凍上の影響を考慮する項目がない。

そこで、凍上の影響により増加する軸荷重応力を反映させるため、式(4.3.2)に示すように、輪荷重 P_i が走行位置 j を通過した場合の凍上に起因する輪荷重応力の増分 $\sigma_{fi,j}$ を疲労度の算定式の合成応力に加算する。

$$\sigma_m = \sigma_{ei,j} + \sigma_{tk} \quad (4.3.1)$$

$$\sigma_m = \sigma_{ei,j} + \sigma_{fi,j} + \sigma_{tk} \quad (4.3.2)$$

各応力の作用度数は式(4.3.3)より、輪荷重応力 $\sigma_{ei,j}$ 、 $\sigma_{fi,j}$ の設計期間内の作用度数 $N_{\sigma_{ei,j}}$ と、温度応力 σ_{tk} の作用度数 $N_{\sigma_{tk}}$ 、コンクリート版の温度差が正または負の時に走行する大型車交通量の比率 R_T の積より合成応力の設計期間内の作用度数 N_{σ_m} を計算する。

$$N_{\sigma_m} = N_{\sigma_{ei,j}} \cdot N_{\sigma_{tk}} \cdot R_T \quad (4.3.3)$$

以降、疲労度計算に必要な諸条件を整理し、凍上に起因する引張応力の増加が舗装寿命に及ぼす影響を評価する。

4.3.3 疲労度計算の条件

FEM解析の結果，最大引張応力に大きな差が見られた通常モデル，凍上モデルの条件を用い，舗装設計便覧のコンクリート舗装の理論設計³⁾を基に疲労度の算定を行い，凍上により生じるコンクリート舗装版と路盤間の空間が舗装体の寿命に及ぼす影響を評価する．

1) 疲労度の計算条件

疲労度の計算条件を表-4.3.1に示す．

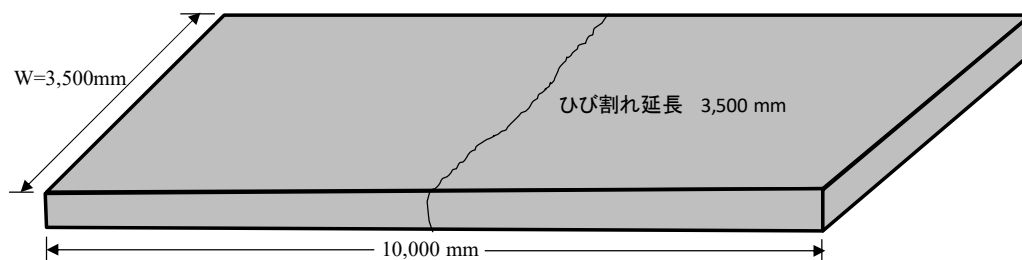
表-4.3.1 疲労度計算条件

着目点条件	
着目点	縦自由端部
想定ひび割れ	横ひび割れ
設定された舗装の目標	
信頼度 (%)	90
ひび割れ率〔性能指標値〕(cm/m ²)	10
舗装版の条件	
舗装の種類	普通コンクリート舗装
曲げ強度(MPa)	4.4
弾性係数(MPa)	28,000
ポアソン比	0.20
温度膨張係数(1/°C)	10×10 ⁻⁶
横目地間隔(m)	10
目地	ダウエルバー使用
基盤の条件	
路盤支持力係数K ₇₅ (MPa/m)	100
交通条件	
大型車混入比率	郊外部
温度差が正の時に走行する大型車数/大型車の全交通量	0.60
温度差が負の時に走行する大型車数/大型車の全交通量	0.40

第4章 FEM 解析および疲労度計算による凍上が舗装寿命に及ぼす影響の評価

設計で着目するコンクリート舗装の疲労ひび割れには、縦断ひび割れと横断ひび割れがあるが、ここでは増毛の凍上量測定箇所で見られた損傷と同様の横断ひび割れを対象とし、疲労着目点は、これに対応する縦自由端部・横ひび割れとする。

設計における信頼度は、国道を想定しているため 90 %とした。コンクリート舗装版の破壊の定義は、横断ひび割れがコンクリート舗装版横断方向に貫通した条件とし、今回設計の対象としているコンクリート舗装版のサイズは FEM 解析で示したとおり延長 10,000mm, 幅員 3,500 mm であることから、これに対応する破壊時のひび割れ率は図-4. 3. 2 に示すように 10 cm/m² となる。



$$\begin{aligned}\text{ひび割れ率 (cm/m}^2\text{)} &= \text{ひび割れ延長(cm)} \div \text{コンクリート舗装版面積(m}^2\text{)} \\ &= 350 \text{ (cm)} \div \{3.5 \text{ (m)} \times 10 \text{ (m)}\} = 10 \text{ (cm/m}^2\text{)}\end{aligned}$$

図-4. 3. 2 ひび割れ率の設定根拠

舗装版の設計条件は FEM 解析に用いた条件を踏襲し、曲げ強度は普通コンクリート舗装の設計曲げ強度である 4.4 MPa を用い、温度膨張係数は舗装設計便覧³⁾に示されている代表的な値を準用した。

交通条件は写真-4. 3. 1 に示す増毛の条件にあわせ、大型車混入比率の決定に用いる区分は郊外部を選定した。



写真-4.3.1 増毛のコンクリート舗装区間の供用環境

2) 車輪の走行位置と走行頻度

軸荷重応力の作用位置を決定するために必要な車輪の走行位置と走行頻度については、対象区間における実測値がないため、表-4.3.2 に示す舗装設計便覧³⁾に掲載されている「車輪の走行位置と走行頻度の関係の例」を準用した。

表-4.3.2 車輪の走行位置と走行頻度の関係の例³⁾

路肩			走 行 頻 度			
			2	2	2	4
			3.25	3.75	4.50	3.00以上
自由縁部	舗装した十分な幅の路肩がある場合	縦縁部から 15	0.10	0.05	0.05	0.05
		" 45	0.15	0.10	0.10	0.10
		" 75	0.30	0.25	0.15	0.25
		" 105	0.20	0.25	0.25	0.20
	路肩幅が0.5 m程度で未処理の場合	" 15	0.05	0.03	0.02	0.02
		" 45	0.10	0.05	0.05	0.05
		" 75	0.15	0.10	0.10	0.10
		" 105	0.30	0.25	0.15	0.25
	縦目地部	" 15	0.65	0.55	0.45	0.35
		" 45	0.30	0.35	0.25	0.25
		" 75	0.20	0.20	0.20	0.15
		" 105	0.15	0.20	0.10	0.10

条件の決定に必要な車線数、車線幅員および路肩幅については、対象区間の状況にあわせ、車線数 2、車線幅員 3.25m、舗装した十分な幅の路肩がある場合とし、表-4.3.2 中の着色箇所の走行頻度を選定した。

3) 軸荷重応力と作用度数

対象区間における既往の車両重量調査結果がないため、この区間の交通量（交通量区分 N₅:大型車交通量 341 台/日）と同等程度の交通量である一般国道 238 号稚内市声間(交通量区分 N₅:大型車交通量 547 台/日)の調査結果を用い、表-4.3.3 に示す軸荷重群と通過輪数を設定した。

この結果、前述の通り決定した車輪の走行位置と走行頻度をあてはめると、輪荷重応力と作用度数は表-4.3.4 に示すとおりとなる。以後、この値を輪荷重応力 $\sigma_{ei,j}$ の作用頻度として用いる。

表-4.3.3 軸荷重と作用度数

輪荷重 (kN)	通過輪数	
	1日	20年間
9.8	2,365	17,264,500
19.6	493	3,598,900
29.4	481	3,511,300
39.2	138	1,007,400
49.0	41	299,300
58.8	26	189,800
68.6	9	65,700
78.4	5	36,500
88.2	0	0
98.0	2	14,600

表-4.3.4 輪荷重と走行位置別作用度数

輪荷重 (kN)	走行位置 15 cm	走行位置 45 cm	走行位置 75 cm	走行位置 105 cm
	作用頻度 0.10	作用頻度 0.15	作用頻度 0.30	作用頻度 0.20
9.8	1,726,450	2,589,675	5,179,350	3,452,900
19.6	359,890	539,835	1,079,670	719,780
29.4	351,130	526,695	1,053,390	702,260
39.2	100,740	151,110	302,220	201,480
49.0	29,930	44,895	89,790	59,860
58.8	18,980	28,470	56,940	37,960
68.6	6,570	9,855	19,710	13,140
78.4	3,650	5,475	10,950	7,300
88.2	0	0	0	0
98.0	1,460	2,190	4,380	2,920

次に、輪荷重ごとの疲労着目点に対する軸荷重応力を求める。軸荷重応力 σ_e は式(4.3.4)によって表され、コンクリートのポアソン比 ν_c 、横断ひび割れを対象とする時の係数 C_L 、縦断ひび割れを対象とする時の係数 C_T 、輪荷重 P_i 、剛比半径 L' 、タイヤ半径 r 、およびコンクリート版厚 h_c から求まる。

$$\sigma_e = (1 + 0.54\nu_c) \cdot C_L \cdot C_T \cdot 1000P_i \cdot (\log(100L') - 0.75 \log(100r) - 0.18) / (h_c^2 \cdot 10^6) \quad (4.3.4)$$

なお、横断ひび割れを対象とする時の係数 C_L は、今回着目点条件とする横断ひび割れ・縦自由縁部の場合、2.12 であり、縦断ひび割れを対象とする時の係数 C_T は、1.0 となる。剛比半径 L' は式(4.3.5)によってコンクリートの弾性係数 E_c 、コンクリート版厚 h_c 、コンクリートのポアソン比 ν_c 、および路盤支持力係数 K_{75} 、タイヤ半径 r より求められ、タイヤ半径 r は式(4.3.6)によって輪荷重 P_i より求まる。

$$L' = \{E_c h_c^3 / [12(1 - \nu_c^2) K_{75}]\}^{0.25} \quad (4.3.5)$$

$$r = 0.12 + P_i / 980 \quad (4.3.6)$$

さらに走行位置別の輪荷重応力を求める。普通コンクリート舗装の縦自由端部の走行位置別の輪荷重応力は表-4.3.5の低減係数を用いることによって算出される。

表-4.3.5 走行位置別の輪荷重応力の低減係数³⁾

走行位置(縦自由端部からの距離)	15 cm	45 cm	75 cm	105 cm
軽減係数	1.00	0.70	0.50	0.35

式(4.3.3)に表-4.3.1に示した計算条件を代入し、表-4.3.5に示した走行位置別の輪荷重応力の低減係数を用いて算出した輪荷重と走行位置別輪荷重応力を表-4.3.6に示す。以後、この値を輪荷重応力 $\sigma_{ei,j}$ として疲労度計算に用いる。

表-4.3.6 輪荷重と走行位置別輪荷重応力

輪荷重 (kN)	疲労点 の輪荷 重応力 (MPa)	輪荷重応力(MPa)			
		走行位置 15 cm	走行位置 45 cm	走行位置 75 cm	走行位置 105 cm
		軽減係数 1.00	軽減係数 0.70	軽減係数 0.50	軽減係数 0.35
9.8	0.32	0.32	0.23	0.16	0.11
19.6	0.63	0.63	0.44	0.32	0.22
29.4	0.92	0.92	0.64	0.46	0.32
39.2	1.20	1.20	0.84	0.60	0.42
49.0	1.46	1.46	1.02	0.73	0.51
58.8	1.71	1.71	1.20	0.85	0.60
68.6	1.95	1.95	1.36	0.97	0.68
78.4	2.18	2.18	1.52	1.09	0.76
88.2	2.40	2.40	1.68	1.20	0.84
98.0	2.61	2.61	1.83	1.30	0.91

4) 温度応力

コンクリート舗装版には、版上下面の温度差により温度応力 σ_{tk} が働く。そのため、疲労度を計算するにあたっては、適切に温度応力の算定条件を決定しなければならない。ここでは、増毛と同一路線上にあり、かつ同一舗装厚である一般国道 231 号石狩市浜益区送毛のコンクリート舗装試験施工箇所（以下、送毛）の実測値と、舗装設計便覧の「コンクリート版の温度差とその発生頻度」に示されている温度分布を比較し、実測値と発生頻度分布が近似している条件を温度応力 σ_{tk} の作用頻度として設定する。

送毛における舗装断面は図-4.3.3 に示す通りであり、交通量区分 N_5 よりコンクリート舗装版厚は 250 mm、路盤厚は 600 mm であり、置換厚は 850 mm である。また 20 年確率理論最大凍結深さは 1,000 mm であり、熱電対温度計を表-4.3.7 に示す深さに埋設している。

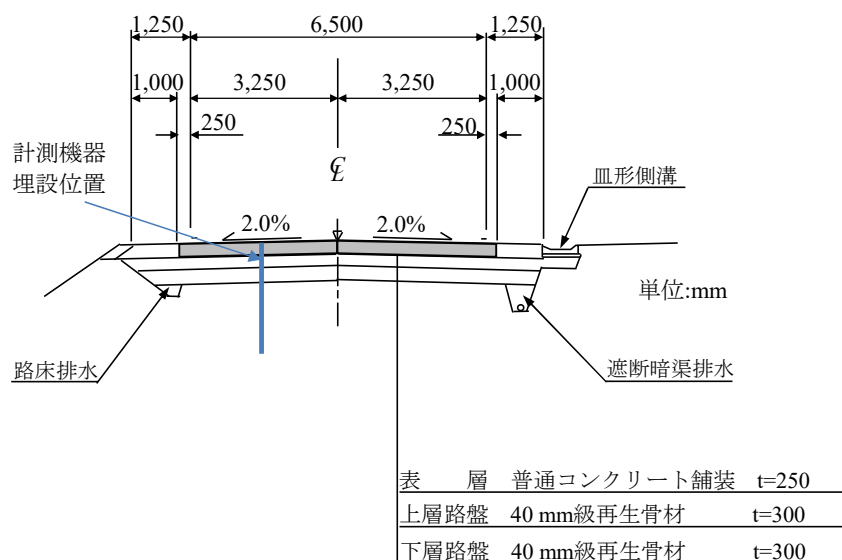


図-4.3.3 送毛における舗装断面

表-4.3.7 送毛における計測機器埋設深さ

	埋設深さ (mm)
熱電対温度計	-20 -125, -230, -350, -450, -550, -650, -750, -850, -950, -1,050, -1,150

コンクリート舗装版に埋設された熱電対温度計により得られた平成 26 年 3 月 15 日 18:00 から平成 31 年 3 月 15 日 17:00 までに 1 時間間隔で採取した 5 年分の実測温度データより、舗装版上下面の温度差(版上面温度－版下面温度)とその発生頻度を整理した。整理結果を図-4.3.4 に示す。実測値は「温度差の小さいところ」に近似していると判断されることから、この値を採用した。採用したコンクリート版の温度差とその発生頻度は表-4.3.8 に示す通りであり、以後この値を温度応力 σ_{tk} の作用頻度として用いる。

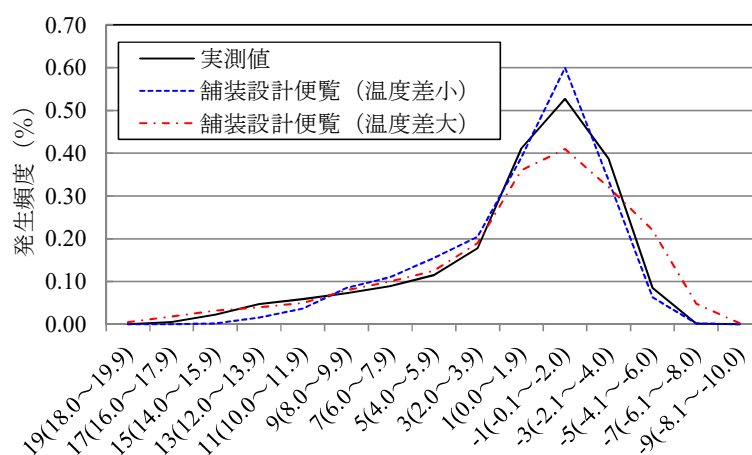


図-4.3.4 コンクリート舗装版の温度差とその発生分布

表-4.3.8 コンクリート版の温度差とその発生頻度³⁾

温度差 (℃)		頻度
温度差が正の時間 に対する割合	19(18.0～19.9)	0.000
	17(16.0～17.9)	0.000
	15(14.0～15.9)	0.002
	13(12.0～13.9)	0.016
	11(10.0～11.9)	0.037
	9(8.0～9.9)	0.085
	7(6.0～7.9)	0.110
	5(4.0～5.9)	0.155
	3(2.0～3.9)	0.205
	1(0.0～1.9)	0.390
温度差が負の時間 に対する割合	-1(-0.1～-2.0)	0.600
	-3(-2.1～-4.0)	0.335
	-5(-4.1～-6.0)	0.063
	-7(-6.1～-8.0)	0.002
	-9(-8.1～-10.0)	0.000

コンクリート舗装版に発生する温度応力 σ_{tk} は、コンクリート舗装版上下面の温度差 θ ごとに、そり拘束係数 C_w 、コンクリートの温度膨張係数 α_c 、およびコンクリートの弾性係数 E_c によって、式(4.3.7)によって求まる。そり拘束係数 C_w は収縮目地の間隔によって表-4.3.9より決定する。

$$\sigma_{tk} = 0.35 \cdot C_w \cdot \alpha_c \cdot E_c \cdot \theta \quad (4.3.7)$$

表-4.3.9 そり拘束係数³⁾

収縮目地間隔 (m)		5.0	6.0	7.5	8.0	10.0	12.5	15.0
そり拘束係数 C_w	温度差が正の場合	0.85	0.91	0.95	0.95	0.96	0.97	0.98
	温度差が負の場合	0.40	0.55	0.73	0.78	0.90	0.93	0.95

表-4.3.9 に示した収縮目地間隔 10 m のそり拘束係数 C_w を用いて算出した温度差別の温度応力を表-4.3.10 に示す．以後，この値を温度応力 σ_{tk} として疲労度計算に用いる．

表-4.3.10 コンクリート舗装版の温度差と温度応力

温度差 (°C)		温度応力(MPa)
温度差が正	19(18.0～19.9)	1.79
	17(16.0～17.9)	1.60
	15(14.0～15.9)	1.41
	13(12.0～13.9)	1.22
	11(10.0～11.9)	1.03
	9(8.0～9.9)	0.85
	7(6.0～7.9)	0.66
	5(4.0～5.9)	0.47
	3(2.0～3.9)	0.28
	1(0.0～1.9)	0.09
温度差が負	-1(-0.1～-2.0)	-0.09
	-3(-2.1～-4.0)	-0.26
	-5(-4.1～-6.0)	-0.44
	-7(-6.1～-8.0)	-0.62
	-9(-8.1～-10.0)	-0.79

4.3.4 FEM 解析結果の疲労度計算への反映手法

凍上の影響により増加する軸荷重応力を反映させるため，式(4.3.2)に示したように，輪荷重 P_i が走行位置 j を通過した場合の凍上に起因する輪荷重応力の増分 $\sigma_{fi,j}$ を疲労度の算定式の合成応力に加算する．

それぞれの輪荷重および走行位置における凍上に起因する輪荷重応力の増分 $\sigma_{fi,j}$ を算出するため，FEM 解析より，通常モデルと凍上モデルにおける舗装版端部にかかる最大引張応力を求め，その差を計算し，この値を $\sigma_{fi,j}$ とした．結果を表-4.3.11 に示す．以後，この値を温度応力 $\sigma_{fi,j}$ として疲労度計算に用いる．

表-4.3.11 通常モデルと凍上モデルにおける最大引張応力とその差

		舗装版端部にかかる最大引張応力(MPa)								標準モデルと凍上モデルの差(MPa) =凍上に起因する輪荷重応力の増分 σ_{Rf}			
		通常モデル				凍上モデル							
走行位置		15 cm	45 cm	75 cm	105 cm	15 cm	45 cm	75 cm	105 cm	15 cm	45 cm	75 cm	105 cm
輪 荷 重 (kN)	9.8	0.12	0.06	0.04	0.03	0.43	0.33	0.28	0.25	0.31	0.27	0.24	0.22
	19.6	0.23	0.12	0.08	0.06	0.80	0.59	0.50	0.42	0.57	0.47	0.42	0.37
	29.4	0.35	0.17	0.12	0.09	1.16	0.85	0.72	0.60	0.82	0.68	0.60	0.52
	39.2	0.46	0.23	0.16	0.12	1.53	1.12	0.93	0.78	1.07	0.89	0.77	0.67
	49.0	0.58	0.29	0.20	0.15	1.90	1.38	1.15	0.97	1.32	1.09	0.95	0.82
	58.8	0.69	0.35	0.24	0.18	2.26	1.64	1.37	1.14	1.57	1.30	1.13	0.97
	68.6	0.81	0.40	0.28	0.21	2.63	1.91	1.59	1.32	1.82	1.50	1.31	1.12
	78.4	0.92	0.46	0.32	0.23	3.00	2.17	1.80	1.50	2.07	1.71	1.48	1.27
	88.2	1.04	0.52	0.36	0.26	3.37	2.43	2.02	1.69	2.33	1.91	1.66	1.42
	98.0	1.15	0.58	0.40	0.29	3.73	2.70	2.24	1.87	2.58	2.12	1.84	1.57

4.3.5 疲労度計算

疲労度は、求められた合成応力とその作用頻度および材料条件で設定されたコンクリートの疲労曲線より算定する。ここでは、前述の通り 10 cm/m²において疲労度 1.0 とする。各合成応力に対応する許容応力をコンクリートの疲労曲線から求める。本検討では、舗装設計便覧³⁾に示されている次の2つの疲労曲線を用いる。

1) 我が国のコンクリート舗装の実績によって検証されている疲労曲線

(a 式)

各合成応力 σ_m に対するコンクリートの許容輪数 N_{Am} は、各合成応力とコンクリートの曲げ強度の比 SL より、式 (4.3.8) から算出される。

$$\begin{aligned}
 1.0 \geq SL > 0.9 \quad N_{Am} &= 10^{((1.0-SL)/0.044)} \\
 0.9 \geq SL > 0.8 \quad N_{Am} &= 10^{((1.077-SL)/0.077)} \\
 0.8 \geq SL \quad N_{Am} &= 10^{((1.224-SL)0.118)}
 \end{aligned} \quad (4.3.8)$$

2) コンクリートの疲労破壊確率によって表された疲労曲線 (b 式)

合成応力 σ_m に対するコンクリートの許容輪数 N_{Am} は, 合成応力とコンクリートの曲げ強度の比 SL , コンクリートの疲労破壊確率 P_f より, 式 (4.3.9) から算出される.

$$N_{Am} = 10^{(((1.11364+0.00165P_f-SL)/(0.09722-0.00021P_f))} \quad (4.3.9)$$

疲労度 FD は, 式 (4.3.10) より, i 番目の合成応力の作用度数 $N_{\sigma i}$ と, i 番目の合成応力に対する許容輪数 N_{Ai} の比を, 作用する合成応力の数 m 分の足しあわせて求まる. コンクリート舗装版の疲労度の評価は, 疲労度 FD と表-4.3.12 に示す信頼度に応じた係数 γ_r の積を用いて行う. 本検討では信頼度を 90 %と設定するため, $\gamma_r=1.8$ となる. $(FD \cdot \gamma_r) \leq 1.0$ となれば設定した期間内にコンクリート版の全幅に渡る横断するひび割れは発生しないと判定され, $(FD \cdot \gamma_r) > 1.0$ となれば設定した期間内にコンクリート版の全幅に渡る横断するひび割れは発生することとなる.

$$FD = \sum_{i=1}^m \frac{N_{\sigma i}}{N_{Ai}} \quad (4.3.10)$$

表-4.3.12 信頼度に応じた係数³⁾

信頼度 (%)	信頼度に応じた係数
50	0.7
60	0.8
70	1
75	1.1
80	1.3
85	1.5
90	1.8

4.4 疲労度計算結果

4.4.1 凍上が発生していない条件での舗装寿命

ここでは、凍上が発生しておらず、コンクリート舗装版と路盤面が密着している状態を想定するため、式(4.3.2)において凍上に起因する輪荷重応力の増分 $\sigma_{ti,j}$ を 0 とし計算を行う。設計期間 20 年における疲労度を表-4.4.1 に、疲労度が 1.0 を超える期間を表-4.4.2 に示す。

表-4.4.1 設計期間 20 年における疲労度算出結果

設計期間	疲労度(a式)	疲労度(b式)
20年	0.41	0.04

表-4.4.2 疲労度が 1.0 を超える期間（凍上が発生していない条件）

	疲労度(a式)	疲労度(b式)
疲労度が1.0を超える設計期間	48年	737年

凍上が発生していない状態では、a 式、b 式ともに設計期間 20 年においても疲労度は 1.0 に達しておらず、コンクリート版の全幅に渡る横断するひび割れは発生しない結果となった。a 式において疲労度が 1.0 を上回るのは 48 年経過後であり、50 年程度の供用で、コンクリート版の全幅に渡る横断するひび割れが全体の 1 割のコンクリート舗装版で発生する結果となった。一方、b 式において疲労度が 1.0 を上回るのは 737 年経過後となった。

4.4.2 凍上が発生している条件の舗装寿命

ここでは、凍上が発生し、コンクリート舗装版と路盤面の間に空間が発生している状態を想定するため、式(4.3.2)に凍上に起因する輪荷重応力の増分 $\sigma_{fi,j}$ を表-4.3.11 のとおり加算し、疲労度が 1.0 を超える期間を算出した。結果を表-4.4.3 に示す。a 式において疲労度が 1.0 を上回るのは 5 日経過後であり、b 式においては 11 日経過後となった。

表-4.4.3 疲労度が 1.0 を超える日数（凍上が発生していない条件）

	疲労度 (a式)	疲労度 (b式)
疲労度が1.0を超える設計期間	5日	11日

4.4.3 疲労度計算結果の比較

以上より、今回設定した増毛の設計条件において凍上が発生しておらずコンクリート舗装版と路盤面が密着している状態では供用 50 年程度までコンクリート舗装版を横断するようなひび割れはほぼ発生しないと判断される結果となった。一方、凍上が発生しコンクリート舗装版と路盤面の間に空間が発生している状態では、数日でコンクリート舗装版横断するひび割れが発生する結果となった。

本検討条件では、後輪 2 軸 8 輪の荷重載荷位置の下に凍上を想定した 5 mm の空間を設けた状態を再現したが、これによりわずか数日でコンクリート舗装版を横断するひび割れが発生する計算結果となり、凍上が舗装寿命に及ぼす影響の大きさが明らかとなった。

参考文献

- 1) 一般社団法人セメント協会ホームページ：
<http://www.jcassoc.or.jp/tokusetsu/jcapave3d/>
- 2) 北海道開発局：道路設計要領，pp.1-5-2～3，p1-5-52，2021.
- 3) 公益社団法人日本道路協会：舗装設計便覧，p. 114, 117, 132, pp166-182,
2006.
- 4) 安倍隆二，田高淳：動的載荷におけるアスファルト舗装の引張ひずみに
関する一考察，寒地土木研究所月報 No.653，p.12，2007.

第5章 凍結深さ計測手法の選定および計測技術の開発

§4 の検討結果より，輪荷重載荷位置直下に発生した 5 mm 程度の凍上に起因する空間でも，コンクリート舗装の寿命を大きく低減させることが明らかとなったことから，凍上を抑制することは積雪寒冷地においてコンクリート舗装を構築する上で極めて重要と考える．わが国の凍上対策では前述の通り置換工法が一般に用いられており，この工法を用いる場合は適切に凍結深さを推定し，設計に反映させることが必要となる．現在の設計法では前述の修正 Berggren 式を用いた凍上を起こしにくい粗粒材料からなる半無限地盤の最大凍結深さをを用いて置換厚を決定しているが，凍結深さを適切に推定するためには，この手法のコンクリート舗装への適用性を評価する必要がある．評価にあたっては，既存の推定手法より得られた値と実際の計測値との比較が不可欠であるが，これまで国内においてこのような計測事例はない．そこで，本章では正確な最大凍結深さを得るために，既往の計測手法および新たに開発する計測技術を用いて実測調査を行い，コンクリート舗装に適した最大凍結深さの計測手法を選定・開発し，最大凍結深さの実測値を得る．

5.1 既存の計測手法

凍結深さを計測する既存の手法の特徴をまとめると表-5.1.1 の通りとなる^{1)~9)}。現地調査が必要な手法と自動計測が可能な手法があり，耐久性，国内での入手のしやすさ，凍結の判定方法が異なる。ここでは，修正 Berggren 式より得られる既存設計凍結深さと実際のコンクリート舗装の最大凍結深さを比較するためのデータを得ることを目的とすることから，比較データを可能な限り多く採取するため複数年にわたるデータの採取を行う必要がある。このため，最大凍結深さを非破壊で得られる手法を選定する。また，凍結深さの計測は除雪条件を実際の道路と一致させるため，供用中の道路と同様の条件下で行う必要がある。このため，選定する計測機器は実路に計器する必要があることから，交通荷重に耐えうる構造である必要がある。

そこで，はじめに自動計測が可能でかつ舗装埋設時の耐久性が良好に得られ，国内で購入可能な熱電対温度計による計測手法を用いてコンクリート舗装の最大凍結深さを計測した。

表-5.1.1 既存の計測手法

調査手法・技術	自動計測 の可否	交通規制 の要否	舗装埋設 時耐久性	国内での 購入	凍結の判定
調査孔・開削観測	不可	必要	—	—	目視
メチレンブルー凍結深度計	不可	必要	良	可	目視
熱電対温度計	可	不要	良	可	温度 (0℃深さ)
土壌水分計	可	不要	不良	可	体積含水率 の変化
電気抵抗・抵抗率・誘電率 等による凍結判定装置	※	※	※	研究段階	電気特性の 変化

※各手法により異なる

5.1.1 熱電対温度計による凍結深さ計測手法

熱電対温度計による凍結深さの計測手法は、舗装体内に深さ方向に複数の熱電対温度計を埋設し、得られた計測データより、 0°C 深さを推定することにより間接的に凍結深さを求める手法である。

凍結深さの算出例を図-5.1.1に示す。この場合 $h=-400\text{ mm}$ が -0.3°C であり、 $h=-500\text{ mm}$ が 0.7°C であることから、比例計算より凍結深さは -430 mm となる。

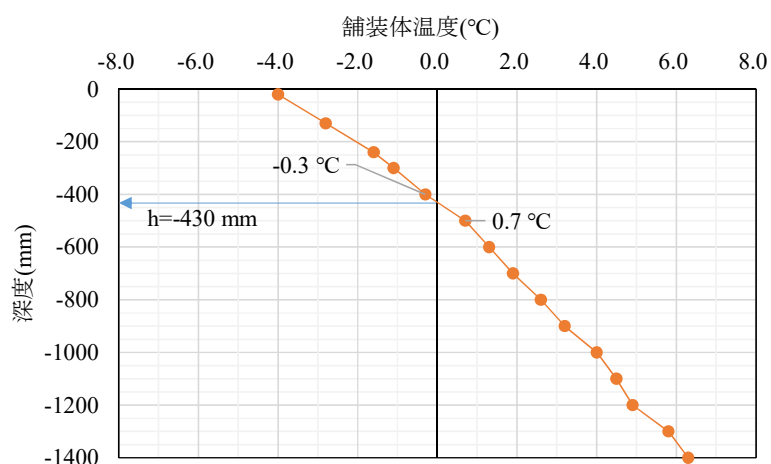


図-5.1.1 熱電対温度計による凍結深さ計測例

5.1.2 熱電対温度計による凍結深さ計測概要

図-4.3.3、表-4.3.7に概要を示した送毛と、図-5.1.2、表-5.1.2に概要示す深川留萌道留萌市大和田（以下、留萌）におけるコンクリート舗装箇所
に埋設した熱電対温度計を用いて、舗装体温度を計測し最大凍結深さを得る。
双方とも冬期間除雪が実施されており、年間を通して路面が露出する条件で
ある。

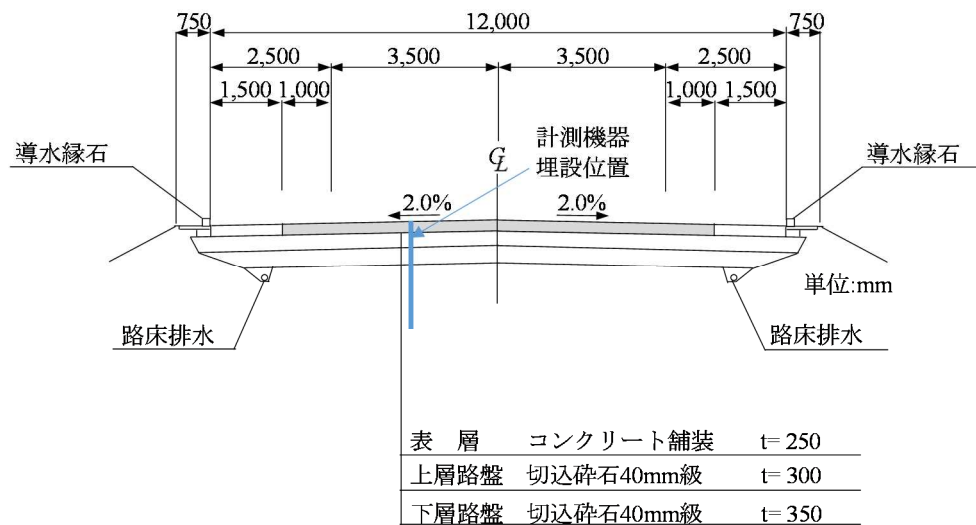


図-5.1.2 留萌における舗装断面

表-5.1.2 留萌における計測機器埋設深さ

測定機器	センサ設置深さ(mm)
熱電対温度計	-20、-125、-230、-270、-400、-530、-600、-725、-880、-920、-1,100

5.1.3 熱電対温度計による計測結果

図-5.1.1 に示す手法で、図-5.1.3 のように 0.0 °Cとなる深さを整理し、各計測箇所における最大凍結深さを求めた。熱電対温度計による最大凍結深さ計測結果を表-5.1.3 に示す。なお、調査開始年度は送毛、留萌ともに平成 26 年度である。

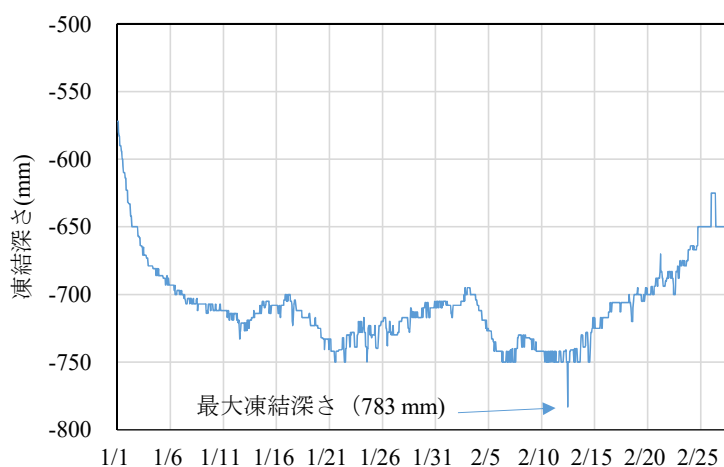


図-5.1.3 0.0℃深さ(令和元年度：送毛)

表-5.1.3 熱電対温度計による最大凍結深さ

計測箇所	最大凍結深さ(mm)	
	送毛	留萌
平成26年度	-767	-777
平成27年度	-817	-900
平成28年度	-838	-954
平成29年度	-867	-920
平成30年度	-859	-920
令和元年度	-783	-944
令和2年度	-789	-920

5.1.4 既存設計凍結深さと熱電対温度計による計測値の比較

既存設計凍結深さと熱電対温度計により計測した最大凍結深さ（以下，熱電対最大凍結深さ）を比較する．なお，調査期間における各調査箇所の凍結指数は計測箇所近郊の AMeDAS 観測地点の外気温より算出した．それぞれの凍結指数を表-5.1.4 に示す．

表-5.1.4 近傍 AMeDAS 観測地点の凍結指数

	凍結指数(℃・days)	
	送毛	留萌
平成26年度	162.2	393.2
平成27年度	215.8	471.8
平成28年度	272.4	623.2
平成29年度	249.7	569.2
平成30年度	211.2	442.8
令和元年度	196.6	487.2
令和2年度	261.7	504.0

さらに，計測箇所と AMeDAS 観測地点の標高による気温差を考慮するため，高度における気温減率を $0.58\text{ }^{\circ}\text{C}/100\text{ m}$ として気温の補正¹⁰⁾を行い，凍結指数を算出した．結果を表-5.1.5 に示す．

表-5.1.5 標高補正後の凍結指数

	凍結指数(℃・days)	
	送毛	留萌
平成26年度	239.2	393.1
平成27年度	281.7	470.4
平成28年度	358.2	621.7
平成29年度	337.7	567.7
平成30年度	288.9	441.4
令和元年度	272.0	486.0
令和2年度	333.2	502.8
計測箇所標高(m)	142	20
近郊AMeDAS標高(m)	5	22

得られた標高補正後の凍結指数における熱電対最大凍結深さと既存設計凍結深さを比較する．凍結指数と既存設計凍結深さおよび熱電対最大凍結深さの関係を図-5.1.4 に示す．

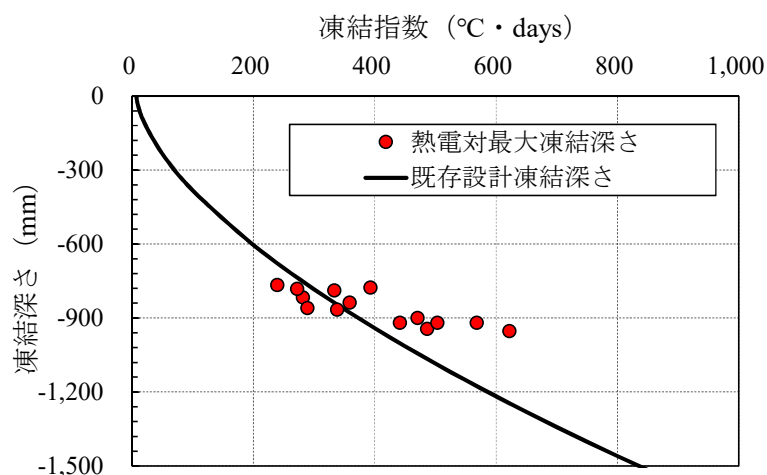


図-5.1.4 凍結指数と既存設計凍結深さ・熱電対最大凍結深さの関係

熱電対最大凍結深さと既存設計凍結深さは凍結指数 350 °C・days 程度では同等の値となったが、300 °C・days 以下では既存設計凍結深さよりも熱電対最大凍結深さのほうが大きな値を示し、危険側である結果となった。一方、400 °C・days 以上では既存設計凍結深さよりも熱電対最大凍結深さのほうが小さな値を示し、特に凍結指数が大きい条件では乖離幅が大きい結果となった。路床設計にあたっては適切に凍結深さを設定することが凍上被害、および過大な設計を生じさせないために重要となる。今回このような差が見られた要因として、①凍結深さの測定方法による誤差、②最大凍結深さの推定手法による誤差が考えられる。

①凍結深さの測定方法による誤差として、図-5.1.3 の 0.0 °C深さに見られるように、一時的に舗装体の温度が低下したことによる凍結深さの過大判定や、後述するような 0.0 °C線の推定方法の限界が考えられることから、これ以降、これに替わる計測手法の検討を行う。

5.2 電気抵抗を用いた計測手法

熱電対温度計による最大凍結深さ計測方法の課題を解決するため、熱電対温度計と同様に、非破壊で自動計測が可能手法として表-5.1.1 に示したように電気抵抗・抵抗率・誘電率等による計測手法がある。ここではこの技術を用いた最大凍結深さ計測手法の適用性の評価を行う。ただし、この手法は前述の通り国内において購入可能な計測機器は存在しないため、海外における既存の計測技術を応用し、供用中の道路において計測が可能な舗装体内に埋設が可能な構造で、交通荷重に対する耐久性を有し、長期計測が可能な装置の開発を行い、最大凍結深さ計測への適用性を評価する。

電気抵抗・抵抗率・誘電率等による既存の計測手法は、①路面状に計測機を設置し計測を行う手法^{3)~5)}と、②計測機器を埋設して計測を行う手法の手法^{6)~8)}に大別されるが、前述のように供用中の道路にて自動計測にて最大凍結深さを得たいことから、②の手法について検討を行う。検討手順は図-5.2.1 に示すとおりである。

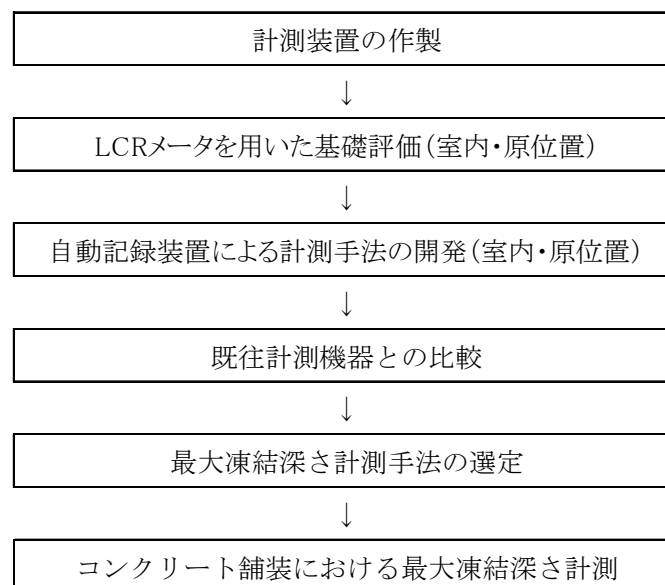


図-5.2.1 最大凍結深さ計測の手順

5.2.1 計測原理

水分を含む凍結した土は、水分を含む凍結していない土と比較して電気抵抗・抵抗率・誘電率等が大きく異なることが知られている^{2)~9)}。一例として、原田らが豊浦標準砂における電気比抵抗の温度依存性を図-5.2.2に示す。0℃を境に電気比抵抗値が急激に変化していることが分かる。これは、土中の水分が0℃以下で凍結することにより、電気抵抗が大幅に増加することによる、本研究ではこの凍結時と未凍結時に電気特性が大きく異なることに着目して、路床・路盤材料の凍結判定を行う装置を開発する。

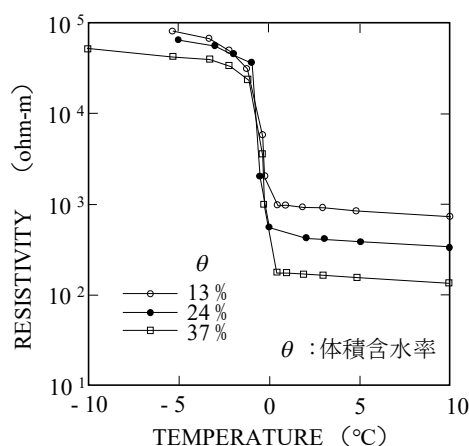


図-5.2.2 電気比抵抗の温度依存性（豊浦標準砂）⁵⁾

5.2.2 計測手法の特徴

本研究で検討する手法の特徴は、図-5.2.3、写真-5.2.1に示す電極を等間隔で配置した棒状の計測装置を用いる点にある。棒状とすることで電極を多数設けることが可能であり、それぞれの電極間の電気抵抗値の変化を計測することにより、凍結により電気抵抗値が大きく変化した電極間を見つけ出し、凍結が生じている深さ範囲を判定する。

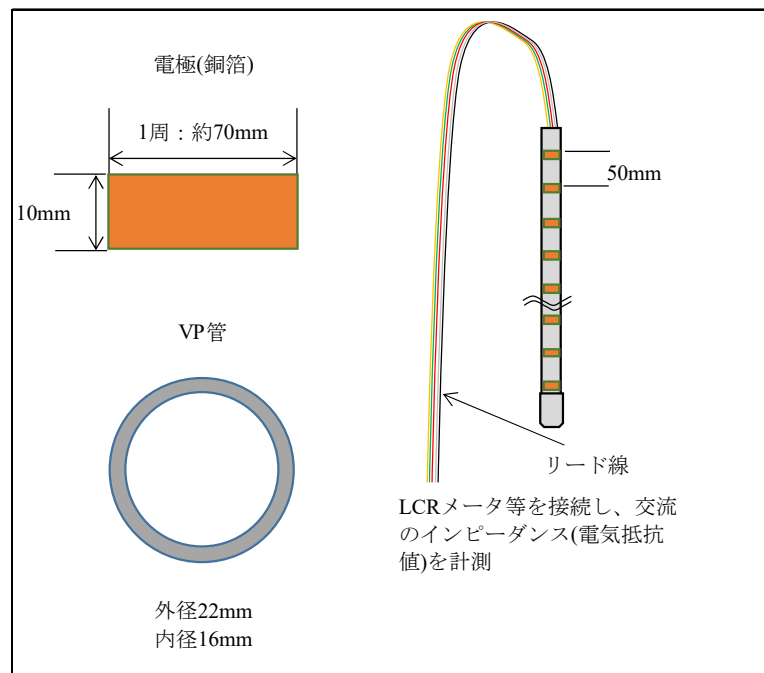


図-5.2.3 凍結融解深度計の概要

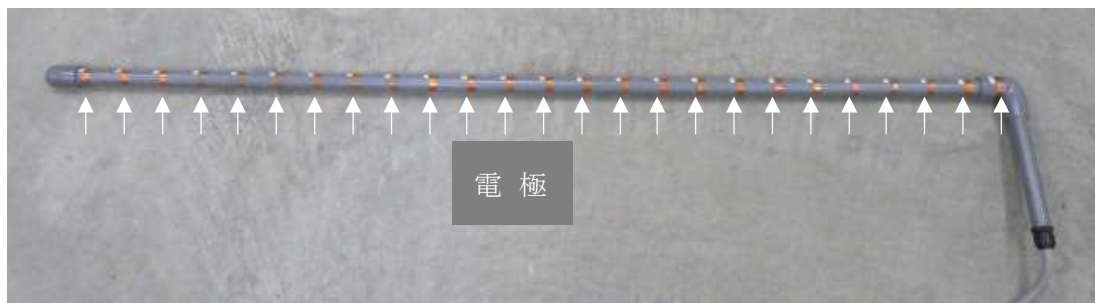


写真-5.2.1 凍結融解深度計

5.2.3 計測装置の構造概要

本研究で作製した電気抵抗の計測により凍結・融解状況を判定する計測装置（以下、凍結融解深度計）の構造概要を以下に示す。埋設時の確実性、および長期計測を意識し、計測装置構造を以下のように工夫している。

計測対象の材料と接する電極には電導性銅箔テープ（以下、銅箔）を用い、計測用の立ち上げ線として、市販のリード線 AWG24 を使用する。銅箔は一

定の間隔を保持して土中に埋設するため、水道用硬質ポリ塩化ビニル管（以下、VP 管）に等間隔で巻き付け、VP 管の側面に孔を開け、管の内側からリード線をはんだにて銅箔に固定している。この構造とすることで写真-5.2.1 に示すように一度に多数の電極を所定の深さ間隔で埋設できるとともに、棒状の凹凸の少ない構造とすることで、埋設時および供用中の電極部の損傷を抑制する。また、計測機器表面の凹凸を少なくすることで、計測対象とする材料（路床材料および路盤材料）と電極の間に隙間をできにくくし、電極と計測対象の材料が密着し確実な計測を行える構造としている。

5.2.4 計測手法

隣り合う銅箔間の電気抵抗を、それぞれの銅箔に固定されたリード線の他方の先端に電気抵抗値を計測可能な LCR メータ等の計測器を接続させ計測を行う。なお、電極の溶出や電気分解の影響を防ぐために、交流、または交替直流（矩形波あるいは休止波形）を用いて計測する必要があるが、本研究では計測に交流を用いることとした。

本手法は隣り合う電極と電極の間の電気抵抗を計測する構造のため、図-5.2.4 左図のように凍結融解深度計を鉛直方向に埋設した場合任意の深さ範囲（例えば $h = -150 \text{ mm} \sim -200 \text{ mm}$ ）の凍結判定を行うこととなる。また、図-5.2.1 右図のように水平方向に埋設した場合はある任意の深さ（例えば $h = -150 \text{ mm}$ ）における凍結の判定を行うこととなる。本研究では、最大凍結深さの把握を目的とするため、図-5.2.4 左図のように電極が鉛直方向に等間隔で並ぶ形で舗装体に埋設する。

なお、図-5.2.4 左図において赤丸で囲われた凍結融解深度計の上部の形状を L 型としているのは、舗装体埋設時に周囲の地盤を転圧する際に VP 管から引き出されたリード線が埋設時に転圧機械の荷重により折れ曲がり断線することを防ぐために施した工夫である。

また、凍結融解深度計を鉛直方向に埋設した場合、凍上や周囲の試料との氷着により計測機器の深度が変化する懸念があるため、凍結融解深度計の下部は、凍結の入らない深さまで十分根入れするか、上部がコンクリート舗装版もしくはアスファルト混合物層に密着するように埋設することとした。

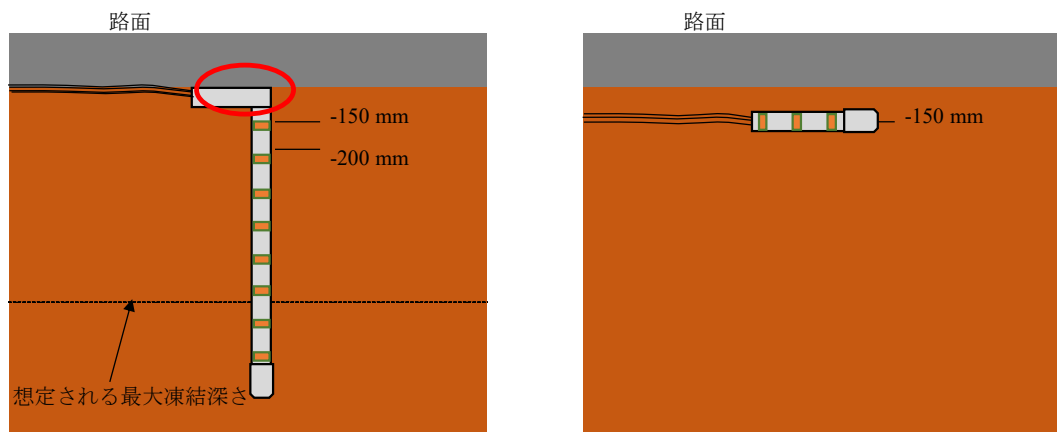


図-5.2.4 凍結融解深度計の埋設向きと計測対象

5.3 LCR メータを用いた室内における評価

凍結融解深度計による路床材料および路盤材料の凍結融解判定の可否を評価するため、室内において計測を行う。

5.3.1 計測手順

対象とする試料に凍結融解深度計を埋設し、試料中の水分の未凍結時、凍結時、融解時の電気抵抗値の計測には市販の LCR メータ (GW Instek 製 LCR-916) を用いた。LCR メータは計測時に用いる交流周波数を選択することが可能であり、本計測に使用した LCR メータは 100 Hz, 1 kHz, 10 kHz の周波数を選択することができる。海外における既往の事例では 40 ~1,000Hz⁶⁾ や、100 Hz⁷⁾での計測が行われており、ここではこれらを参考に交流周波数 100 Hz で計測を実施した。

5.3.2 計測対象試料の作製条件および養生条件

計測対象試料は、土木研究所寒地土木研究所の所有する苫小牧寒地試験道路より採取した表-5.3.1 に示す路盤材 A (切込碎石 40 mm 級：最適含水比 5.4 %) および路床土 (粘性土質礫質砂：最適含水比 55.5 %) の計 2 種類を用いる。試験試料は写真-5.3.1 に示すようにプラスチック容器に納め、この中に凍結融解深度計を埋設した。

計測対象試料は含水比を調整するため、100 °C の高温乾燥炉において 2 日間養生して絶乾状態とした後、これに電子天秤にて計測した水を混合し、路盤材 A は含水比 5 %, 路床土は含水比 10 %, 20 %, 30 %, 40 %, 及び 50 % となるよう調整した。

表-5.3.1 計測対象試料の性状（室内評価）

項目	路床土 粘性土質礫質砂	路盤材A 切込碎石40mm級
通過質量百分率		
75.0 (mm)		
63.0 (mm)		
53.0 (mm)		
37.5 (mm)		100
19.0 (mm)	100	68
13.2 (mm)	—	52
9.50 (mm)	98.6	-
4.75 (mm)	92.8	31
2.36 (mm)	-	23
2.00 (mm)	83.5	-
0.850 (mm)	71.6	-
0.300 (mm)	-	6
0.425 (mm)	51.4	-
0.300 (mm)	-	6
0.250 (mm)	38.9	-
0.150 (mm)	-	3
0.106 (mm)	28.3	-
0.075 (mm)	26.6	1
0.0561 (mm)	23	-
0.0401 (mm)	18.8	-
0.0256 (mm)	14.6	-
0.0150 (mm)	9.4	-
0.0106 (mm)	7.3	-
0.0076 (mm)	5.3	-
0.0038 (mm)	4.2	-
0.0016 (mm)	3.2	-
表乾密度 (g/m ³)	-	2.67
絶乾密度 (g/m ³)	-	2.62
吸水率 (%)	-	1.84
最大乾燥密度 (g/m ³)	0.887	2.210
最適含水比 (%)	55.5	5.4



写真-5.3.1 凍結融解深度計の埋設状況

試料の凍結は、室温約 20 °Cの部屋で 2 日間養生した試料を、プラスチック容器ごと-20 °Cに室温を保つことのできる低温室に移して行う。試料の融解は、-20 °Cの低温室からプラスチック容器ごと約 20 °Cの部屋に移して行う。養生の終了時期については、試料内に併せて埋設した熱電対温度計にて、内部温度が室温と等しくなったことを確認し決定する。また、試料の乾燥を防ぎ、かつ試料の凍結状態を目視で観察できるように、容器上面を透明のビニルシートにて覆う。

5.3.3 未凍結時・凍結時および融解時の計測結果

凍結前（約 20 °C）、凍結後（-20°C）および融解後（約 20 °C）に電気抵抗値を計測した。また、事前動作確認として、水道水に対して電気抵抗値を計測した。各試料の計測結果を図-5.3.1 に示す。

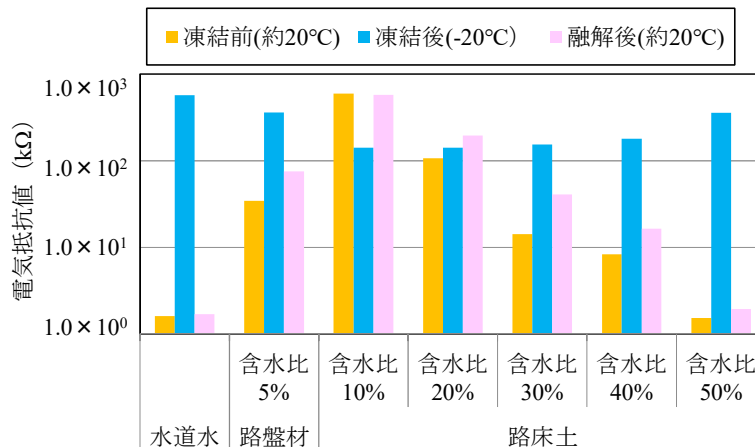


図-5.3.1 LCR メータによる未凍結時・凍結時および融解時計測結果

1) 凍結過程

水道水においては凍結により電気抵抗値が2桁上昇し、 1.0×10^0 kΩオーダーから 1.0×10^2 kΩオーダーとなり、凍結の判定が明確にできる結果となった。

最適含水比付近の5%において含水比を調整した路盤材Aにおいては、凍結により電気抵抗値が 1.0×10^1 kΩオーダーから 1.0×10^2 kΩオーダーとなり、1桁電気抵抗値が上昇し、凍結前後の差が明確であり凍結判定が可能な結果となった。これは、凍結前に存在した液体の水が凍結後には固体の氷となり、電気特性が変化したためと考えられる。

5つの含水比条件で計測を行った路床土では、含水比が最適含水比に近い50%および40%の条件においては、凍結により電気抵抗値が2桁上昇し、 1.0×10^0 kΩオーダーから 1.0×10^2 kΩオーダーとなり、その差が顕著であり凍結の判定が可能な結果となった。また、含水比30%の条件においては凍結により電気抵抗値が1桁上昇し、 1.0×10^1 kΩオーダーから 1.0×10^2 kΩオーダーとなり、その差が明確であり凍結の判定が可能な結果となった。一方、含水比が10%および20%の条件においては、凍結前後の電気抵抗値の差は小

さく、 $1.0 \times 10^2 \text{ k}\Omega$ オーダーのままであり、判定が困難な状況であった。この要因として、試料の含水比が最適含水比と比較して低く、試料の表面が当初より乾燥した状態であるために、凍結前の段階より電気抵抗値が高いことが凍結前後の電気抵抗値に大きな差が現れなかったことが挙げられる。

2) 融解過程

水道水においては融解により電気抵抗値が2桁低下し、 $1.0 \times 10^2 \text{ k}\Omega$ オーダーから $1.0 \times 10^0 \text{ k}\Omega$ オーダーとなり、融解の判定が明確にできる結果となった。

路盤材 A においては、凍結により電気抵抗値が1桁減少し、 $1.0 \times 10^2 \text{ k}\Omega$ オーダーから $1.0 \times 10^1 \text{ k}\Omega$ オーダーとなり、その差が明確であり融解の判定が可能な状況であった。これは、凍結時に試料中で固体として存在していた氷が融解後には液体の水となり、電気特性が変化したためと考えられる。

路床土においては、含水比が最適含水比に近い50%および40%の条件では、融解により電気抵抗値が2桁低下し、 $1.0 \times 10^2 \text{ k}\Omega$ オーダーから $1.0 \times 10^0 \text{ k}\Omega$ オーダーとなり、その差が顕著であり融解の判定が可能な状況であった。また、含水比30%の条件においても融解により1桁低下し、 $1.0 \times 10^0 \text{ k}\Omega$ オーダーから $1.0 \times 10^1 \text{ k}\Omega$ オーダーとなり、その差が明確であり融解の判定が可能な状況であった。一方、含水比が10%および20%の条件においては、融解前後の電気抵抗値の差は小さく、 $1.0 \times 10^2 \text{ k}\Omega$ オーダーのままであり、判定が困難な状況であった。この要因の一つとして、含水比が最適含水比と比較して低く、試料の表面が乾燥状態に近いために、融解後でも電気抵抗値が高いことが挙げられる。

以上より、全ての試料を通して融解後の電気抵抗値は凍結前の値と概ね同程度となり、乾燥状態に近いと考えられる路床土の含水比10%、および20%の試料以外では、融解前後の電気抵抗値の差は明確であり、融解の判定が可

能であることが明らかとなった。

なお、凍結前と融解後において何れの試料においても若干の電気抵抗値の上昇が見られたため、計測対象試料の重量を計測し、融解後の含水比を確認した。表-5.3.2 に計測結果を示す。本計測では、計測中の含水比の変化を抑制するため、容器上面を透明のビニルシートにて覆ったが、時間の経過に伴い水分が蒸発し、計測対象試料の含水比が低下し、この影響が電気抵抗値の上昇となって現れた可能性がある。

表-5.3.2 計測対象試料の凍結前と融解後の含水比

	含水比 (%)					
	路盤材A	路床土				
凍結前	5.0	10.0	20.0	30.0	40.0	50.0
融解後	4.4	9.9	19.5	29.6	38.9	45.1

5.3.4 凍結判定に与える含水比の影響

図-5.3.1 において、路床土の室温 20℃における含水比と電気抵抗値の間に一定の関係が見られるため、室温において路床土、および路盤材 A を用いて含水条件の異なる試料を作製し、電気抵抗値を計測した。結果を図-5.3.2、図-5.3.3 に示す。電気抵抗値は、概ね含水比に指数比例する結果となり、路床土、路盤材 A とも含水比の影響を受けて電気抵抗値が変化することが分かる。

また、今回計測対象とした路床土では凍結後の電気抵抗値が $1.0 \times 10^2 \text{ k}\Omega$ オーダーであり、含水比 20 %以下の室温 20℃における電気抵抗値も $1.0 \times 10^2 \text{ k}\Omega$ オーダーであることから、対象とする試料の含水比が最適含水比と比較して大きく低下した場合、凍結後の電気抵抗値のオーダーと同じオーダーとなり、計測対象試料の凍結の判定が困難となると考えられる。

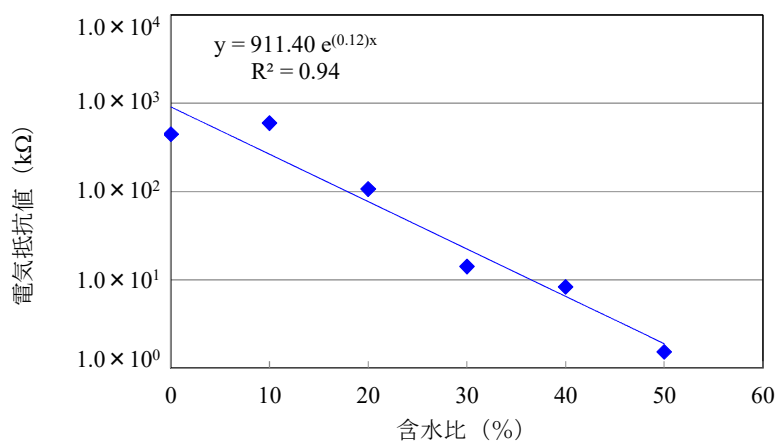


図-5.3.2 電気抵抗値と含水比の関係（路床土）

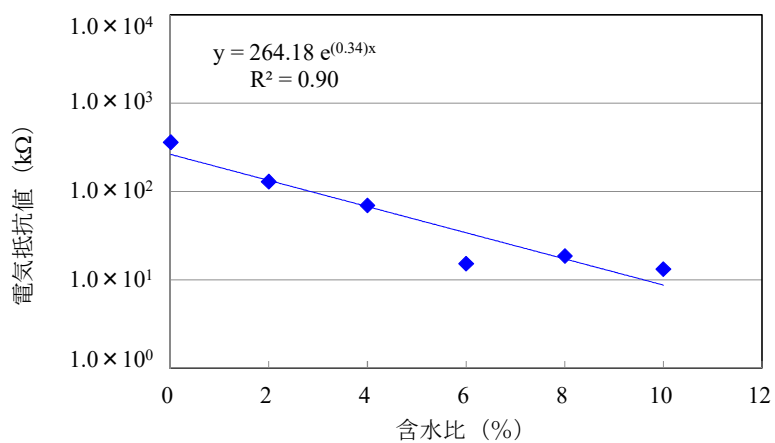


図-5.3.3 電気抵抗値と路床土の関係（路盤材 A）

5.4 LCR メータを用いた原位置における評価

室内における LCR メータを用いた凍結判定において一定の成果が得られたことから，原位置における路床土および路盤材の凍結判定を行う．

5.4.1 計測に用いた施設の概要

原位置における凍結判定は，図-5.4.1，写真-5.4.1 に示すコンクリート舗装版箇所を実施した．当施設は，土木研究所寒地土木研究所が所有する苫小牧寒地試験道路に作製した施設である．施設規模は延長 15 m，幅員 3.5 m，コンクリート舗装版厚 250 mm，下層路盤厚 550 mm であり，路床土は原地盤である．下層路盤の性状は表-5.4.1 に示すとおりであり，路床土は表-5.3.1 に示した室内における計測に用いた試料と同一の材料である．

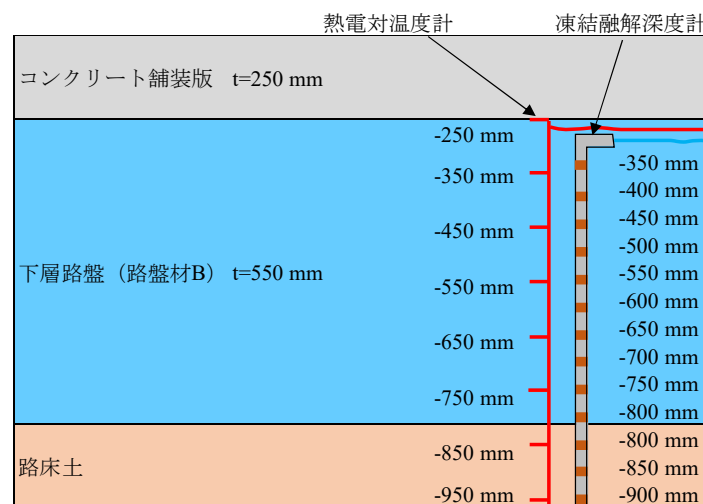


図-5.4.1 計測対象施設の概要（コンクリート舗装版箇所）



写真-5.4.1 計測対象施設の（コンクリート舗装版箇所）

表-5.4.1 計測対象路盤材の性状（コンクリート舗装版箇所）

項目	路盤材B 切込碎石40mm級
通過質量百分率	
37.5 (mm)	100
19.0 (mm)	70
13.2 (mm)	53
4.75 (mm)	28
2.36 (mm)	22
0.300 (mm)	7
0.300 (mm)	7
0.150 (mm)	3
0.075 (mm)	1
表乾密度 (g/m ³)	2.68
絶乾密度 (g/m ³)	2.63
吸水率 (%)	1.92
最大乾燥密度 (g/m ³)	2.165
最適含水比 (%)	6.5

5.4.2 計測手順

図-5.4.1 に示す舗装体に凍結融解深度計および熱電対温度計を埋設し，1 冬期間の電気抵抗値と舗装体温度を計測する．電気抵抗値の計測は LCR メータを用い概ね 4 日に 1 度の頻度で実施する．計測に用いる交流の周波数は本測定で使用する LCR で計測可能な 100 Hz，1 kHz，10 kHz の 3 条件で行う．熱電対温度計は自動計測が可能な熱電対温度ロガー（テストー製：testo176 T4）を用いて，1 時間毎に計測を行う．計測した結果を計測周波数別に取りまとめ，凍結判定の可否について判断を行う．

5.4.3 計測結果

電気抵抗値の計測は平成 28 年 12 月 7 日から平成 29 年 3 月 15 日まで実施した．計測結果を以下に示す．

1) 測定周波数 10 kHz における結果

計測結果を図-5.4.2 に示す．電気抵抗値は 1 冬期間を通してほぼ変化が見られない結果となった．

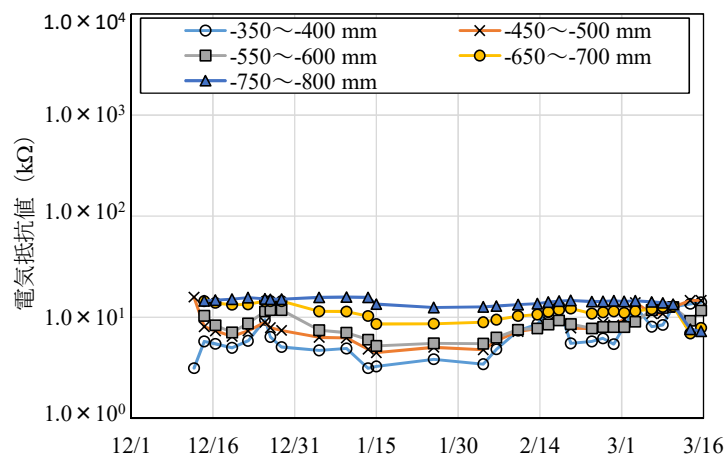


図-5.4.2 周波数 10 kHz における測定結果

2) 周波数 1 kHz における測定結果

計測結果を図-5.4.3に示す。3月中旬において全てのセンサで電気抵抗値が低下する傾向が見られたが、電気抵抗値は一冬期間を通じてほぼ $1.0 \times 10^1 \text{ k}\Omega$ オーダーで推移しており変化の幅が小さい結果となった。

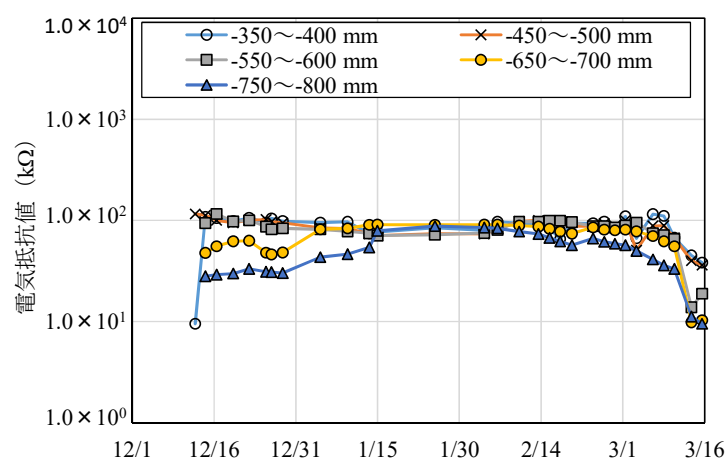


図-5.4.3 周波数 1 kHz における測定結果

3) 周波数 100 Hz における測定結果

計測結果を図-5.4.4に示す。全ての深さのセンサで電気抵抗値の明確な変化が見られ、12月上旬以降1月下旬にかけて、埋設深さの浅いセンサから順に電気抵抗値が上昇し $1.0 \times 10^1 \text{ k}\Omega$ オーダーから $1.0 \times 10^2 \text{ k}\Omega$ オーダーとなる状況が確認された。また、2月中旬から3月中旬にかけて、電気抵抗値が $1.0 \times 10^2 \text{ k}\Omega$ オーダーから $1.0 \times 10^1 \text{ k}\Omega$ オーダーになる状況が確認された。

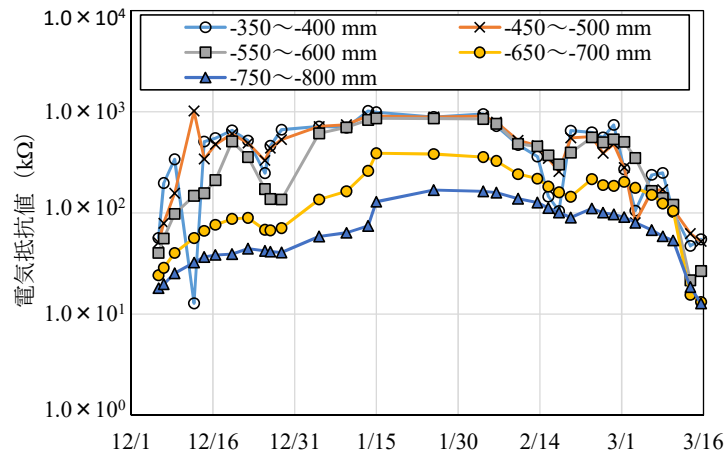


図-5.4.4 周波数 100 Hz における測定結果

5.4.4 計測に用いる交流周波数の影響

計測に用いた交流周波数により，計測された電気抵抗値に大きな差が現れた．本研究で計測の対象としているインピーダンス Z' は，交流における電圧 V' と電流 I' との間に(5.4.1)式に表される関係があり，電流の流れにくさを表す¹¹⁾．

$$V' = Z' \cdot I' \quad (5.4.1)$$

また，インピーダンス Z' は，抵抗 R ，交流の周波数 f ，インダクタンス L'' ，静電容量 C' より(5.4.2)式で現される¹¹⁾．

$$Z' = \sqrt{\left\{ R^2 + \left(2\pi f L'' - \frac{1}{2\pi f C'} \right)^2 \right\}} \quad (5.4.2)$$

(5.4.2)式よりインピーダンス(Z')は交流の周波数(f)の関数であることわかる．このため，対象とする材料に対し，凍結前後のインピーダンスに大きく

影響を与える交流周波数があると考えられ、今回対象とした材料に対しては、100 Hz 程度が凍結の判定に適していたと考えられる。なお、この結果は前述した海外における既往の事例⁶⁾と一致した結果となった。

5.5 自動記録装置を用いた自動計測手法の開発

原位置における LCR メータを用いた計測を行った結果、計測に用いる周波数を 100 Hz とすることで、凍結による電気抵抗値の大幅な変化を確認することができた。ただし、LCR メータを用いた計測は現地に観測者が赴く必要があるため、自動計測可能な手法について検討を行う。

5.5.1 自動記録装置軸重条件置の構造

本研究で使用する自動計測装置（シーエス特機製）は写真-5.5.1 に示す構造である。電源は 12V 鉛シール電池であり、電極からつながるリード線を接続する端子台、交流正弦波にて計測を行うために必要となる信号生成部と、計測を行う電気抵抗値計測部、データを記録する記録部、操作用のモニターからなる。

自動計測装置の仕様は表-5.5.1 に示す通りである。計測範囲は 100 Ω ~5 M Ω であり、LCR メータによる計測で計測された電気抵抗値の幅 $1.0 \times 10^{0 \sim 3}$ k Ω を網羅する範囲である。また、既往の研究事例¹²⁾で計測に用いられている最小の交流周波数 45Hz については LCR メータでは設定できなかったが、本研究で使用する自動計測装置ではこれに近い 50 Hz についても計測可能な仕様である。

第5章 凍結深さ計測手法の選定および計測技術の開発

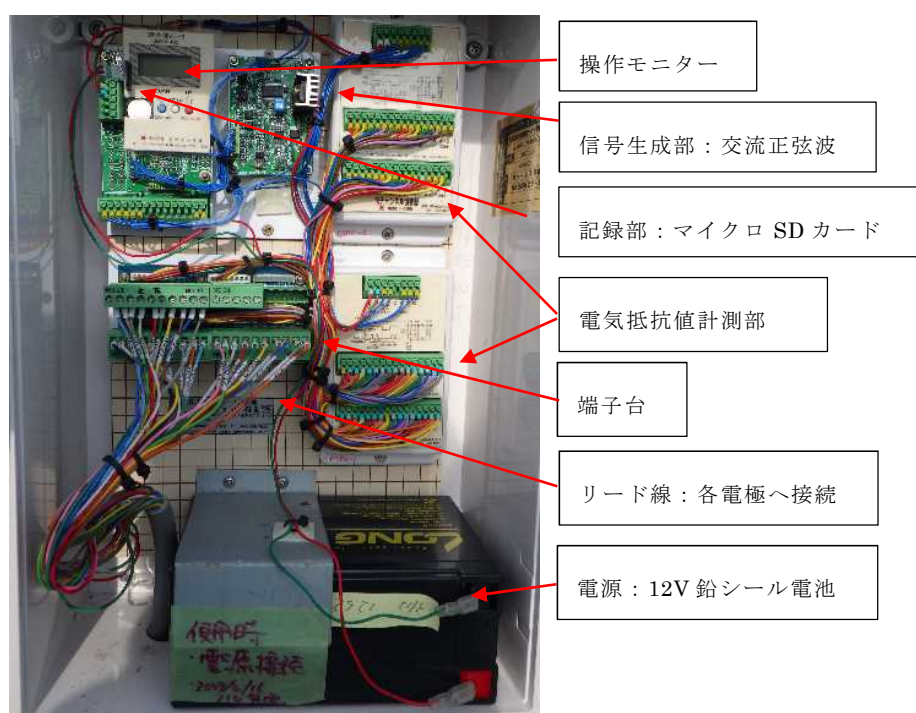


写真-5. 5. 1 自動計測装置

表-5. 5. 1 自動記録装置の仕様

項目	規格	
測定	測定周波数	50Hz, 100Hz
	測定項目	交流インピーダンス
	測定範囲	100Ω～5MΩ
	分解能	1Ω
記録	記録メディア	マイクロSDカード
	記録インターバル	1min, 5min, 10min, 30min, 60min
	ファイル形式	CSV形式
その他	電源	12V鉛シール電池
	電池連続記録期間	6ヶ月以上（記録インターバル60min）
	動作温度範囲	-20～50℃

記録ファイル形式は CSV 形式となっており，マイクロ CD カードに記録される．記録インターバルは 5 条件から選択可能であり，60 min の条件での電池連続録期間は 6 ヶ月以上となっており長期計測に対応可能である．また，動作温度範囲は冬期間の屋外計測での計測が可能な $-20\sim 50^{\circ}\text{C}$ となっている．

5.5.2 自動記録装置による計測手法

この装置の端子台に凍結融解深度計のそれぞれの電極に固定されたリード線の他方を接続させ，設定した計測時間間隔毎に，1 ch と 2ch 間，2ch と 3ch 間，3ch と 4ch 間，……と隣り合う電極間の電気抵抗値を自動で計測する．本装置は 12V 鉛シール電池を電源とし，二端子法により交流正弦波を用いて計測を行うものである．

5.6 自動記録装置を用いた室内における評価

計測周波数を前段の検討結果より，LCR メータで凍結融解の判定に適していると判断した 100 Hz と，自動計測記録装置で計測可能な 50 Hz にて室内における凍結判定に対する評価を行う．

5.6.1 計測対象試料の作製条件および養生条件

対象とする試料は LCR メータによる評価に用いたものと同一の表-5.3.1 に示した路床土および路盤材 A である．本評価においては試料の含水比は，路床土，路盤材 A とともに最適含水比に調整した．含水比の調整は，前述の方法と同様に各試料を 100 °C の高温乾燥炉において 2 日間養生して絶乾状態とし，これに電子天秤にて計測した水を混合する．

試料および計測機器は図-5.6.1 のように深さ 150 mm，幅 150 mm の木製容器に収め，計測中に試料が乾燥しないように，試料上面をアクリル板およびビニルテープを用いて密封した．凍結融解深度計は木製容器断面の中心に配置し，熱電対温度計は電極から 30 mm 外側に配置した．

計測における試料の養生温度は凍結および融解による電気抵抗値の変化を計測するため，室温約 20 °C から -10 °C の低温室に移して 4 日間養生し，試料全体が -10 °C で安定した後，約 20 °C の部屋へ移し 3 日間養生した．その間，電気抵抗値および試料温度を 10 分間隔で計測した．

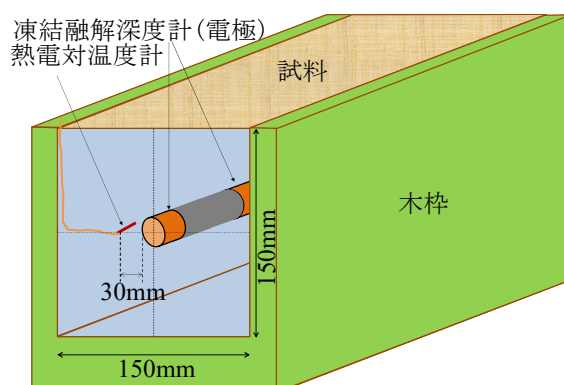


図-5.6.1 試料および計測機器の配置状況

5.6.2 計測結果

1) 路床土

最適含水比に調整した路床土の計測結果を図-5.6.2、図-5.6.3に示す。計測周波数 100 Hz, 50 Hz とも、電気抵抗値の変化が見られる。また、試料温度が 0 °Cで推移する時間帯が確認できる。これは試料中の水分の凍結が進行している時間帯であり、凍結または融解終了することで再び温度が変化ものと考えられる。この時間帯において電気抵抗値が大きく変化していることから、試料中の水分の凍結または融解によるものであると判断できる。

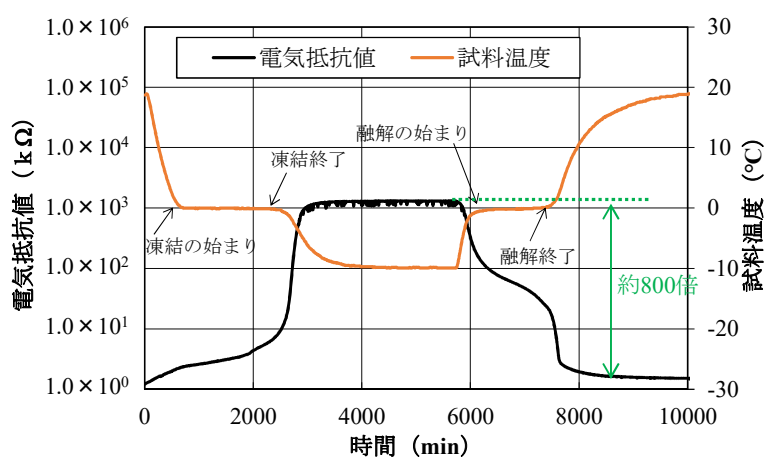


図-5.6.2 計測周波数 100 Hz（路床土）

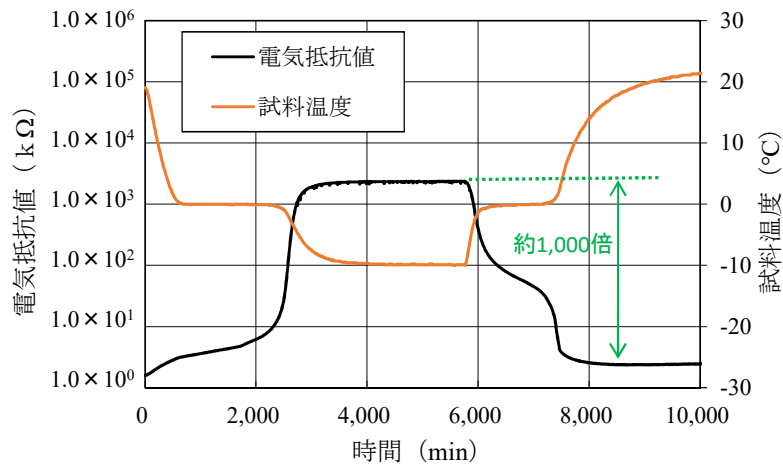


図-5.6.3 計測周波数 50 Hz (路床土)

2) 路盤材

最適含水比に調整した路盤材 A の計測結果を図-5.6.4, 図-5.6.5 に示す. 計測周波数 100 Hz, 50 Hz とも凍結融解前後で大きな電気抵抗値の変化が見られる. また, 路盤材 A においても試料温度が 0 °C で推移する時間帯が確認されたが, 路床土よりも短い時間であった. この差は試料の含水比の違いに起因する潜熱の大きさの違いによるものと考えられる.

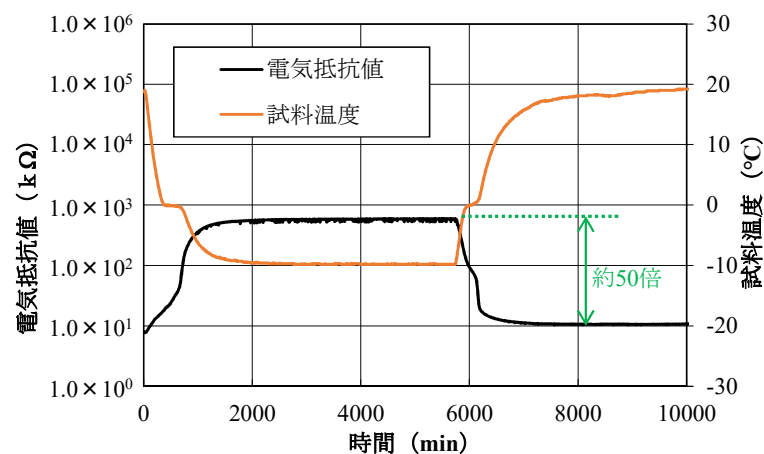


図-5.6.4 計測周波数 100 Hz (路盤材 A)

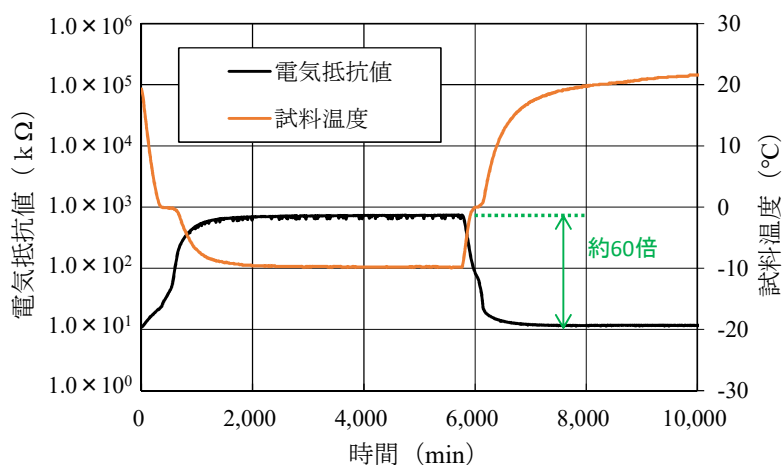


図-5. 6. 5 計測周波数 50Hz（路盤材 A）

以上より，計測の対象とした2試料とも100 Hz，50 Hz 両条件で，凍結融解前後で電気抵抗値の変化が確認され，自動記録装置によっても LCR メータを用いた場合と同様に凍結・融解判定が可能であることが明らかとなった。

5. 6. 3 計測周波数による計測値の比較

計測周波数による計測値を比較する．路床土では凍結および融解前後で電気抵抗値の変化幅が100 Hz では図-5. 6. 2 より約 800 倍，50 Hz では図-5. 6. 3 より約 1,000 倍である．また，路盤材 A では凍結および融解前後で電気抵抗値の変化幅が100 Hz では図-5. 6. 4 より約 50 倍，50 Hz では図-5. 6. 5 より約 60 倍である．よって路床土，路盤材 B とともに100 Hz よりも50 Hz のほうが凍結および融解前後で電気抵抗値の変化幅が大きいことから，50 Hz のほうがより明確に凍結・融解の判定が可能であると判断される．以上より，以降の検討では計測周波数 50 Hz の計測結果を用いる．

5.6.4 凍結・融解状態の判定方法の検討

路床土，路盤材 A とともに凍結・融解に伴い電気抵抗値の大きな変化が確認され凍結判定の可能性が示唆されたことから，凍結判定の基準を検討する．
 図-5.6.3，図-5.6.5 の計測データを図-5.6.6，図-5.6.7 に示すように電気抵抗値と舗装体温度の関係に整理した．図中では試料を低温室に入れて養生した期間を凍結過程として青色で，試料を低温室から室温約 20 °C の部屋に出した後を融解過程として赤色で示す．

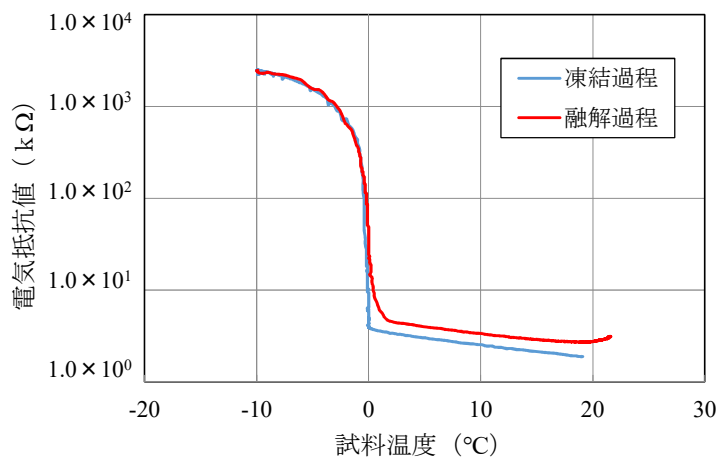


図-5.6.6 電気抵抗値と試料温度の関係（路床土）

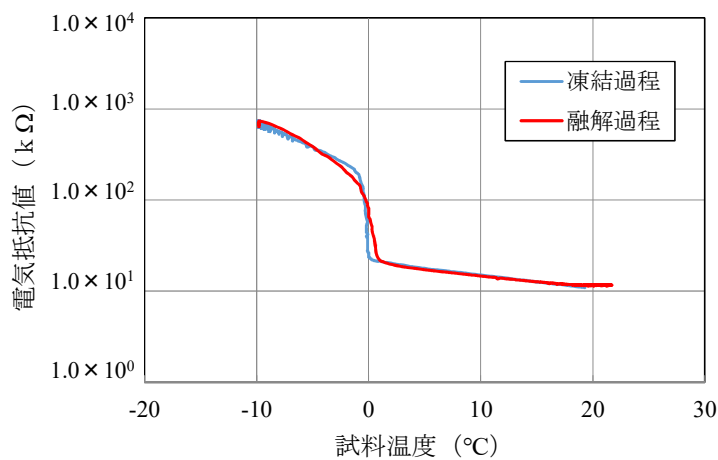


図-5.6.7 電気抵抗値と試料温度の関係（路盤材 A）

1) 路床土

図-5.6.6 に示す路床土においては、試料温度が 0°C より高い不凍結領域の電気抵抗値は、凍結過程、融解過程とも $1.0 \times 10^0 \text{ k}\Omega$ オーダーであった。 0°C 付近においては、凍結過程では電気抵抗値が $1.0 \times 10^0 \text{ k}\Omega$ オーダーから $1.0 \times 10^2 \text{ k}\Omega$ オーダーへ 2 桁上昇し、融解過程では $1.0 \times 10^2 \text{ k}\Omega$ オーダーから $1.0 \times 10^0 \text{ k}\Omega$ オーダーへ 2 桁変化する状況が見られる。また、試料温度が 0°C 未満の凍結領域においては電気抵抗値が $1.0 \times 10^{2 \sim 3} \text{ k}\Omega$ オーダーとなっている。

2) 路盤材

図-5.6.7 に示す路盤材 A においては、試料温度が 0°C より高い不凍結領域の電気抵抗値は、凍結過程、融解過程とも $1.0 \times 10^1 \text{ k}\Omega$ オーダーであった。 0°C 付近においては、凍結過程では電気抵抗値が $1.0 \times 10^1 \text{ k}\Omega$ オーダーから $1.0 \times 10^2 \text{ k}\Omega$ オーダーへ、融解過程では $1.0 \times 10^2 \text{ k}\Omega$ オーダーから $1.0 \times 10^1 \text{ k}\Omega$ オーダーへ 1 桁変化する状況が見られた。また、試料温度が 0°C 未満の凍結領域では電気抵抗値は $1.0 \times 10^2 \text{ k}\Omega$ オーダーとなっている。

3) 凍結・融解状態の判定

以上の結果より、凍結状態と融解状態では電気抵抗値のオーダーが異なることから、これを凍結、および融解・未凍結の判定の基準とすることで、凍結状態と融解状態の判定が可能と判断する。なお、何れの試料においても 0°C 付近において電気抵抗値が幅広く存在しているのは、電気抵抗値を計測している二つの電極の間の水分が、凍結部分と未凍結・融解部の双方が混在している状態を表していると考ええる。

5.7 自動記録装置を用いた原位置における計測手法の開発

室内における評価により、計測に用いる交流周波数および凍結判定基準を決定したことから、原位置における凍結深さ測定を実施する。原位置において自動記録装置と凍結融解深度計を用いて計測する最大凍結深さを評価するため、同一の施設に複数の種類の既存の計測機器を埋設して凍結深さの計測を行い、それぞれより得られた最大凍結深さを比較する。

5.7.1 計測に用いた施設の概要

原位置における最大凍結深さ測定結果は、アスファルト舗装部と、土層部で行う。これは、既存の計測技術であり最大凍結深さ計測に一般的に用いられているメチレンブルー凍結深度計が写真-5.7.1のように舗装体に孔をあけてハンドホール設置し、埋設する必要があることから、コンクリート舗装よりも開削、埋戻しが比較的容易な舗装構造箇所を選択したためである。



写真-5.7.1 メチレンブルー凍結深度計埋設用ハンドホール

1) アスファルト舗装部

写真-5.7.2に示すアスファルト舗装部を延長 1.0 m, 幅 4.5 m で 開削し,
図-5.7.1 に示すように計測機器を埋設した。



写真-5.7.2 アスファルト舗装部

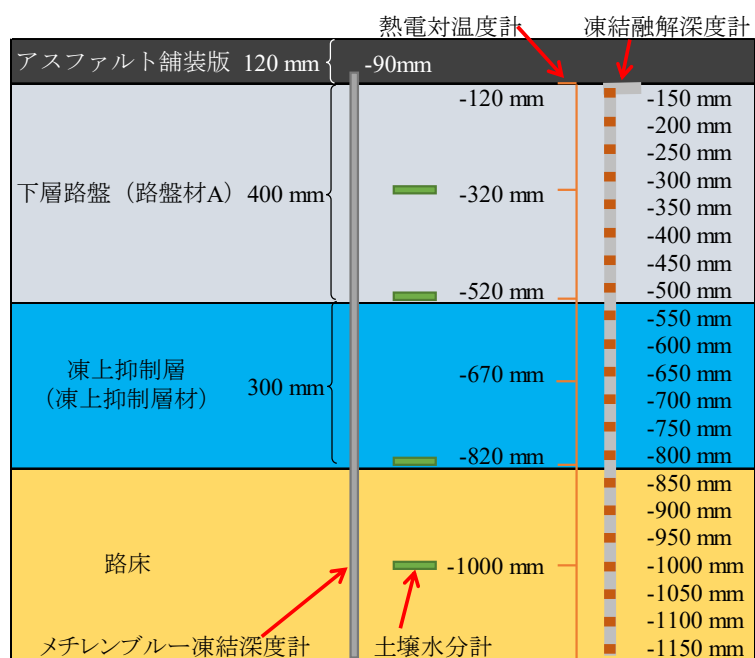


図-5.7.1 アスファルト舗装部の断面および計測機器設置概要

計測機器の埋設にあたっては既設アスファルト舗装版をコンクリートカッターで切断後、バックホウで舗装版を撤去し、下層路盤以下をバックホウにて層別に掘削を行い、計測機器を据え付けた。埋戻しはバックホウにて掘削した材料を層別に戻し、150～200 mm の巻出し厚でランマー、プレートを用いて転圧後、アスファルト舗装を舗装した。各計測機器の埋設深さは表-5.7.1 に示すとおりである。

表-5.7.1 アスファルト舗装部の計測機器の埋設深さ

測定機器	センサ設置深さ(mm)									
熱電対温度計	-30	-70	-120	-320	-520	-670	-820	-1,000	-1,250	-1,500
水分計	-320	-520	-820	-1,000						
メチレンブルー凍結深度計	-90～-1,590									
凍結深度計	-150	-200	-250	-300	-350	-400	-450	-500	-550	-600
	-650	-700	-750	-800	-850	-900	-950	-1,000	-1,050	-1,100
	-1,150	-1,200	-1,250	-1,300	-1,350	-1,400	-1,450	-1,500		

2) 土槽部

図-5.7.2 に示す幅 4.4 m、奥行き 3.0 m のコンクリート製の土槽内に、図-5.7.3 に示すように計測機器を埋設した。

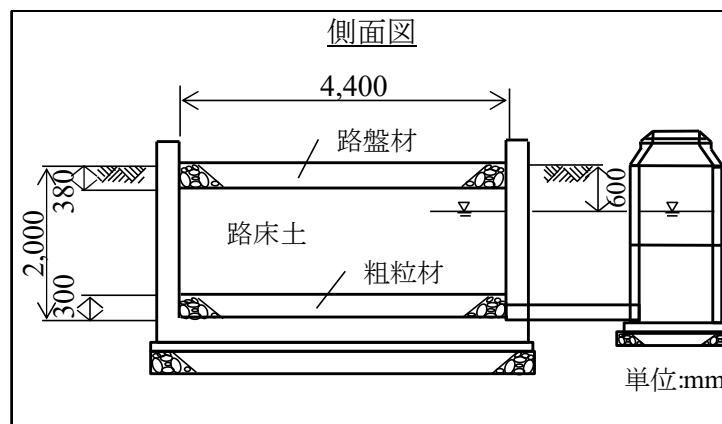


図-5.7.2 土槽部の側面図

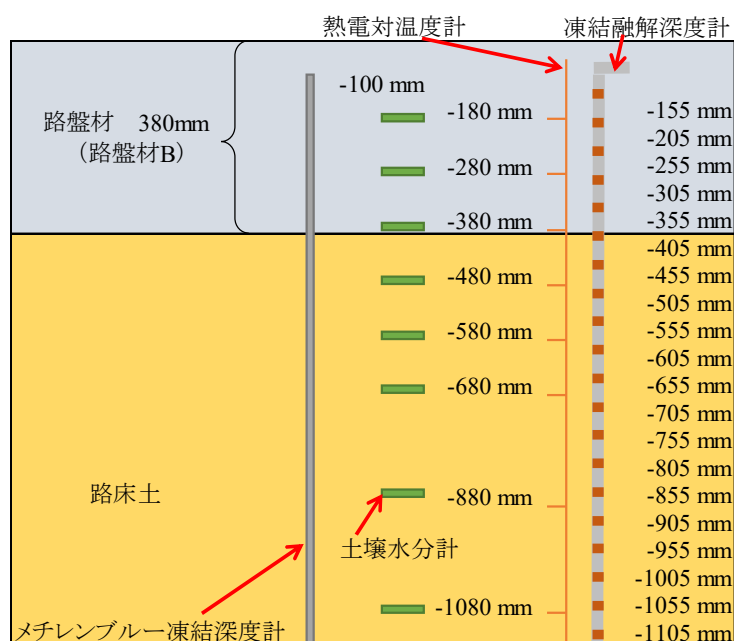


図-5.7.3 土槽部の断面および計測機器設置概要

土槽内の深さ-380 mm までは路盤材を用い、これ以深に路床土を使用した。試料の敷設にあたっては、バックホウにて 1 層 150～200 mm で敷均し、層状にハンドガイドローラを用いて転圧した。各計測機器の埋設深さは表-5.7.2 に示すとおりである。

表-5.7.2 土層部の計測機器の埋設深さ

測定機器	センサ設置深さ(mm)									
熱電対温度計	-180	-280	-380	-480	-580	-680	-880	-1,080	-1,330	-1,580
水分計	-180	-280	-380	-480	-580	-680	-880	-1,080	-1,330	-1,580
メチレンブルー凍結深度計	-100～-1,600									
凍結深度計	-155	-205	-255	-305	-355	-405	-455	-505	-555	-605
	-655	-705	-755	-805	-855	-905	-955	-1,005	-1,055	-1,105
	-1,155	-1,205	-1,255	-1,305	-1,355	-1,405	-1,455	-1,505		

5.7.2 評価に用いた計測機器

最大凍結深さの計測にあたっては凍結融解深度計，熱電対温度計，土壤水分計，およびメチレンブルー凍結深度計の4種類を用いる。

凍結融解深度計は図-5.7.1，図-5.7.3に示すように電極が鉛直方向に並ぶように埋設し，深さ方向に一定間隔で電極を配することで50mmの深さ間隔で凍結融解判定を行う。

計測に用いた熱電対温度計を写真-5.7.3に示す。防腐処理を施した木製の棒に図-5.7.1，図-5.7.3に示す間隔でT型熱電対温度計を固定して舗装体内に埋設し， $-20\sim 70\text{ }^{\circ}\text{C}$ の環境下で自動計測が可能であり分解能が $0.1\text{ }^{\circ}\text{C}$ の熱電対温度計測ロガー（テストー製：testo176 T4）を用いて計測を行う。



写真-5.7.3 熱電対温度計



写真-5.7.4 土壤水分計

計測に用いた土壤水分計を写真-5.7.4に示す。本計測では体積含水率が計測できる5TE 土壤水分・温度・EC センサー(METER 社製)を用い，図-5.7.1，図-5.7.3に示す所定の埋設深さに埋設し， $-40\sim 60\text{ }^{\circ}\text{C}$ の環境下で自動計測が可能で，分解能が 0.1% 未満のEm505チャンネルロガー(METER 社製)を用いて計測を行う。

第5章 凍結深さ計測手法の選定および計測技術の開発

メチレンブルー凍結深度計については、長さ 1500 mm のものを用い、写真-5.7.5 に示すハンドホールを用いて舗装体内に垂直に埋設し目視により計測を行う。



写真-5.7.5 メチレンブルー凍結深度計設置状況

(左：ハンドホール外見，右：ハンドホール内部)

熱電対温度計，凍結融解深度計，および土壌水分計については，それぞれの配線は埋戻し時の転圧や交通加重等の外力で損傷しないように FEP 管に内挿し埋設する．また，凍結融解深度計では L 字型の水平部も配線とともに FEP 管にて保護する．配線の内挿された FEP 管は，土槽部については路盤材層から，アスファルト舗装部においては下層路盤部から路肩土工部を経由し地表面に立ち上げる．各配線は金属製の箱に収めた自動記録装置に接続し，1 時間毎にデータを取得する．メチレンブルー凍結深度計の計測にあたっては自動計測ができないため，3～10 日に 1 度の頻度で目視計測を行う．

5.7.3 計測対象材料

アスファルト舗装部の下層路盤材は表-5.3.1に示した路盤材 A の切込碎石 40 mm 級であり，凍上抑制層材料は表-5.7.3に示す切込碎石 80 mm 級である．また，土槽部の路盤材は表-5.4.1に示した路盤材 B の切込碎石 40 mm 級であり，路床土は表-5.3.1に示した粘性土質砂礫砂となっている．

表-5.7.3 計測対象材料の性状（アスファルト舗装部）

項目	凍上抑制材料 切込碎石80mm級
通過質量百分率	
75.0 (mm)	100
63.0 (mm)	94
53.0 (mm)	88
37.5 (mm)	74
19.0 (mm)	56
13.2 (mm)	46
4.75 (mm)	33
2.36 (mm)	25
0.300 (mm)	7
0.300 (mm)	7
0.150 (mm)	4
0.075 (mm)	2
表乾密度 (g/m ³)	2.65
絶乾密度 (g/m ³)	2.60
吸水率 (%)	1.95
最大乾燥密度 (g/m ³)	2.209
最適含水比 (%)	5.9

5.7.4 計測期間の気象条件

計測期間は平成 29 年 11 月から平成 30 年 3 月であり，調査箇所近傍の AMeDAS 観測地点である鷺川の平均気温より算出したこの期間の凍結指数 $461^{\circ}\text{C} \cdot \text{days}$ であった．なお，計測期間中に積雪が確認された場合は，本線部においては除雪用ホイールローダまたは除雪用グレーダを用いて路面を路面が完全に露出するように，土槽部については人力にて表面が露出するように毎朝除雪を実施することとし，可能な限り路面および地表面が露出する状態を維持した．

5.7.5 各計測機器による計測結果

1) 電気抵抗値の計測結果

凍結融解深度計による電気抵抗値の時系列計測データを以下に示す．

図-5.7.4 にアスファルト舗装部における電気抵抗値の計測結果を示す．

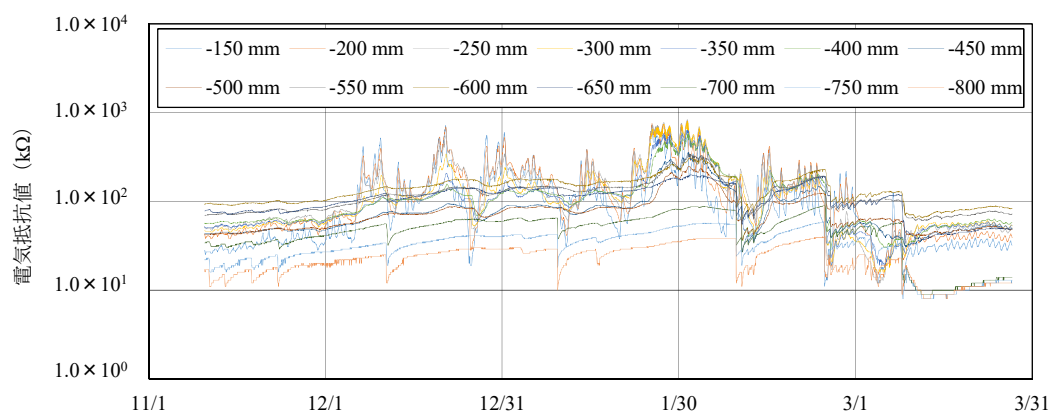


図-5.7.4 アスファルト舗装部における電気抵抗値計測結果

初期値は全ての深さで $1.0 \times 10^1 \text{ k}\Omega$ のオーダーであることが確認できる。-150 mm~-650 mm の深さにおいては、冬期間に $1.0 \times 10^2 \text{ k}\Omega$ のオーダーとなり、3月中旬までに全ての深さで $1.0 \times 10^1 \text{ k}\Omega$ のオーダーに戻った。-700 mm 以深においては多少の値の増減があったものの計測期間を通して $1.0 \times 10^1 \text{ k}\Omega$ のオーダーで推移した。

図-5.7.5 に土槽部における電気抵抗値の計測結果を示す。初期値は全ての深さで $1.0 \times 10^1 \text{ k}\Omega$ のオーダーであることが確認できる。-150 mm~-655 mm の深さにおいては、冬期間に $1.0 \times 10^2 \text{ k}\Omega$ のオーダーとなったが、-705 mm 以深においては多少の値の増減があったものの計測期間を通して $1.0 \times 10^1 \text{ k}\Omega$ のオーダーで推移した。

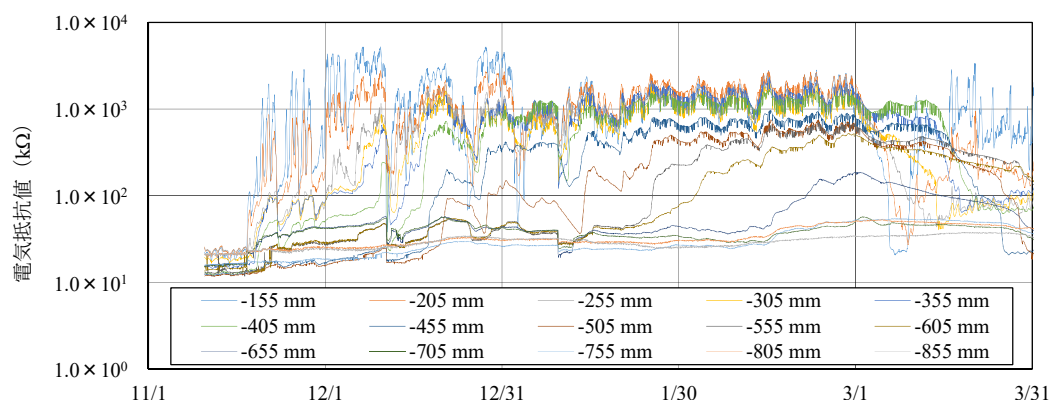


図-5.7.5 土槽部における電気抵抗値計測結果

2) 舗装体温度の計測結果

凍結融解深度計による電気抵抗値の時系列計測データを以下に示す。

図-5.7.6 にアスファルト舗装部における舗装体温度の計測結果を示す。-670 mm 以浅までは 0°C 以下の温度が観測されたが、-820 mm 以深では計測期間を通じて 0°C 以上の温度で推移した。

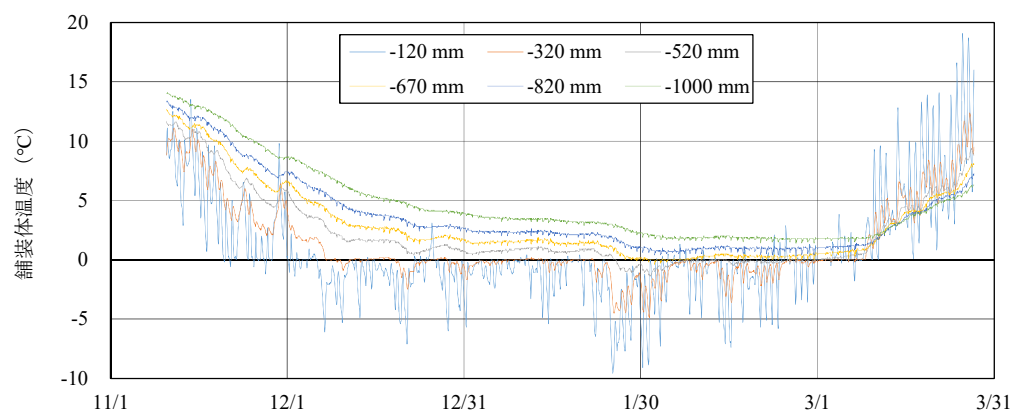


図-5.7.6 アスファルト舗装部における舗装体温度計測結果

図-5.7.7 に土層部における舗装体温度の計測結果を示す。-580 mm 以浅までは 0 °C 以下の温度が観測されたが、-680 mm 以深では計測期間を通じて 0 °C 以上の温度で推移した。

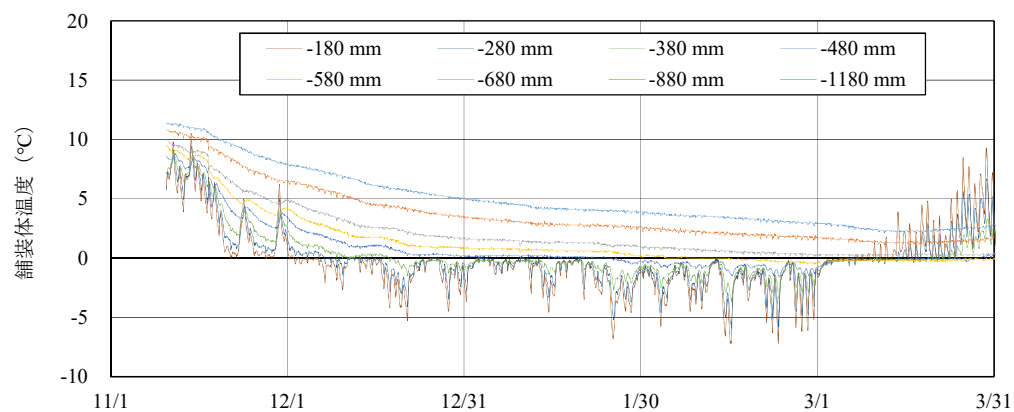


図-5.7.7 土層部における舗装体温度計測結果

3) 体積含水率の計測結果

土壌水分計による体積含水率の時系列計測データを以下に示す。

図-5.7.8 はアスファルト舗装部における体積含水率の計測結果を示している。下層路盤中間部に位置する深さ-320 mm においては 12 月上旬に体積含水率が急激に下がり、その後数値の大きな上昇および低下が数回確認され、3 月上旬に 12 月上旬以前よりも体積含水率が大幅に高い値となった。凍上抑制層上部に位置する深さ-520 mm においては、1 月下旬に体積含水率の低下が見られ、2 月下旬に急激に上昇した。路床土に位置する-820 mm, -1,000 mm では体積含水率の急激な低下は計測されなかった。

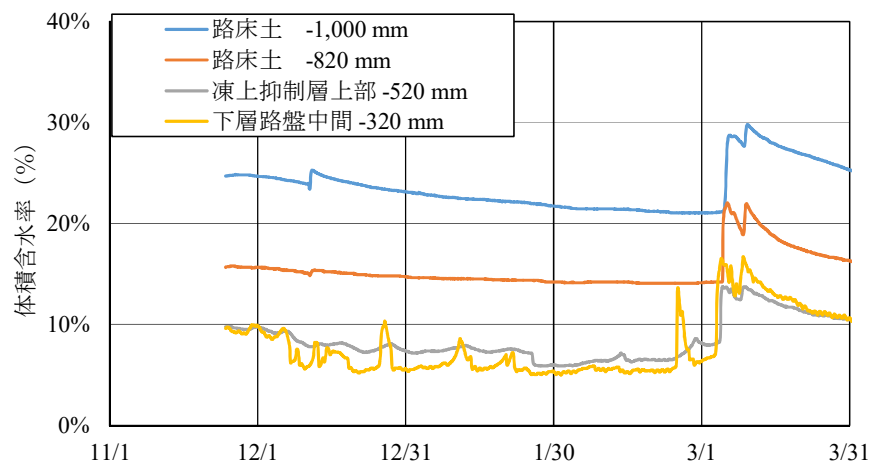


図-5.7.8 体積含水率の推移(アスファルト舗装部)

図-5.7.9 は土槽部における体積含水率の計測結果を示している。路盤材の深さにあたる-180～-380 mm では 1 月下旬に急激な値の低下が計測された。路床土の深さにあたる-480 mm 以深では、-480 mm のみ 2 月中旬に体積含水率が急激に低下する状況が確認され、-580 mm 以深では体積含水率の急激な低下は計測されなかった。

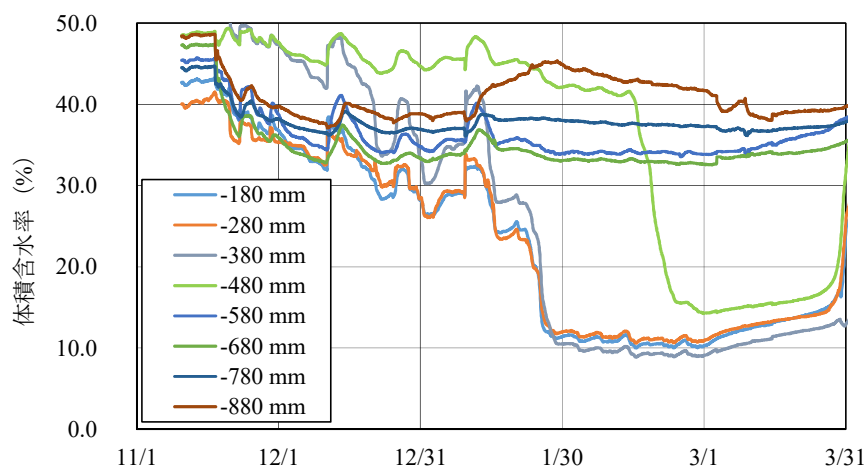


図-5.7.9 体積含水率の推移(土槽部)

4) メチレンブルー凍結深度計の計測結果

メチレンブルー凍結深度計による計測結果を図-5.7.10に示す。アスファルト舗装部においては、概ね10日に一度の頻度で目視計測を行っている。凍結は12月中旬に路盤材層上部から入り、1月下旬に凍結が路床土層に到達している。最大凍結深さを2月上旬に観測し、3月中旬以降に急激に融解が進み、3月17日の観測において氷層が完全になくなることを確認した。

土槽部においては、概ね3日に一度の頻度で目視計測を行っている。凍結は12月中旬に路盤材層に入り、1月下旬に路床土層に到達した。最大凍結深さを2月下旬に観測している。なお、3月1日に日降雨量30mmの降雨があり、この時雨水が地中に浸透しない状況となり、路盤層に滞水が生じ、ハンドホール下部のゴムパッキン部からハンドホール内への浸水を確認した。このため、以後の適切な観測が不能と判断し、計測を中止した。

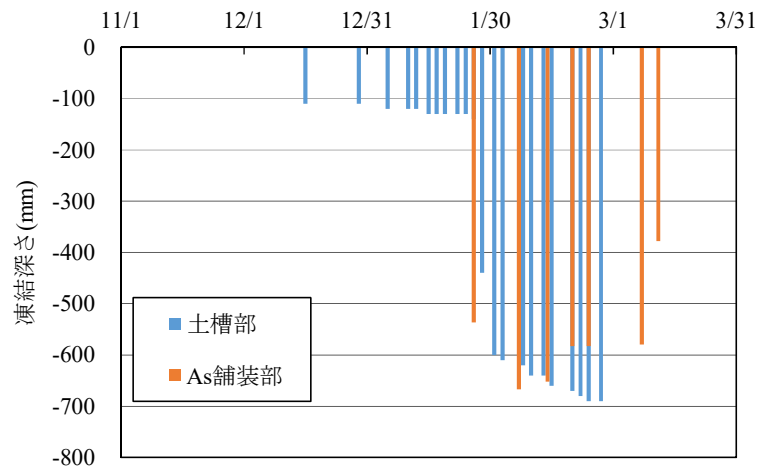


図-5.7.10 メチレンブルー凍結深度計による凍結深さ

5.7.6 各計測機器における凍結深さの判定手法

原位置における計測より得られたデータより，路盤・路床の凍結深さを判定するため，以下の手法により各計測データを評価した．

1) 電気抵抗値

図-5.7.4，図-5.7.5 より，アスファルト舗装部，および土槽部において，凍結および融解に伴うと示唆される顕著な電気抵抗値の変化が確認されたことから，アスファルト舗装部，および土槽部より得られた時系列データを室内計測結果と同様に電気抵抗値と舗装体温度の関係に整理し凍結判定条件を検討する．計測対象とした3材料（路盤材・凍上抑制層材料・路床土）の代表深さにおける整理結果を図-5.7.11～図-5.7.13 にそれぞれ示す．なお，計測開始から電気抵抗値が最大となるまでの期間を凍結過程として凡例を青色三角印で示し，電気抵抗値が最大を示した後を融解過程として黄色丸印で示すとともに，図-5.6.6，図-5.6.7 に示した室内計測結果を比較のために併せて記載する．

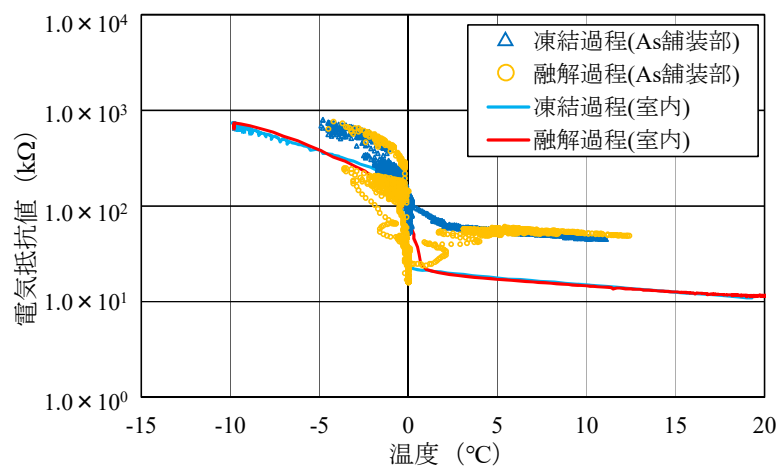


図-5.7.11 電気抵抗値と温度の関係

(アスファルト舗装部下層路盤中間)

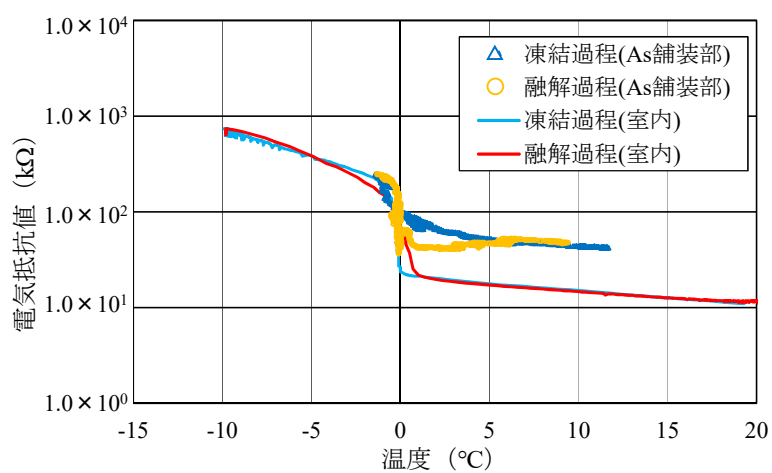


図-5.7.12 電気抵抗値と温度の関係

(アスファルト舗装部凍上抑制層上部)

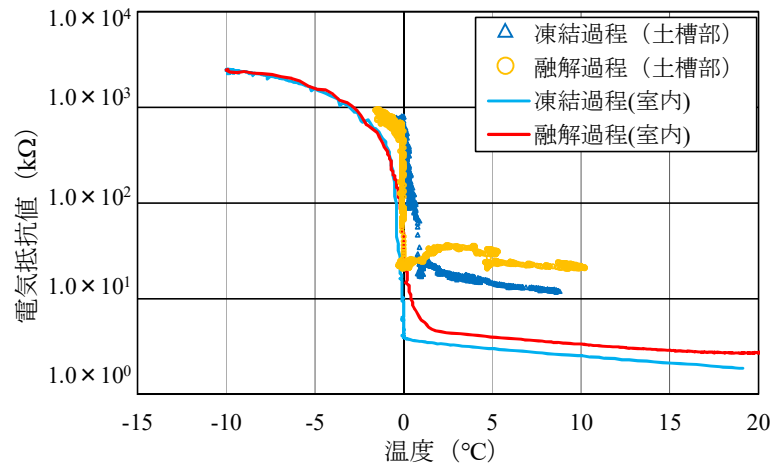


図-5.7.13 電気抵抗値と温度の関係（土槽部路床土）

図-5.7.11 に示すアスファルト舗装部下層路盤中間において、凍結過程に着目すると 0 °C 付近においては電気抵抗値が 1.0×10^1 kΩ オーダーから 1.0×10^2 kΩ オーダーへ 1 桁変化し、融解過程ではその逆の 1.0×10^2 kΩ オーダーから 1.0×10^1 kΩ オーダーへ 1 桁変化した。なお、室内計測結果と比較して同じ温度条件における電気抵抗値が若干高い値となっているが、室内計測の結果により材料中の含水比の低下に伴い電気抵抗値が上昇する傾向を把握しており、原位置においては室内計測よりも下層路盤材の含水比が低かったために電気抵抗値が高い値となったものと推察される。

図-5.7.12 に示すアスファルト舗装部凍上抑制層上面においても、図-5.7.10 に示したアスファルト舗装部下層路盤中間部と同様に、凍結過程では 0 °C 付近においては電気抵抗値が 1.0×10^1 kΩ オーダーから 1.0×10^2 kΩ オーダーへ 1 桁変化し、融解過程では 1.0×10^2 kΩ オーダーから 1.0×10^1 kΩ オーダーへ 1 桁変化した。

図-5.7.13 に示す土槽部路床土における凍結過程では、0 °C 付近において電気抵抗値が 1.0×10^1 kΩ オーダーから 1.0×10^2 kΩ オーダーへ、1 桁変化し、融解過程ではその逆の 1.0×10^2 kΩ オーダーから 1.0×10^1 kΩ オーダーへ 1 桁

第5章 凍結深さ計測手法の選定および計測技術の開発

変化した。なお、土槽部路床土においても室内計測結果と比較して同じ温度条件における電気抵抗値が若干高い結果となっているが、これについても計測対象とする材料の含水比の影響により差が生じたと推察される。

以上より、原位置計測においても 0°C 付近において電気抵抗値が顕著に変化する状況が確認され、凍結状態と未凍結・融解状態では電気抵抗値のオーダー変化することから、この現象を凍結の判定基準とする。

2) 舗装体温度

0.0°C を境界として、これより高い温度の場合、未凍結または融解と判定し、これよりも低い場合を凍結と判定した。なお、 0.0°C においては凍結状態と融解状態の双方の可能性があるが、ここでは 0.0°C を凍結したとして取り扱う。

3) 体積含水率

既往の研究^{12),13)}より対象とする材料の水分が凍結することにより土壤水分計より得られる値が急激に低下することが知られている。このことから、値の急激な低下をもって凍結と判定する。

4) メチレンブルー凍結深度計

透明（氷）とブルー（メチレンブルー水溶液）の境界をもって凍結層と未凍結・融解層の境界を決定する。

5.7.7 各計測機器による最大凍結深さ

1) 電気抵抗値

表-5.7.4 にアスファルト舗装部および土層部の 1,000 mm 以浅の電気抵抗値の初期値と最大値を示す. 初期値は何れの計測箇所とも $1.0 \times 10^1 \text{ k}\Omega$ オーダーである. 一方, 計測期間における最大値は, 土層部の -155 ~ -405 mm において $1.0 \times 10^3 \text{ k}\Omega$ オーダー, 土層部の -455 ~ -655 mm およびアスファルト舗装部の -150 ~ -650 mm において $1.0 \times 10^2 \text{ k}\Omega$ オーダーとなり, これらの深さで電気抵抗値が 1 桁以上変化した.

表-5.7.4 電気抵抗値の初期値と最大値

	深さ	電気抵抗値(k Ω)			深さ	電気抵抗値(k Ω)	
		初期値	最大値			初期値	最大値
ア ス フ ア ル ト 舗 装 部	-150 mm	2.8×10^1	7.2×10^2	土 層 部	-155 mm	2.2×10^1	5.2×10^3
	-200 mm	4.3×10^1	8.1×10^2		-205 mm	2.6×10^1	2.8×10^3
	-250 mm	5.2×10^1	8.3×10^2		-255 mm	2.5×10^1	2.2×10^3
	-300 mm	4.7×10^1	8.0×10^2		-305 mm	1.9×10^1	2.1×10^3
	-350 mm	5.2×10^1	6.4×10^2		-355 mm	1.6×10^1	2.3×10^3
	-400 mm	5.7×10^1	5.8×10^2		-405 mm	1.3×10^1	1.7×10^3
	-450 mm	4.3×10^1	3.6×10^2		-455 mm	1.2×10^1	9.6×10^2
	-500 mm	4.2×10^1	2.5×10^2		-505 mm	1.2×10^1	7.5×10^2
	-550 mm	6.9×10^1	3.4×10^2		-555 mm	1.3×10^1	7.0×10^2
	-600 mm	9.2×10^1	3.1×10^2		-605 mm	1.3×10^1	5.2×10^2
	-650 mm	7.8×10^1	2.0×10^2		-655 mm	1.5×10^1	1.9×10^2
	-700 mm	3.4×10^1	8.9×10^1		-705 mm	1.5×10^1	5.7×10^1
	-750 mm	2.2×10^1	5.9×10^1		-755 mm	1.6×10^1	5.4×10^1
	-800 mm	1.7×10^1	4.0×10^1		-805 mm	2.1×10^1	5.3×10^1
	-850 mm	1.2×10^1	2.0×10^1		-855 mm	2.1×10^1	3.8×10^1
	-900 mm	1.1×10^1	1.9×10^1		-905 mm	1.6×10^1	3.2×10^1
	-950 mm	1.2×10^1	2.1×10^1		-955 mm	1.8×10^1	3.4×10^1

以上の結果から, アスファルト舗装部では -650 mm の深さまで凍結し, -650 mm と -700 mm の間に凍結と未凍結の境目があると判断され, 土層部で

は-655 mm の深さまで凍結し， -655 mm と -705 mm の間に凍結と未凍結の境目があると判断される．

2) 舗装体温度

舗装体温度から算出される最大凍結深さは， アスファルト舗装部では図-5.7.6 の結果より -670 mm と -820 mm の間となり比例計算より推定される値は -745 mm となる． 土層部では図-5.7.7 の結果より -580 mm と -680 mm の間となり比例計算より推定される値は -663 mm となる．

3) 体積含水率

体積含水率から推定される最大凍結深さは， アスファルト舗装部では図-5.7.8 より -520～-820 mm の間， 土層部では図-5.7.8 より -480～-580 mm の間となる．

4) メチレンブルー凍結深度計

最大凍結深さは図-5.7.10 より， アスファルト舗装部では -667 mm， 土層部では -690 mm となる．

5.7.8 最大凍結深さの比較

以上より得られた各計測機器における最大凍結深さを表-5.7.5 に示す．本計測では比較的細かい計測間隔で現地に赴きメチレンブルー凍結深度計の凍結深さを計測することが可能であったことから，水の凍結を直接確認するメチレンブルー凍結深度計の値がもっとも正確な値が得られていると判断し，この値と他の計測機器より得られた値を比較し，各手法の精度を評価する．

表-5.7.5 最大凍結深さの比較

計測機器名称	最大凍結深さ (mm)	
	アスファルト舗装部	土層部
電気抵抗値(凍結融解深度計)	-650~-700	-655~-705
熱電対温度計	-745	-663
土壌水分計	-520~-820	-480~-580
メチレンブルー凍結深度計	-667	-690

電気抵抗値による最大凍結深さは 50 mm の幅があるもののアスファルト舗装部および土層部でメチレンブルー凍結深度計と同一の深さを示す結果が得られた。また、熱電対温度計では土層部ではメチレンブルー凍結深度計とほぼ同等の値となったが、アスファルト舗装部ではメチレンブルー凍結深度計-667 mm に対し、-745 mm と 78 mm の差が生じた。土壌水分計では、アスファルト舗装部においては 300 mm の幅があるもののメチレンブルー凍結深度計の値を包括する値となったが、土層部においてはメチレンブルー凍結深度計の値と異なる結果となった。

以上より、今回開発した凍結融解深度計は凍結を直接判定することによりメチレンブルー凍結深度計と同等の判定が可能となり、熱電対温度計では誤差の生じる条件においても、精度の高い最大凍結深さの自動計測が可能になる判断できる。なお、電気抵抗値のみによる最大凍結深さにあたっては、計測対象が乾燥している場合 0 °C以上の条件でも凍結時と同様の値を示すことから、乾燥と凍結を判別するため熱電対温度計の併用が必要と考える。

5.8 コンクリート舗装における最大凍結深さの計測

以上の結果より, 最大凍結深さの自動計測に電気抵抗を計測する凍結融解深度計と舗装体温度を計測する熱電対温度計の併用が有効であることが把握できたことから, これらの計測機器を用いてコンクリート舗装の凍結深さを計測し, 最大凍結深さの実測値を得る. 凍結深さの計測箇所は, 事前評価で用いた図-5.4.1 に示した苫小牧寒地試験道路におけるコンクリート舗装版(以下, 苫小牧)と, 供用中の実道にて実施する.

5.8.1 実道調査箇所の概要

実道における最大凍結深さ計測は, 写真-5.8.1 に示す一般国道234号岩見沢市栗沢(以下, 岩見沢)で実施する. 岩見沢における舗装断面を図-5.8.1 に示す. 岩見沢の交通量区分はN₆であるため, コンクリート舗装版280 mmの下に密粒度アスコン13Fの中間層が40 mm施されており, 下層路盤は厚さ520 mmで切込碎石40 mm級が用いられている.



写真-5.8.1 コンクリート舗装(岩見沢)

5.8.2 コンクリート舗装における最大凍結深さ計測結果

苫小牧については，平成28年度から平成29年度にかけてはLCRメータにより数日間隔で計測を行っているが，自動計測装置による計測に道筋が立った平成30年度からは自動計測装置により計測を行っている．なお，平成30年度は自動計測装置の操作ミスにより欠測となっている．また，岩見沢については，令和2年度に計器を埋設し当年度から計測を開始している．苫小牧および岩見沢の最大凍結深さ計測結果を表-5.8.2に示す．

表-5.8.2 コンクリート舗装における最大凍結深さ計測結果

		最大凍結深さ (mm)		
		凍結融解深度計 (電気抵抗値)	熱電対温度計 (舗装体温度)	決定値
苫小牧	平成28年度	-800~-850	-850	-850
	平成29年度	-800~-850	-943	-850
	平成30年度	欠測	-859	-859
	令和元年度	-800~-850	-825	-825
	令和2年度	-800~-850	-950	-850
岩見沢	令和2年度	-900~-950	-900	-900

苫小牧，岩見沢とも概ね凍結融解深度計による計測結果と，熱電対温度計による計測結果は一致したが，苫小牧の平成29年度および令和2年度の計測結果において，熱電対温度計の値のほうが，凍結融解深度計の値よりも深い値となった．

ここで，令和2年度に苫小牧において最大凍結深さが示された2月16日5:00の舗装体温度分布と，この時間帯を除外した上で2番目に深い凍結深さを示した2月6日5:00の温度分布を図-5.8.2に示す．2月6日5:00においては路面から深くなるに従い舗装体温度が高くなる状況が示されておりこのときの0℃深さは-850 mmであった．一方，2月16日5:00の0℃深さは-950 mmであるが-350 ~-950 mmの間で0.0℃の値を示している．

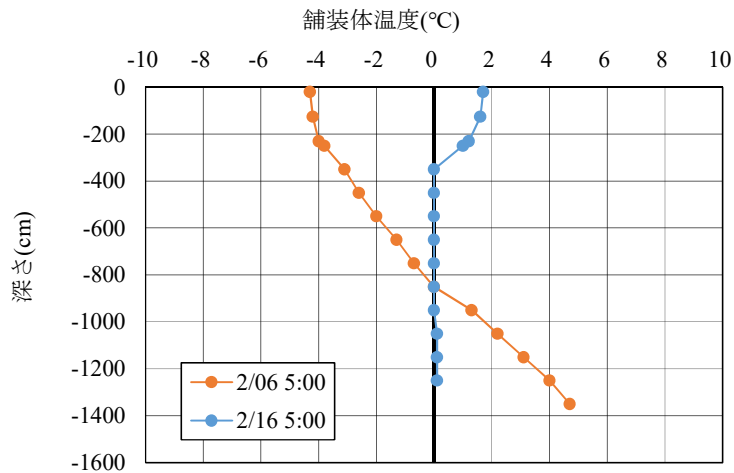


図-5.8.2 令和2年度の最大凍結深さ

舗装体温度のみで判断すると2月16日のほう2月6日よりも凍結深さは深く判定される。しかしながら、凍結融解深度計による計測結果からは-800～-850mmが最大凍結深度と判定されていることから、両者の計測結果より2月16日における-950mmの深さは0℃であるが凍結に至っていないと判断される。よって、令和2年度の最大凍結深さは-950mmの次点の最大凍結深さである-850mmと判定した。

また、平成29年度においても同様に熱電対温度計による舗装体温度と凍結融解深度計による電気抵抗値の計測結果を比較し、熱電対温度計において0.0℃の値が観測されても凍結融解深度計の判定で凍結とならない場合は凍結と判定しないこととした。その結果、舗装体温度が0.0℃となった最も深い深度は-943mmであったが、凍結融解深度計による計測結果からは-800～-850mmが最大凍結深度と判定されていることから、平成29年度の最大凍結深さは-850mmと判定した。

5.9 既存設計凍結深さと凍結融解深度計および熱電対温度計の併用による計測値の比較

既存設計凍結深さと凍結融解深度計および熱電対温度計の併用により判定した最大凍結深さ（以下、実測最大凍結深さ）を比較する。なお、調査期間における各調査箇所での凍結指数は計測箇所近郊の AMeDAS 観測地点の外気温より算出した。それぞれの凍結指数を表-5.9.1 に示す。さらに、計測箇所と AMeDAS 観測地点の標高による気温差を考慮するため、高度における気温の補正¹⁰⁾を行い、凍結指数を算出した。結果を表-5.9.2 に示す。岩見沢の値は表-5.1.4、表-5.1.5 の再掲である。

表-5.9.1 近傍 AMeDAS 観測地点の凍結指数

	苫小牧	岩見沢
	凍結指数 (°C・days)	
平成28年度	445.9	-
平成29年度	460.9	-
平成30年度	437	-
令和元年度	355.9	-
令和2年度	437.8	419.6

表-5.9.2 標高補正後の凍結指数

	苫小牧	岩見沢
	凍結指数 (°C・days)	
平成28年度	443.9	-
平成29年度	459.2	-
平成30年度	435.5	-
令和元年度	354.1	-
令和2年度	436.1	410.3
計測箇所標高(m)	7	26
近郊AMeDAS標高(m)	10	42

標高補正後の凍結指数における実測最大凍結深さと既存設計凍結深さとの関係を図-5.9.1に示す。

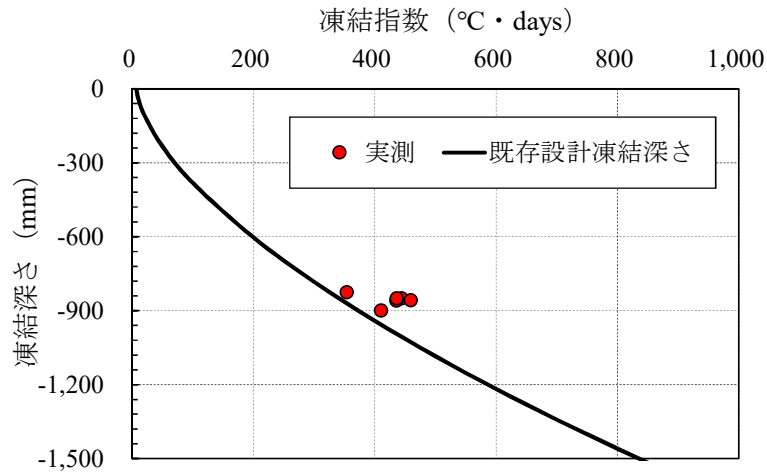


図-5.9.1 凍結指数と実測最大凍結深さ・既存設計凍結深さの関係

実測最大凍結深さと既存設計凍結深さは凍結指数 400 °C · days 以下で同等の値となったが、凍結指数が大きくなるほど差が大きくなる傾向が見られる。既存設計凍結深さと比較して実測最大凍結深さのほうが浅いため、安全側の設計であると判断されるが、凍結指数の大きな地域では実際の凍結深さと設計値に大きな乖離が生じていることが明らかとなった。このため、実際の凍結深さに即した適切な置換厚を設定するためには、コンクリート舗装に対応した修正 Berggren 式よりも精度の高い新たな最大凍結深さの算定手法の必要と考えられる。

参考文献

- 1) 外塚信, 石崎武志, 間谷邦利: 現行の凍結深さ計測法の問題点と改善点, 北海道の雪氷, No.14, pp.44-47, 1995.
- 2) 矢作裕: 釧路と凍土, pp.99-100, pp.143-161, 1996.
- 3) 河内邦夫, 武藤章, 後藤典俊, 高見雅三, 和気徹: 凍土用リアルタイム物理探査機器の開発研究, 室蘭工業大学研究報告.理工編 43 巻, pp31-60, 1993.
- 4) 高見雅三: 比抵抗モニタリングによる季節凍土の凍結・融解過程の解明, pp.6-11, 2012.
- 5) 原田鉦一郎, 福田正己: 凍土の比抵抗値の特性, 雪氷 62 巻 1 号, pp.15-22, 2000.
- 6) FHWA: LTPP Seasonal Monitoring Program : Instrumentation Installation and Data Collection Guidelines, FHWA-RD-94-110, pp.II-6-12, 1994.
- 7) Ronald T. Atkins : Resistivity Probes, Installation and Readout Techniques, MnROAD RESEARCH PROJECT, pp.1-11

- 8) Gonzalo R. Rada, Aramis Lopez, JR., Gary E. Elkins, Cheryl A. Richter, and Brandt Henderson : Long-time Pavement Performance Seasonal Monitoring Program Instrumentation Selection and Installation , TRANSPORTATION RESEARCH RECORD 1432, pp.32-43, 1994.
- 9) Mingu Kang and J.S. Lee: Evaluation of the freezing–thawing effect in sand–silt mixtures using elastic waves and electrical resistivity, Cold Regions Science and Technology 113, pp.1-11, 2015.
- 10) 草薙浩：気温の海拔高度減率グラフと気温図によるアメリカと日本の気候の地域特性評価，天気 Vol.62No.6, P.527, 2015.
- 11) 東京電機大学：電気の理論，pp.103-119, P.138, 1955.
- 12) Ronald T. Atkins, Timothy Pangbum, Roy E. Bates, and Bruce E. Brockett : Soil Moisture Determinations Using Capacitance Probe Methodolgy, US Army Corps of Engineerrs Spcial Report 98-2, pp.13-14, 1998.
- 13) 安倍隆二，熊谷政行，丸山記美雄：積雪寒冷地におけるアスファルト舗装の理論的設計法に用いる材料特性および環境条件に関する検討，土木学会論文集 E1（舗装工学），Vol.67, No.3, p.24, 2011.

第6章 最大凍結深さの推定手法の開発

ここでは、実際の凍結深さに即した適切な置換厚を推定することを目的として、コンクリート舗装に対応した最大凍結深さの算定手法の開発を図-6.1.1に示す流れで実施する。凍結深さの推定にあたり、始めに、熱収支法を用いて路面温度を推定するために必要な解析パラメータを設定する。次に、解析パラメータとなる路面のアルベド、気象データ、および推定値の精度評価に必要な舗装体温度について試験舗装にて実測する。得られたデータを用いて熱収支解析により舗装体表面温度を推測し、実測値との比較・評価を行う。さらに、推定した舗装体表面温度を熱収支解析に用い、凍結深さを推定する。最後に、実測最大凍結深さと推定した最大凍結深を比較・評価する。

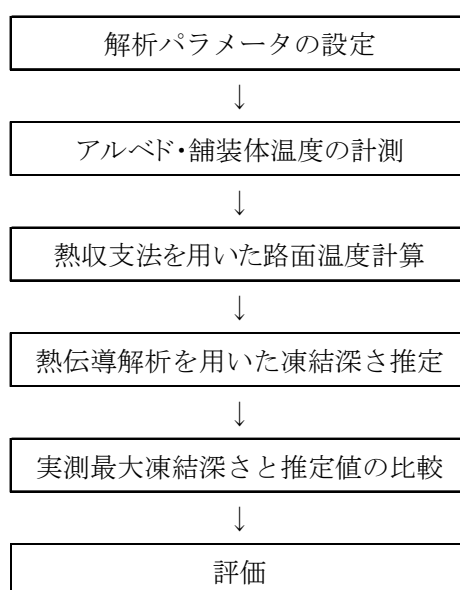


図-6.1.1 凍結深さ推定手法

6.1 熱収支法を用いた路面温度の推定

前述の通り，修正 Berggren 式では，路面温度を気温により代替し凍結深さを推定しているが，同じ外気温でも日射や路面の色，路面の材質によって必ずしも「外気温＝路面温度」とはならない．路面温度を直接推定する手法として熱収支モデルがあり，路面温度は前述の式（2.3.15）より路面温度 T_s は，日射量 $Sr\downarrow$ とアルベド α ，気温 T_a ，大気の蒸気圧 e_a ，量 n ，風速 V ，熱伝導率 k ，深さ Δz における舗装体内部温度 T_g より推定可能となる．本検討では，式（2.3.15）を用いてコンクリート舗装の路面温度 T_s を推定し，得られた路面温度を用いて熱伝導解析を行い，コンクリート舗装の最大凍結深さを推定する手法の開発を行う．

6.1.1 路面温度の推定対象施設の概要

路面温度の推定の対象とした施設は，凍結融解深度計を埋設した図-5.4.1，写真-5.4.1 に示した苫小牧である．写真-6.1.1 に示すように舗装体温度以外にアルベド等の観測装置を設置しデータ計測を行う．



写真-6.1.1 対象施設における計測状況

6.1.2 各種パラメータの設定

式(2.3.15)に表-6.1.1に示す入力条件を代入し、ニュートン・ラプソン法を用いて繰り返し計算により路面温度 T_s の近似値を求める。

対象期間は令和元年9月30日～令和2年3月31日であり、気温 T_a 、深さ Δz における舗装体内部温度 T_g 、およびアルベド α については苫小牧の実測値を用いる。なお、計測期間が冬期であるため積雪が確認された場合は毎朝除雪を実施する。気温 T_a は自然通風用シェルター内に白金測温抵抗体温度計を用いて対象とするコンクリート舗装版脇の芝生箇所で計測し、舗装体内部温度 T_g はT型熱電対温度計により計測する。アルベド α については写真-6.1.1に示すようにコンクリート舗装版状で実施する。日射量 $Sr\downarrow$ 、大気の蒸気圧 e_a 、雲量 n 、風速 V は近傍の AMeDAS 観測所のデータを用いる。なお、表-6.1.1において項目によって AMeDAS 観測所が異なるのは、最も近い観測所である AMeDAS 鵠川での計測項目が限られているためであり、各々の気象データについて最も近い観測所を選択した結果、大気の蒸気圧については苫小牧、日射量、雲量については札幌の観測所の値を採用している。また、熱伝導率 k については、本研究では実測を行わず文献¹⁾より引用した。

表-6.1.1 入力値（苫小牧）

項目	測定方法・引用	AMeDASとの水平距離(km)
日射量 $Sr\downarrow$	AMeDAS(札幌)	56.6
アルベド α	実測(苫小牧寒地試験道路)	-
気温 T_a	実測(苫小牧寒地試験道路)	-
大気の蒸気圧 e_a	AMeDAS(苫小牧)	19.0
雲量 n	AMeDAS(札幌)	56.6
風速 V	AMeDAS(鵠川)	15.6
熱伝導率 k	0.94 W/(m・K) ¹⁾	-
舗装体内部温度 T_g	実測(苫小牧寒地試験道路：h=-20mm)	-

6.1.3 コンクリート舗装版におけるアルベドの計測

写真-6.1.1 に示したコンクリート舗装版にて、天空からの日射量および舗装面による反射日射量を測定し、反射量を日射量で除してアルベドを求めた。計測値の整理にあたっては、既往の観測報告^{2)~5)}を参考に、晴天日、かつコンクリート舗装版表面が乾燥露出している日の正午のデータを採用した。なお、コンクリート舗装版の乾燥および積雪の状況は、観測カメラで撮影した静止画より判断した。

冬期間のアルベドの計測結果を図-6.1.2 に示す。アルベドは、コンクリート舗装版周囲の積雪面からの日射の照り返しの影響を大きく受けていると考えられ、コンクリート舗装版の周囲の積雪の有無に応じて異なる値となっている。このため、積雪を有する日の観測日のデータを除外し、アルベドの平均値を算出した。この結果、コンクリート舗装版のアルベドの平均値は、0.256 となった。この値は既往の文献^{2)~5)}に報告されているコンクリートのアルベド範囲内（0.236～0.45）であり、妥当と判断されるため、以降の検討にあたってはこの値を採用する。

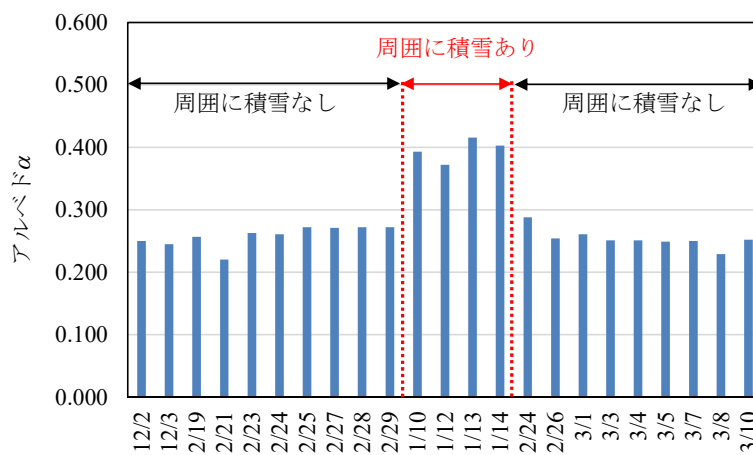


図-6.1.2 アルベド測定結果

6.1.4 熱収支法を用いた路面温度の計算結果

表-6.1.1 の条件を用いて式 (2.3.15) より推定した 1 時間ごとの路面温度 T_s と、深さ $h=0$ mm で実際に計測したコンクリート舗装の路面温度を比較し、熱収支法を用いた路面温度の推定結果の妥当性を評価する。評価期間は最大凍結深さを算出するために必要な期間とし、後に示す熱伝導解析の解析開始日とする 9 月 30 日から積算寒度が極小となる日までとした。解析期間を積算寒度が最大となる日までとしたのは、本研究では最大凍結深さの推定に路面温度を使用するためであり、融雪期においては舗装表面に周囲から流れ込む融雪水が路面温度に大きな影響を与える可能性が考えられ、この期間の値を使用すると凍結深さ推定の精度低下を招く可能性が想定されるためである。

図-6.1.3 に苫小牧の実測外気温より算出した積算寒度を示す。これによると積算寒度が最大となる日は 3 月 4 日であることから、9 月 30 日から 3 月 4 日までを評価期間に設定した。

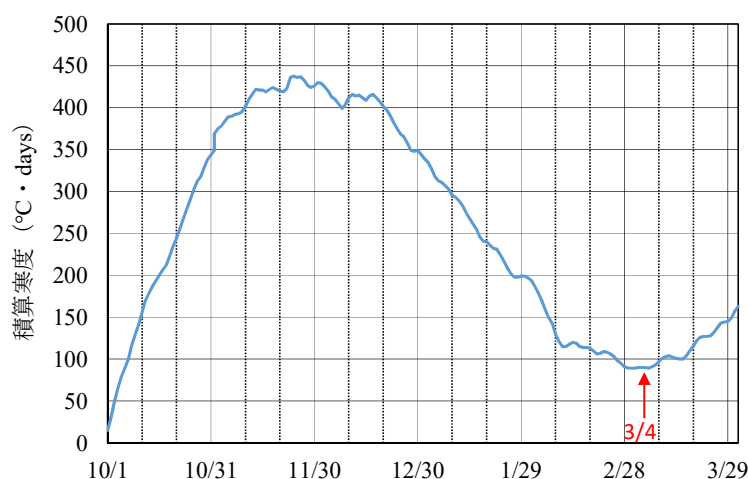


図-6.1.3 苫小牧の実測外気温より算出した積算寒度

表-6.1.1 の条件を用いて式 (2.3.15) より推定した 1 時間ごとの路面温度 T_s と、深さ $h=0$ mm で実測したコンクリート舗装の路面温度の関係を図-6.1.4 に示す。近似式の傾きが 1.012、切片が 0.109 と両者の関係はほぼ 1:1 を示した。また、決定係数は $R^2=0.933$ であることから、高い精度でコンクリート舗装の路面の温度を推定できると判断できる。

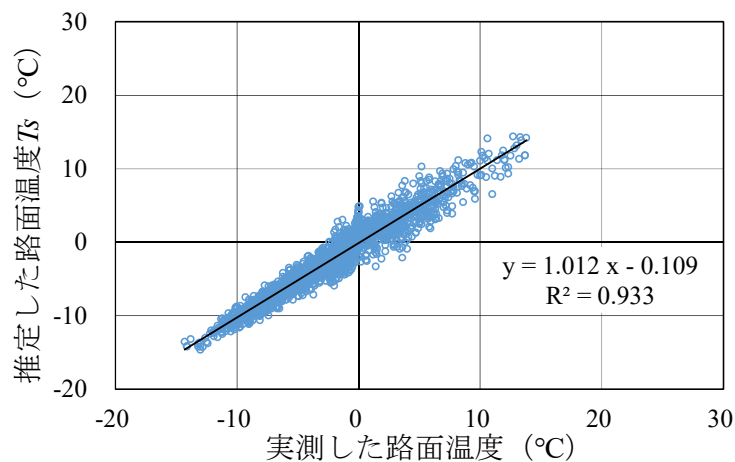


図-6.1.4 推定した路面温度 T_s と実測した路面温度

6.1.5 AMeDAS 外気温を代用して熱収解析を行った路面温度の計算結果

§6.1.4 では実測の外気温 T_a と Δz における舗装体内部温度 T_g を入力条件として使用したが、実際の舗装設計時に設計対象箇所の過去の気温および舗装体温度データを入手することは極めて困難であることから、これらの値を AMeDAS より得られる気温データで代用して路面温度を推定する手法を検討する。

1) 代用する外気温の設定

外気温については近傍の AMeDAS 観測所の外気温 Ta' を代用する．実測の外気温 T_a と近傍の AMeDAS 観測所の外気温の関係を図-6.1.4 に示す．なお，対象箇所である苫小牧と近傍の AMeDAS 観測所である鵜川の水平距離は表-6.1.1 に示したように 15.6 km と比較的近く，標高差は表-5.9.2 に示したように 3 m である．図-6.1.5 より両者の近似式は傾きが 0.968，切片が 0.076 とほぼ 1:1 の関係を示し，決定係数は $R^2=0.969$ と高く，代用が可能と判断した．なお，近傍の AMeDAS が複数存在する場合は，設計対象箇所と最も外気温の相関が得られる観測所を選定するため，設計対象箇所において外気温の実測を行い比較することで，設計制度の精度向上につながると考える．また，標高差がある場合は，前述したように高度における気温補正⁶⁾を実施することが望ましいと考える．

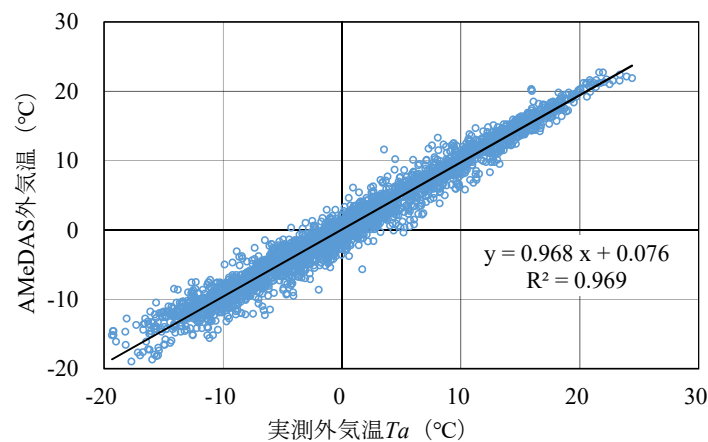


図-6.1.5 実測外気温 T_a と AMeDAS 外気温 Ta'

2) 代用する舗装体内部温度の推定

Δz における舗装体内部温度 Tg については AMeDAS 観測所の外気温と実測の舗装体内部温度 Tg の相関式より決定する方法を検討する．はじめに，実測した外気温 T_a と実測の舗装体内部温度 Tg の相関を確認する．図-6.1.6 に深さ $h=-20$ mm で実測した舗装体内部温度と実測外気温の関係を示す．

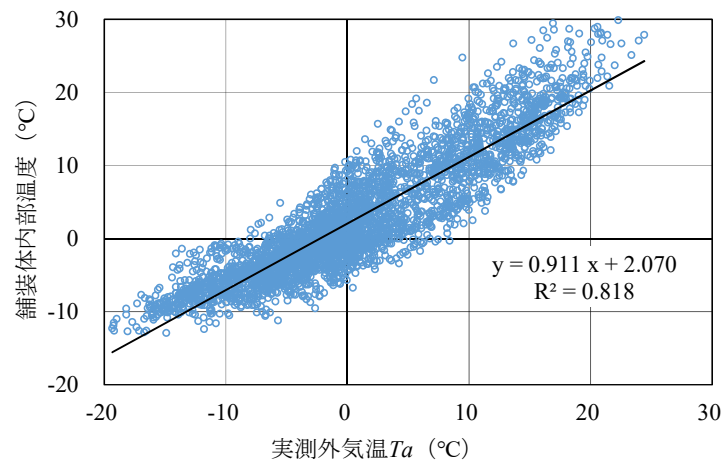


図-6.1.6 実測外気温 T_a と実測舗装体内部温度 T_g の関係

T_a より推定した $h=-20$ mm の舗装内部温度 T_g' の関係は式 (6.1.1) のように表され，決定係数 R^2 は 0.818 と高い相関が示された．

$$T_g' = 0.911T_a + 2.070 \quad (6.1.1)$$

3) 代用値より求めた路面温度と実測路面温度の比較

次に，式 (6.1.1) に近傍 AMeDAS 観測所の気温 T_a' を代入し舗装体内部温度 T_g' を求め， T_a' および T_g' を式 (2.3.15) に代入して路面温度 T_s' を算出する．得られた路面温度 T_s' と実測した路面温度の関係を図-6.1.7 に示す．

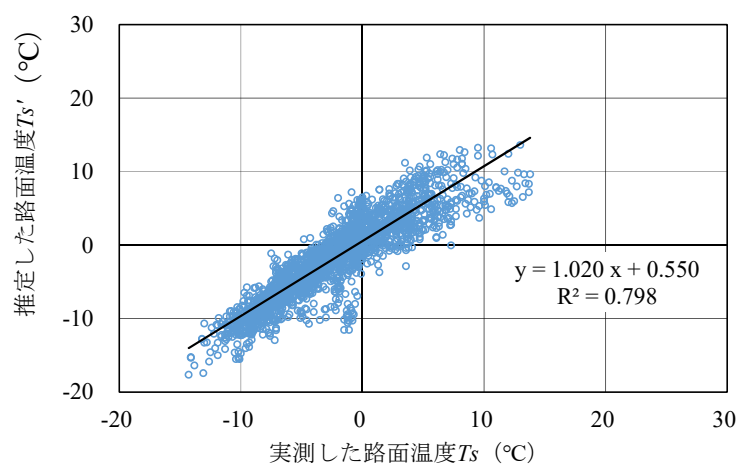


図-6. 1. 7 AMeDAS 気温データより推定した路面温度 T_s' と
実測路面温度の関係

実測した路面温度と推定した路面温度 T_s' は概ね 1:1 の関係を示し，決定係数 $R^2=0.798$ となり，概ね高い精度でコンクリート舗装の路面の温度を推定できていることが明らかとなった．

6.2 熱伝導解析を用いた凍結深さの推定

以上の検討より得られた路面温度を用いて熱伝導解析を行い、令和元年9月30日～令和2年3月31日における苫小牧箇所の凍結深さを推定する。熱伝導解析には2次元熱伝導解析ソフトウェア G-HEAT/2D⁷⁾を用いる。評価の対象とする最大凍結深さは解析対象期間中に 0.0℃を示した最も深い深度とする。

6.2.1 解析モデルの作成および材料条件の設定

解析モデルおよび材料に関する入力条件を図-6.2.1に示す。

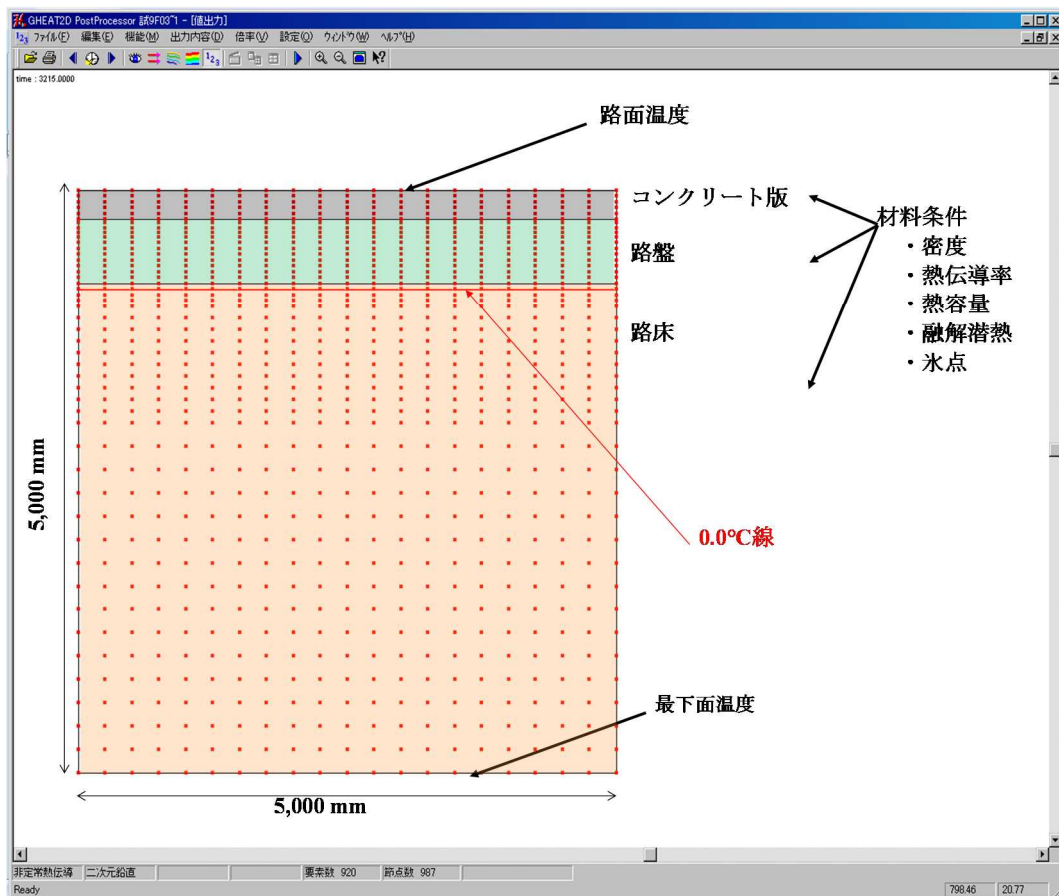


図-6.2.1 断面構成および入力条件（苫小牧）

第6章 凍結深さの推定手法の開発

入力条件は、断面構成、材料条件、路面温度および最下面温度である。図中の赤点は温度解析点であり、凍結が入ると推定される深さ $h=-1,000$ mm までは 50 mm 間隔、深さ $h=-1,000\sim 2,000$ mm は 100 mm、これ以深は 200 mm 間隔で設けた。解析に使用した断面構成は 図-5.4.1, 写真-5.4.1 に示した苫小牧の条件であり、材料条件は表-6.2.1 に示す通りである。

表-6.2.1 材料条件（苫小牧）

材料名	密度 (g/cm^3)	熱伝導率 (W/m/K)	熱容量 $\times 10^6 (\text{J/m}^3 \cdot \text{K})$	融解潜熱 $\times 10^6 (\text{J/m}^3)$	含水比 (%)	氷点 (K)
セメントコンクリート	2.30	0.938	2.009	0.0	0.0	273.15
切込砕石	2.00	2.132	1.737	33.5	5.0	273.15
火山灰	1.20	1.199	1.833	104.5	26.0	273.15

ここで、コンクリートの密度は道路橋仕方書⁸⁾より、その他の値は、寒冷地地盤工学⁹⁾より引用した。なお、苫小牧の路床材料は工事資料より火山灰質砂のため、寒冷地地盤工学⁹⁾より火山灰の値を引用している。

最下面温度については、既往の地中温度計測結果¹⁰⁾から決定した。北海道地域における 1939.1～1948.12 の 10 年間に計測された深さ $h=-5,000$ mm における月平均温度の最大値、最小値、および平均値を表-6.2.2 に示す。

表-6.2.2 深さ $h=-5,000$ mm における地中温度

	網走	旭川	札幌	帯広	釧路	根室	浦河	函館
期間最大値(℃)	9.4	11.0	10.5	10.6	9.0	9.0	10.9	12.6
期間最低値(℃)	7.6	7.8	7.0	7.1	7.0	6.6	7.5	9.1
最大値-最低値(℃)	1.8	3.2	3.5	3.5	2.0	2.4	3.4	3.5
期間平均値(℃)	8.5	9.3	8.9	8.7	8.0	7.8	9.4	10.9

これより深さ $h=-5,000$ mm における月平均温度の変動幅は最大でも 3.5°C とほぼ一定であることが分かる．そこで本解析では深さ $h=-5,000$ mm の地温を一定と仮定し，苫小牧に最も近い札幌の期間平均値 8.9°C を最下面温度として入力する．路面温度については前述の通り式 (2.3.15) より得られる値を1時間毎に入力する．

6.2.2 実測データを用いた熱伝導解析による最大凍結深さ

実測した気温および舗装体内部温度を用いて式 (2.3.15) より算出した路面温度は図-6.2.2 に示通りとなった．この路面温度データを熱伝導解析における路面温度として与え，最大凍結深さを求めた結果，最大凍結深さは-854 mm となった．

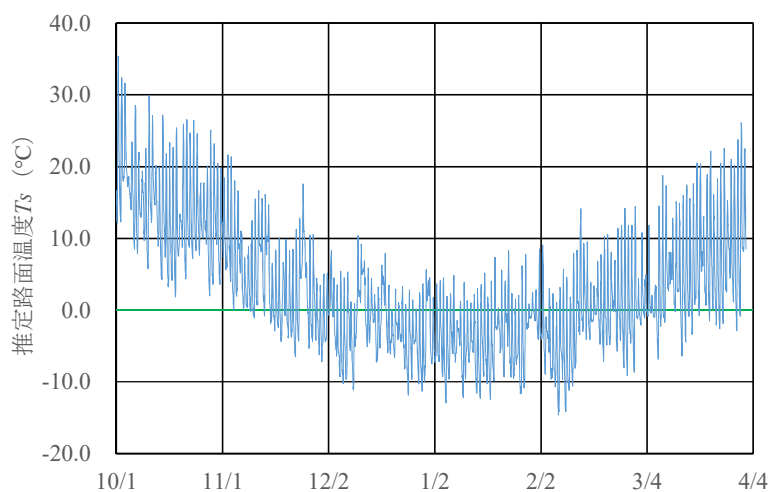


図-6.2.2 実測気温・実測舗装体内部温度を用いて推定した
路面温度 T_s

6.2.3 AMeDAS データを用いた熱伝導解析による最大凍結深さ

AMeDAS 鶴川より得られる気温，および式（6.1.1）を用いて得られた舗装体内部温度を用いて式（2.3.15）より算出した路面温度は図-6.2.3に示すとおりとなった．この路面温度データを熱伝導解析における路面温度として与え，最大凍結深さを求めた結果，最大凍結深さは-805 mm となった．

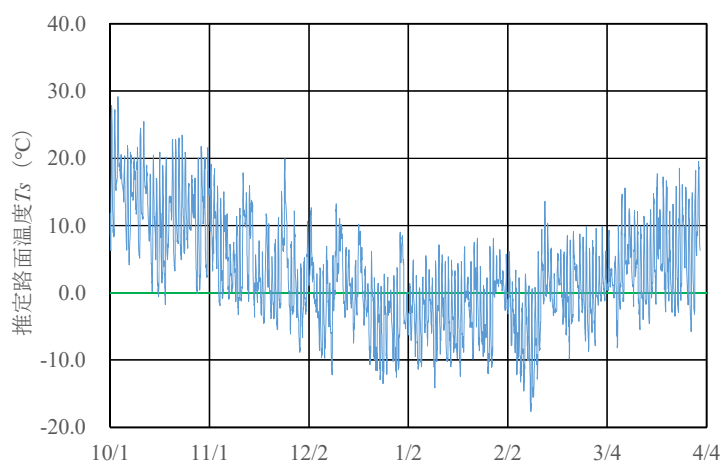


図-6.2.3 AMeDAS より得られる気温と推定式を用いて推定した
路面温度 T_s ’

6.3 実測最大凍結深さと推定値の比較

以上より得られた苫小牧における最大凍結深さの推定値と、凍結融解深度計および熱電対温度計を用いて実測した実測最大凍結深さの比較を行う。

令和元年度の苫小牧における実測最大凍結深さは表-5.8.2 より-825 mmであり、各推定値と比較すると表-6.3.1 に示す通りとなる。

表-6.3.1 実測最大凍結深さとの比較（令和元年度苫小牧）

項 目	最大凍結深さ(mm)	実測最大凍結深さとの差(mm)
実測最大凍結深さ	-825	-
実測気温および舗装体内部温度を用いて求めた最大凍結深さ	-854	-29
推定最大凍結深さ	-805	20

実測外気温および舗装体内部温度を用いて求めた最大凍結深さと、実測最大凍結深さとの差は-29 mm であり、AMeDAS より得られる気温を用いて求めた最大凍結深さ（以下、推定最大凍結深さ）と実測最大凍結深さとの差は20 mm となった。この結果から、双方とも実測最大凍結深さとの誤差は±30 mm 以内であり、推定最大凍結深さにおいても実測値と概ね同等の値が得られることが明らかとなった。

6.4 開発手法の他年度データを用いた適用性の検討

令和元年度の条件において、推定最大凍結深さと実測最大凍結深さが概ね同等の値となることが明らかとなったことから、次のステップとして他年度における凍結深さについて AMeDAS データを用いて推定し、表-5.8.2 に示した実測最大凍結深さと比較し適用性を評価する。実測最大凍結深さを有する各年度の推定最大凍結深さと推定最大凍結深さを表-6.4.1 に示す。

表-6.4.1 実測最大凍結深さとの比較（苫小牧）

年度	実測最大凍結深さ(mm)	推定最大凍結深さ(mm)	実測最大凍結深さとの差(mm)
平成28年度	-850	-855	-5
平成29年度	-858	-905	-47
平成30年度	-859	-903	-44
令和元年度	-825	-805	20
令和2年度	-850	-874	-24

推定最大凍結深さと実測最大凍結深さとの差は何れの年度も±50 mm 以内であり、令和元年以外の条件においても推定最大凍結深さは実測最大凍結深さと同等の値が得られる結果となった。

6.5 開発手法の他地点へのデータを用いた適用性の検討

苫小牧の条件において、推定最大凍結深さが実測最大凍結深さと同等の値を得ることを確認できたことから、次のステップとして、他地点において AMeDAS データを用いた最大凍結深さの推定を行い、実測最大凍結深さと比較し、当推定手法の道路設計への適用性を検討する。

対象箇所は実測最大凍結深さを有する岩見沢とする。熱伝導解析に用いる各項目の入力値は表-6.5.1 に示す通りであり、気温、大気の蒸気圧、風速は AMeDAS 岩見沢の値を、日射量、雲量についてはこれらを観測する最も近い観測地点である AMeDAS 札幌の値を使用する。

熱伝導解析に用いる最深部温度については表-6.2.2 により最も水平距離の近い札幌の値を使用する。また、材料に関する入力条件は表-6.5.2 に示すとおりであり、解析断面は図-6.5.1 に示すとおりである。

表-6.5.1 入力値（岩見沢）

項目	測定方法・引用文献	AMeDASとの水平距離(km)
日射量 $S_r \downarrow$	AMeDAS(札幌)	35.3
アルベド α	苫小牧寒地試験道路の実測値	-
気温 T_a	AMeDAS(岩見沢)	8.7
大気の蒸気圧 e_a	AMeDAS(岩見沢)	8.7
雲量 n	AMeDAS(札幌)	35.3
風速 V	AMeDAS(岩見沢)	8.7
舗装体内部温度 T_g	AMeDASデータと推定式より算出	-

表-6.5.2 材料条件（岩見沢）

材料名	密度 (g/cm^3)	熱伝導率 (W/m/K)	熱容量 $\times 10^6 (\text{J/m}^3 \cdot \text{K})$	融解潜熱 $\times 10^6 (\text{J/m}^3)$	含水比 (%)	氷点 (K)
セメントコンクリート	2.30	0.938	2.009	0.0	0.0	273.15
アスファルト混合物	2.35	1.448	1.875	0.0	0.0	273.15
切込碎石	2.00	2.132	1.737	33.5	5.0	273.15
細粒土	1.20	1.574	2.738	200.9	50.0	273.15

第6章 凍結深さの推定手法の開発

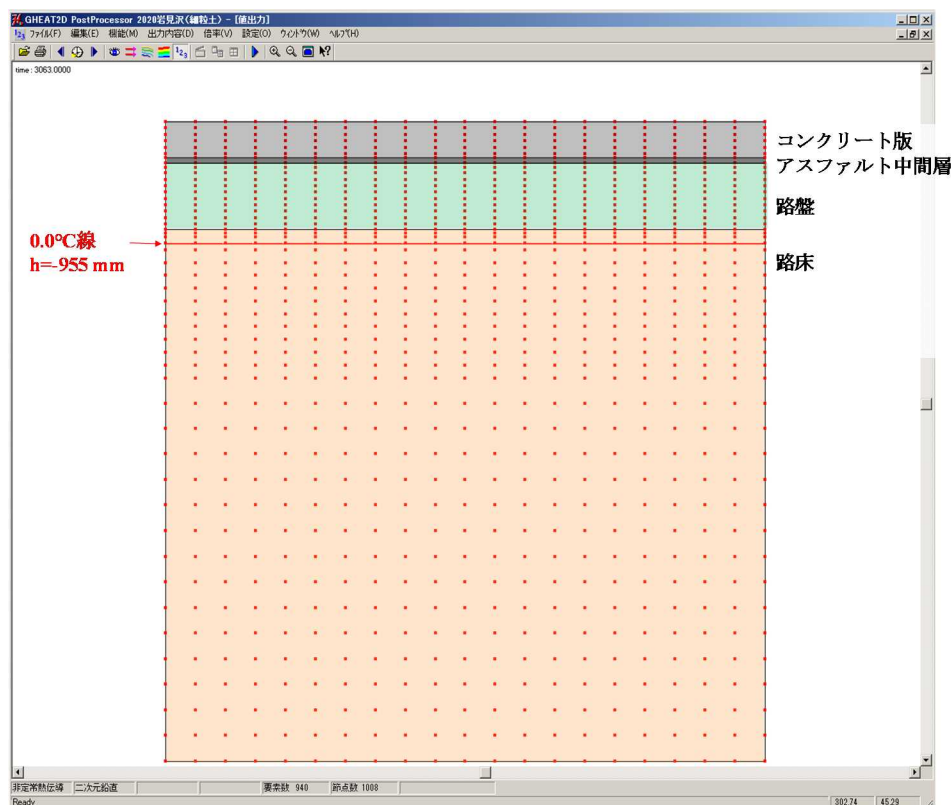


図-6.5.1 解析断面および解析最大凍結深さ（令和2年度岩見沢）

熱伝導解析より求めた推定最大凍結深さは、図-6.5.1 に示すとおり-955 mm となった。図-5.8.2 に示した実測最大凍結深さとの比較結果を表-6.5.3 に示す。推定最大凍結深さの実測最大凍結深さとの誤差は 55 mm であり、苫小牧と概ね同等の結果が得られた。

以上の結果より、今回設定したアルベド等の条件値および舗装体温度推定式は他地点の最大凍結深さ推定においても適用性が認められ、コンクリート舗装の最大凍結深さ推定に活用できる可能性が示された。

表-6.5.3 実測最大凍結深さとの比較（岩見沢）

年度	実測最大凍結深さ(mm)	推定最大凍結深さ(mm)	実測最大凍結深さとの差(mm)
令和2年度	-900	-955	-55

参考文献

- 1) 公益社団法人地盤工学会北海道支部地盤の凍上対策に関する研究委員会：寒冷地地盤工学，p.44，p.48，p.63，2009.
- 2) 福田萬大，深沢邦彦，荒木美民，藤野毅，浅枝隆：夏季自然状態での各種舗装の熱環境緩和特性に関する実験的研究，土木学会論文集，N0. 571/V-36，pp.149-158，1997.
- 3) 君島健之，大石英夫，西岡真稔，森山正和：コンクリート舗装のヒートアイランド緩和効果，Cement Science and Concrete Technology，No.60，pp.635-645，2006.
- 4) 浅枝隆，藤野毅：舗装面の熱収支と蓄熱特性について，水文・水資源学会誌第 5 巻 4 号，pp.3-7，1992.
- 5) 徳本行信，彌田和夫，岡田恒夫，稲葉慶成，吉田孝介：舗装体の温度上昇を抑制する保水性舗装材の開発について，土木学会舗装工学論文集，第 3 巻，pp.191-200，1998.
- 6) 草薙浩：気温の海拔高度減率グラフと気温図によるアメリカと日本の気候の地域特性評価，天気 Vol.62No.6，P.527，2015.
- 7) 地層科学研究所：2次元熱伝導解析ソフトウェア G-HEAT/2D
- 8) 公益社団法人日本道路協会：道路橋仕方書・同解説，I 共通編，p.17，2012.

第6章 凍結深さの推定手法の開発

- 9) 公益社団法人地盤工学会 北海道支部地盤の凍上対策に関する研究委員会：寒冷地地盤工学，p.48，2009.
- 10) 農林水産省：地中温度等に関する資料，農業気象資料，第3号，1982.

第7章 凍上を考慮したコンクリート舗装の路床設計法の提案

7.1 コンクリート舗装の置換厚の変更

7.1.1 FEM 解析と疲労度計算を用いたひび割れ発生までの期間 と現地調査における最大凍上量確認からひび割れ発生までの期間の比較

§4 において実際の凍上現象を再現した FEM モデルおよび疲労度計算によりコンクリート舗装版を横断するひび割れが発生するまでの期間（以下、解析期間）を計算した。この解析期間と、§3.4.5 凍上量測定結果に示した凍上発生箇所においてコンクリート舗装版にひび割れが発生するまでの期間（以下、現地調査期間）比較し、解析期間の妥当性を検討する。表-7.1.1 に両者を示す。現地調査期間は 2 ヶ月以内であるのに対し、解析期間は 5~11 日である。現地調査期間は 2 月 22 日に最大凍上量を確認した後、ひび割れを発見する 4 月 26 日までの 2 ヶ月間目視調査を行っていないことから、実際は 2 ヶ月よりも短い期間でひび割れが発生したと考えられる。よって、解析期間と現地調査結果は同程度であり、解析結果は妥当であると判断する。

表-7.1.1 ひび割れが発生するまでの期間

現地調査期間		2ヶ月以内
解析期間	疲労度 (a式)	5日
	疲労度 (b式)	11日

7.1.2 置換厚の提案

§3.4 調査結果より、現在の設計基準を満たす箇所においては、凍上が発生しない条件であれば供用年 25～30 年程度経過後も良好な供用性状を有していることが明らかとなり、§4.4 疲労度計算の結果からは、増毛の交通条件、舗装構成において凍上が発生しない場合においては、50 年程度コンクリート舗装版を横断するひび割れは発生しない計算結果が得られた。しかしながら、§3.4.2 目視調査結果より、凍上性の路床土が存在する調査箇所においては縦断および横断方向のひび割れの発生が多いことが明らかとなり、§3.4.5 凍上量測定結果においては、路床土が凍上性である増毛のコンクリート舗装において凍上が観測され、最大凍上量を観測後約 2 ヶ月以内の短期間でコンクリート舗装版に版横断方向を貫通するひび割れが発生したことが明らかとなった。また、§3.4.4 FWD によるたわみ量調査結果より、凍上を確認したコンクリート舗装版下に空間が生じている可能性があることが明らかとなった。さらに、§4.2 FEM 解析結果および§4.4 疲労度計算結果から、コンクリート舗装版下で凍上が発生した場合、コンクリート舗装版を横断方向に貫通する疲労ひび割れがわずか 5～11 日で生じることが明らかとなった。表-3.4.9 に示したように現地計測確認された凍上量は最大でも 13 mm であり、FEM 解析で再現した凍上によるコンクリート舗装版と路盤の間の空間は図-4.1.5 に示したように最大 15 mm、輪荷重載荷位置直下では 5 mm であることから、わずかでも凍上が発生するとコンクリート舗装版に写真-3.4.3、図-3.4.16 に示したひび割れが極めて短期間で発生する可能性があると言える。コンクリート舗装版にこのような構造的な損傷が発生した場合、ひび割れ発生箇所から雨水や融雪水が流入し、路床路盤の脆弱化、支持力の低下を引き起こし、写真-7.1.1、写真-7.1.2 に示すようなコンクリート舗装版の構造的な損傷、沈下に伴う段差を生じさせ、走行安全性の低下を招く。また、損傷したコンクリート舗装版のみを打換えても再度凍上が発生すると

同様の損傷が短期間で発生する可能性が高く，補修・修繕に苦慮することが容易に想像できる．



写真-7.1.1 コンクリート舗装版の局部沈下



写真-7.1.2 コンクリート舗装版の沈下に伴う段差(20 mm)

以上のことから，コンクリート舗装において凍上対策として置換工法を用いる場合は，設計期間内に凍結が入る深さまで非凍上性の材料で置き換えることが最善であると判断し，本研究成果より「積雪寒冷地におけるコンクリート舗装の路床設計においては設計期間内に凍結が入る深さまで非凍上性の材料で置き換えること」を提案する．

7.2 凍結深さ推定手法の提案

7.2.1 凍結深さ推定結果の実測凍結深さによる検証

実測最大凍結深さと、本研究で開発した熱収支解析を用いて路面温度を推定し、熱伝導解析より最大凍結深さを求める「推定最大凍結深さ」、および既往の路床設計で用いられている修正 Berggren 式を用いて凍結指数より算出する「既存設計凍結深さ」の比較を行い、開発した推定手法の精度を評価する。

比較結果を図-7.2.1 に示す。推定最大凍結深さは既存設計凍結深さと比較してより実測最大凍結深さと 1:1 に近い関係が得られている。また、推定最大凍結深さの近似式の決定係数 $R^2=0.693$ と、既存設計凍結深さの $R^2=0.155$ と比較して高い結果となった。以上より、推定最大凍結深さは既存設計凍結深さと比較して、より精度良く最大凍結深さの推定が可能となることが明らかとなったことから、本研究で開発した推定手法は、コンクリート舗装のより精度の高い最大凍結深さ推定に適用可能と判断する。

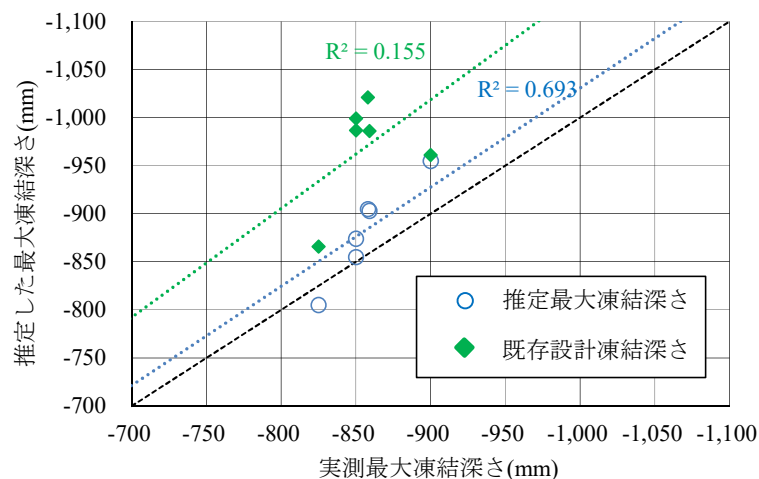


図-7.2.1 実測最大凍結深さと推定した最大凍結深さの比較

7.2.2 熱収支解析および熱伝導解析を用いた凍結深さ推定手法 の提案

以上の結果から、既往の路床設計で用いられている修正 Berggren 式を用いて凍結指数より算出する手法¹⁾と比較して、熱収支解析を用いて路面温度を推定し熱伝導解析より最大凍結深さを求める手法のほうが、より精度良くコンクリート舗装の最大凍結深さ推定に適していることが明らかとなったことから、コンクリート舗装の路床設計における凍上対策において、「熱収支解析および熱伝導解析を用いた凍結深さ推定手法」を用いることを提案する。

7.3 実務への適用

7.3.1 置換率の変更(北海道開発局 道路設計要領への反映)

現在,舗装設計便覧に示され広く設計に用いられているコンクリート舗装の置換率は,「 n 年確率の理論最大凍結深さに対し 70 %」²⁾であるが,本研究の成果より「 n 年確率の理論最大凍結深さ」までに変更することを提案する.これは,舗装標準示方書 2014 年制定版より記述された「コンクリート舗装においては置き換えの深さは,設計期間の n 年に一度生じると推定された凍結深さまでとする。」³⁾の考えと一致し,本研究成果は舗装標準示方書の考え方の根拠となり得る.

現在本研究成果は,積雪寒冷地におけるコンクリート舗装の設計・施工に関する手引き(案)⁴⁾および北海道開発局道路設計要領⁵⁾に反映されており,北海道内のコンクリート舗装の設計に用いられている.

7.3.2 熱収支解析を用いた路面温度推定用 Excel シートの作成

コンクリート舗装路面の熱収支解析を,AMeDAS データ等を用いて自動行い,熱伝導解析に必要なコンクリート舗装の路面温度を求めることが可能なエクセルシートを開発した. Excel シート中で使用したアルベド値,コンクリートの熱伝導率,舗装体内部温度の推定式は表-7.3.1 に示すとおりであり,AMeDAS より必要な入力項目は表-7.3.2 に示すとおりである.

表-7.3.1 路面温度推定計算に用いた入力値

入力項目	使用値	引用等
アルベド α	0.256	§6.1.3:実測値
熱伝導率 k	0.94 W/(m・K)	寒冷地舗装工学より
舗装体内部温度 T_g'	$T_g' = 0.911T_a + 2.070$	§6.1.5:式(6.1.1)

表-7.3.2 路面温度推定計算に必要な入力項目

入力項目	使用値
日射量 $S_r \downarrow$	設計箇所近傍のAMeDASデータ
気温 T_a	
大気の水蒸気圧 e_a	
雲量 n	
風速 V	

7.3.3 熱伝導解析用入力値の整理

コンクリート舗装の凍結深さを求める熱伝導解析の入力値をに整理した。なお、これで不足する場合は設計時においては、使用材料の性状試験を別途行う必要がある。

表-7.3.3 熱伝導解析に用いる入力値

入力項目	使用値	引用等
各層舗装厚	設計条件による	—
材料条件	密度・熱伝達率・熱容量・融解潜熱・氷点	寒冷地舗装工学
路面温度	熱伝導解析結果	熱伝導解析エクセルシート
地中温度	設計箇所近傍の観測地点データ	地中温度等に関する資料(表-6.2.2)

7.3.4 置換厚の決定手法

既往の設計法においてコンクリート舗装の設計期間を n 年とする場合、 n 年確率凍結指数を求め、図-2.4.1 より n 年確率凍結深さを導き、これを満足する置換厚を設定する。 n 年確率凍結指数 X_n は、各年度の凍結指数 X_i 、凍結指数対数値の平均値 X_0 、 $\log_{10} X_i$ の標準偏差 σ_0 、および確率年 (n) に対する統計値 z (10 年 : 1.28, 20 年 1.64, 30 年 : 1.83) より式 7.3.1 によって求められる²⁾。

$$\log_{10}X_n = \sigma_0 \cdot \zeta + \log_{10}X_0 \quad (7.3.1)$$

一方，本研究で開発した推定手法では凍結指数を用いないため， n 年確率凍結深さ X_n を，各年度の最大凍結深さ Z_i ，最大凍結深さ対数値の平均値 Z_0 ， $\log_{10}Z_i$ の標準偏差 σ_0 ，および確率年（ n ）に対する統計値 ζ （10 年：1.28，20 年 1.64，30 年：1.83）を用いて式 7.3.2 にて算出する．

$$\log_{10}Z_n = \sigma_0 \cdot \zeta + \log_{10}X_0 \quad (7.3.2)$$

n 年確率凍結深さを求めるのに必要とするデータ数は，①既往の研究⁵⁾により凍結指数を用いて n 年確率の凍結指数を求める場合 20 年分以下の少ないデータ量で推定を行うと，得意な年度の影響を強く受けることから，最小データ量としては 25 年分が必要であると指摘されていること，②舗装設計便覧²⁾において n 年確率凍結指数を推定する場合に必要なデータ数は， n 年の値にかかわらず 10 個（10 年分）以上が望ましいと記載されていること⁶⁾，③コンクリート舗装の設計期間や④気象庁による AMeDAS データの蓄積が進んできた状況を考慮し，20 個（20 年分）以上の計画箇所近隣の最新 AMeDAS データを用いることが望ましいと考える．よって，本研究で開発した推定手法による場合においては，①～④より 20～25 年分以上の凍結深さを熱収支解析・熱伝導解析を用いて求め， n 年確率の凍結深さを算出し，この深さを超える値を置換厚として決定することとする．

参考文献

- 1) 公益社団法人地盤工学会北海道支部：寒冷地舗装工学，2009.
- 2) 公益社団法人日本道路協会：舗装設計便覧，pp.63-66，pp.73-74，p.173，p.227，pp.276-280，2006.
- 3) 公益社団法人土木学会：2014 年制定舗装標準示方書，pp.154-155，2014.
- 4) 北海道土木技術会舗装研究委員会コンクリート舗装小委員会：積雪寒冷地におけるコンクリート舗装の設計・施工に関する手引き（案），p.4，p.6，2017.
- 5) 北海道開発局：道路設計要領，p.1-5-67，p.参 33，2021.
- 6) 川端伸一郎：凍上対策のための n 年確率凍結指数の決定法とその地域特性，土質基礎に関する「寒冷地特有の問題と対策」技術報告会報告集，pp.4-12，2014.

第8章 電気抵抗値を用いた計測技術の活用方法の提案

§5 において検討を行った電気抵抗値を計測する技術において，対象とする材料の凍結と未凍結の判定，凍結と融解の判定，および水分量の変化が把握可能となる結果を得た．このことから，電気抵抗値を計測する技術を用いた舗装体の内部状態把握手法について検討を行った．

8.1 凍結深さ計測手法

§5 において述べたとおり，電気抵抗値を計測する凍結融解深度計および舗装体温度を計測する熱電対温度計の併用により，メチレンブルー凍結深度計を用いて 3～10 日間隔で現地計測を行った結果とほぼ同等の結果が得られることが明らかとなった．このことから，凍結深度計と熱電対温度計の併用による凍結深さ計測手法を以下の通り提案する．

8.1.1 凍結深さ計測条件・凍結判定基準の提案

本研究で提案する凍結融解深度計による電気抵抗値計測と熱電対温度計による舗装体温度計測の併用による凍結判定を提案する．

電気抵抗値の計測条件を表-8.1.1 に示す．センサーは鉛直方向に電極が並ぶ形で埋設し，電極の間隔は 50 mm とする．計測対象は交流インピーダンスとし，計測周波数は 50～100 kHz とする．

表-8.1.1 計測条件

項目	条件	備考
センサー間隔	50 mm	—
センサー埋設方向	鉛直方向	—
測定項目	交流インピーダンス	—
測定周波数	50~100 Hz	—
測定範囲	100 Ω~5 MΩ	—
記録インターバル	60 min	—
電源連続記録期間	6ヶ月程度	凍結期間以上
自動計測装置動作温度範囲	-20~50℃程度	計測環境に合わせる

表-8.1.2 に凍結を判定する手法を提案する。

表-8.1.2 凍結判定基準

		舗装体温度		
		0.0℃より低い	0.0℃	0.0℃より高い
電気抵抗値	通常期より1オーダー以上高い	凍結	凍結	未凍結（乾燥）
	通常期と同じオーダー	凍結・不凍結混在	未凍結	未凍結

舗装体温度が 0.0℃以下で電気抵抗値が通常期よりオーダー高い場合は「凍結」、舗装体温度が 0.0℃より高く電気抵抗値が通常期よりオーダー高い場合は「未凍結（乾燥状態）」、舗装体温度が 0.0℃より低く電気抵抗値が通常期と同じオーダーの場合は凍結と未凍結状態が「混在」、舗装体温度が 0.0℃以上で電気抵抗値が通常期と同じオーダーの場合は「未凍結」の判定となる。

8.1.2 最大凍結深さ計測手法の提案

本研究において提案する最大凍結深さの計測手順について、図-8.1.1 に示す。

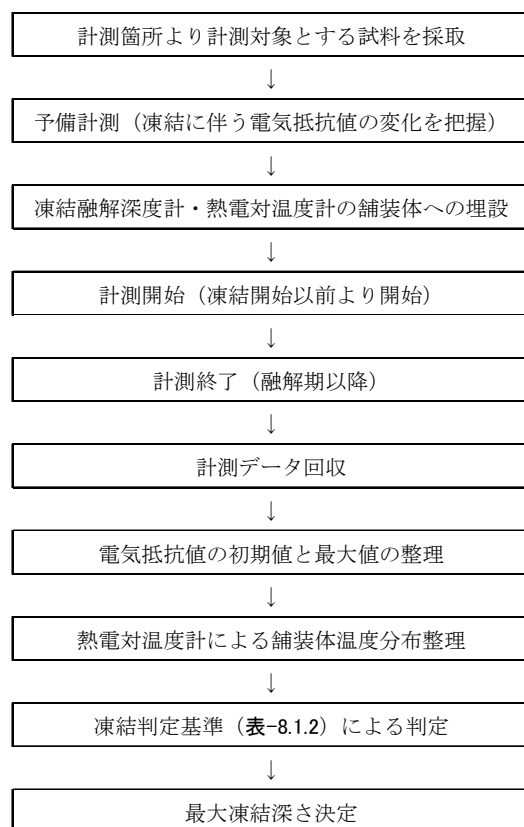


図-8.1.1 提案する最大凍結深さ計測手順

はじめに計測対象が現地条件下において水分の凍結により電気抵抗値が変化する材料であるか否かを把握する必要がある。このため、凍結判定となる試料を現地より採取し、室内において恒温槽を用いて採取した試料を凍結させ、このとき凍結融解深度計および熱電対温度計にて、舗装体温度と電気抵抗値の関係を得る。凍結前後において電気抵抗値が顕著に変化することが確認された場合、本手法が適用可能と判断する。電気抵抗値は凍結が入る前の初期値と凍結が入った後の最大値を比較する観点から、舗装体に凍結が入

る以前に計測機器を埋設し、計測を開始する。電気抵抗値と舗装体温度データは融解期以降に回収し、それぞれの計測値を深さ方向に整理し、両者の結果を用いて表-8.1.2 に示した凍結判定基準を用いて最大凍結深さを算定する。

以下に、提案する手法について計測事例を用いて本手法を説明する。表-8.1.3～表-8.1.5 に示す計測事例は、計測期間中の電気抵抗値の初期値と最大値、および熱電対温度計において最も深い位置に埋設したセンサが最低温度を示した時刻における舗装体温度の分布を示しており、表中の青色は電気抵抗値の最大値が初期値よりオーダーが高いことを、緑色は熱電対温度計によって計測された舗装体温度が 0.0 °C 以下であることを示している。

表-8.1.3 計測事例 1

凍結融解深度計			熱電対温度計	
電極の深さ	電気抵抗値(kΩ)		センサーの深さ	舗装体温度(℃)
	初期値	最大値		
-150～-200 mm	2.2 ×10 ¹	5.2 ×10 ³	-200 mm	-5.2
-200～-250 mm	2.1×10 ¹	2.8×10 ³	-	-
-250～-300 mm	2.0 ×10 ¹	2.2×10 ³	-300 mm	-3.7
-300～-2350 mm	1.9 ×10 ¹	2.1 ×10 ³	-	-
-350～-400 mm	1.6 ×10 ¹	2.3 ×10 ³	-400 mm	-2.3
-400～-450 mm	1.3 ×10 ¹	1.7 ×10 ³	-	-
-450～-500 mm	1.2 ×10 ¹	9.6 ×10 ²	-500 mm	-1.4
-500～-550 mm	1.2 ×10 ¹	7.5 ×10 ²	-	-
-550～-600 mm	1.3 ×10 ¹	7.0 ×10 ²	-600 mm	-0.4
-600～-650 mm	1.3 ×10 ¹	5.2 ×10 ²	-	-
-650～-700 mm	1.5×10 ¹	1.9 ×10 ¹	-700 mm	0.1
個別判定	-650～-700 mmの間		-680 mm	
最大凍結深さ	680 mm			

表-8.1.4 計測事例2

凍結融解深度計			熱電対温度計	
電極の深さ	電気抵抗値 (kΩ)		センサーの深さ	舗装体温度 (℃)
	初期値	最大値		
-150～-200 mm	2.2 × 10 ¹	2.2 × 10 ³	-200 mm	-4.6
-200～-250 mm	2.1 × 10 ¹	2.1 × 10 ³	-	-
-250～-300 mm	2.0 × 10 ¹	2.3 × 10 ³	-300 mm	-3.4
-300～-2350 mm	1.9 × 10 ¹	1.7 × 10 ³	-	-
-350～-400 mm	1.6 × 10 ¹	9.6 × 10 ²	-400 mm	-2.2
-400～-450 mm	1.3 × 10 ¹	7.5 × 10 ²	-	-
-450～-500 mm	1.2 × 10 ¹	7.0 × 10 ²	-500 mm	-1.1
-500～-550 mm	1.2 × 10 ¹	5.2 × 10 ²	-	-
-550～-600 mm	1.1 × 10 ¹	1.9 × 10 ¹	-600 mm	-0.1
-600～-650 mm	1.3 × 10 ¹	1.8 × 10 ¹	-	-
-650～-700 mm	1.5 × 10 ¹	2.1 × 10 ¹	-700 mm	0.4
判定	-550～-600 mmの間		-620 mm	
最大凍結深さ	-600 mm			

表-8.1.5 計測事例3

凍結融解深度計			熱電対温度計	
電極の深さ	電気抵抗値 (kΩ)		センサーの深さ	舗装体温度 (℃)
	初期値	最大値		
-150～-200 mm	2.2 × 10 ¹	2.2 × 10 ³	-200 mm	-3.4
-200～-250 mm	2.1 × 10 ¹	2.1 × 10 ³	-	-
-250～-300 mm	2.0 × 10 ¹	2.3 × 10 ³	-300 mm	-2.2
-300～-2350 mm	1.9 × 10 ¹	1.7 × 10 ³	-	-
-350～-400 mm	1.6 × 10 ¹	9.6 × 10 ²	-400 mm	-1.1
-400～-450 mm	1.3 × 10 ¹	7.5 × 10 ²	-	-
-450～-500 mm	1.2 × 10 ¹	7.0 × 10 ²	-500 mm	0.0
-500～-550 mm	1.2 × 10 ¹	5.2 × 10 ¹	-	-
-550～-600 mm	1.1 × 10 ¹	3.4 × 10 ²	-600 mm	1.0
-600～-650 mm	1.3 × 10 ¹	1.4 × 10 ²	-	-
-650～-700 mm	1.5 × 10 ¹	1.9 × 10 ¹	-700 mm	2.2
判定	-500～-550 mmの間		-500 mm	
最大凍結深さ	-500 mm			

表-8.1.3 に示す計測事例 1 では、表-8.1.2 の凍結判定基準に従うと、凍結と不凍結が混在する層は-650～-700 mm となり、この範囲内に熱電対温度計の示す凍結深さ-680 mm が入ることから、最大凍結深さは-680 mm となる。

表-8.1.4 に示す計測事例 2 では、表-8.1.2 の凍結判定基準に従うと、凍結と不凍結が混在する層は-550～-600 mm となり、この範囲内に熱電対温度計の示す凍結深さ-620 mm が入らないことから、重複する範囲内で最大値となる-600 mm を最大凍結深さとする。

表-8.1.5 に示す計測事例 3 では、表-8.1.2 の凍結判定基準に従うと、凍結と不凍結が混在する層は-500～-550 mm となり、この範囲内に熱電対温度計の示す凍結深さ-500 mm が入ることから、最大凍結深さは-500 mm となる。なお、電気抵抗値において、初期値よりも最大値のオーダーが高くなった範囲が-550～-600 mm, および-600～-650 mm に見られるが、舗装体温度は0.0℃以上であるため乾燥状態にあると判定し、凍結深さには含めないものとする。

8.2 融解期の舗装内部の状況把握手法

凍結融解深度計では、§5.6.4において述べたとおり、凍結判定と併せて融解判定も可能であることが明らかとなった。ここでは、融解期の舗装体内部の状況把握における凍結融解深度計の活用法について検討・提案を行う。

8.2.1 原位置における融解期の舗装内部状態の把握

積雪寒冷地においては、融解期における路床・路盤中の水分の凍結融解の繰り返し作用や、舗装端部あるいはひび割れ部から流入した融雪水が舗装体内部に滞水する影響などにより一時的に路盤・路床の支持力が大きく低下することがある^{1)~4)}。これにより、車輪走行部における亀甲状のひび割れの発生や、ポットホールを誘発し、舗装寿命の低下や、道路利用者の走行安全性が阻害される事象が発生している^{3),4)}。このため、積雪寒冷地において舗装を構築する上では、凍結融解作用等によって路盤・路床の支持力が低下する現象を設計に反映させることが求められる。さらに、アスファルト混合物層全層におよぶ危険度の高いポットホールの発生要因として、路盤・路床の脆弱化の影響が提示されており³⁾、メカニズムの解明、対策手法の開発にあたり、舗装体内部の凍結融解状況を把握することが重要となる。

ここでは、§5.7で示したアスファルト舗装部、および土槽部に埋設した計測機器より得られた融解期のデータを用いて、舗装体内部の凍結層と融解層を判定し、融解期における舗装体内部の状況把握を行う。状況把握は、舗装体温度、電気抵抗値、電気抵抗値と舗装体温度の併用、体積含水率、およびメチレンブルー凍結深度計の結果を比較して行う。

1) アスファルト舗装部の判定結果

アスファルト舗装部における判定結果を図-8.2.1に示す。

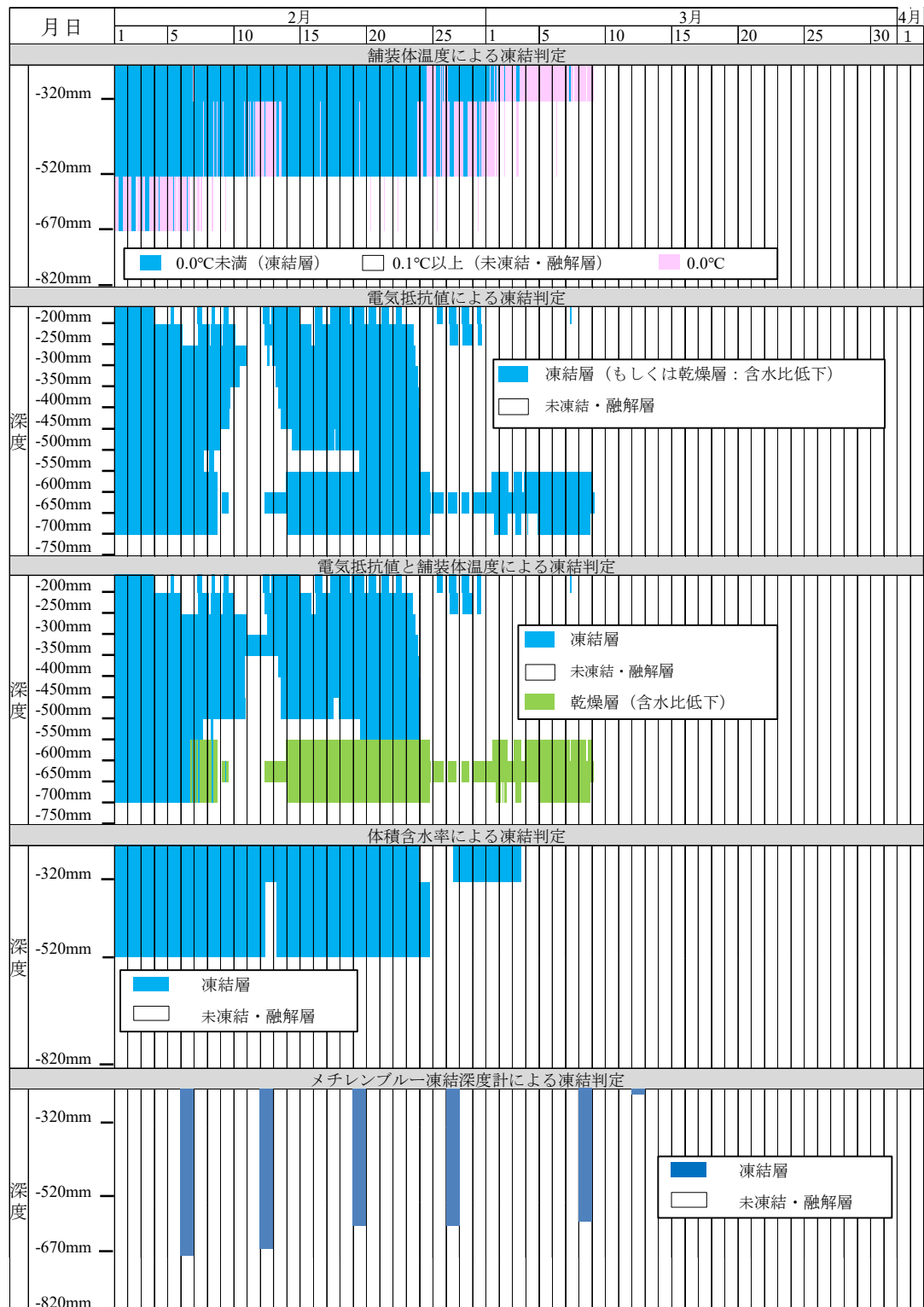


図-8.2.1 アスファルト舗装部における凍結・融解判定結果

第8章 電気抵抗値を用いた計測技術の活用方法の提案

舗装体温度については、図-5.7.6 に示した測定結果を用いて 0.0 °Cを上回った場合を融解と判定、0.0 °C未満を凍結と判定し、0.0 °Cは凍結状態から融解状態への移行状態として図-8.2.1 最上段に整理している。2月1～7日頃より深部から融解が進み3月1～8日に全層で 0.0 °C以上となり融解が完了したと判断される結果となっている。なお、2月23日以降-520 mmより浅い位置にある下層路盤材層において 0.0 °Cが計測された時間帯および深度範囲が広く見られ、この時期は状態の移行期間と判断されるが、舗装体温度のみによる凍結および融解の詳細な判別は困難である。

電気抵抗値については、図-5.7.4 に示した測定結果を用いて 1 桁以上の電気抵抗値の低下を融解の判定基準として図-8.2.1 の2段目段に整理している。2月8～11日にかけて、凍結層が上下面から徐々に融解し、再度2月12～19日にかけて路面側から再び凍結が進む判定結果となっている。また、2月22～24日にかけて再度融解が進行し、一度全層で凍結層がなくなった後、2月25日以降は-250 mmより浅い位置で凍結融解が繰り返し起こる判定結果となっている。また、2月12日以降3月9日まで-550 ～-700 mmにおいて、他の計測結果には見られない不自然な凍結と判定される層が現れている。

最大凍結深さの判定と同様に電気抵抗値と舗装体温度の併用による判定を行った結果を図-8.2.1 の3段目段に整理した。舗装体温度による判定で不明確であった2月23日以降の-520 mmより浅い位置における舗装体温度 0.0 °Cの層は、電気抵抗値の判定結果を併用して判定することにより、凍結融解状態が鮮明となり、凍結融解が繰り返し生じている様子が読み取れる結果となった。また、電気抵抗値の判定で凍結層と判断された2月12日以降3月9日における-550～-700 mmにおいては、舗装体温度が 0.0 °Cより高いため、含水比の局所的な低下による電気抵抗値の上昇と判断されることから、凍結層ではなく乾燥層との判定となる。

体積含水率による判定は、図-5.7.8 に示した測定結果を用いて、体積含水率の大幅な上昇を融解の判定基準として図-8.2.1 の4段目段に整理している。これによると2月23～24日にかけて一度全層で凍結層がなくなり、2月26日に再度、路盤上部で凍結が観測されたのち3月3日に全層において融解したと判断される結果となる。

メチレンブルー凍結深度計による判定は、図-5.7.10 に示した測定結果を用いて、凍結層と融解層を区別する。これに従うと、図-8.2.1 の最下段に示すように、2月上旬から徐々に凍結深さが浅くなるが、3月8日まで600mm程度の凍結層が存在し、その後3月12までに急激に深部から融解が進んでおり、地表面側からの融解は確認されない結果となった。

2) 土槽部の判定結果

土槽部における判定結果を図-8.2.2 に示す。

舗装体温度による判定では、図-8.2.2 最上段に示すように、2月中旬まで深部への凍結の進行が続き、3月4～7日ごろから徐々に路面側から融解が進み、3月31日に全層で0.0℃を超えて融解が完了したと判断される結果となる。また、3月上旬以降-180mmから-580mmの深さにおいて0.0℃が計測された時間帯および深度範囲が広く見られ、この時期は以降状態にあり凍結・融解の詳細な判別は困難な状況である。

第8章 電気抵抗値を用いた計測技術の活用方法の提案

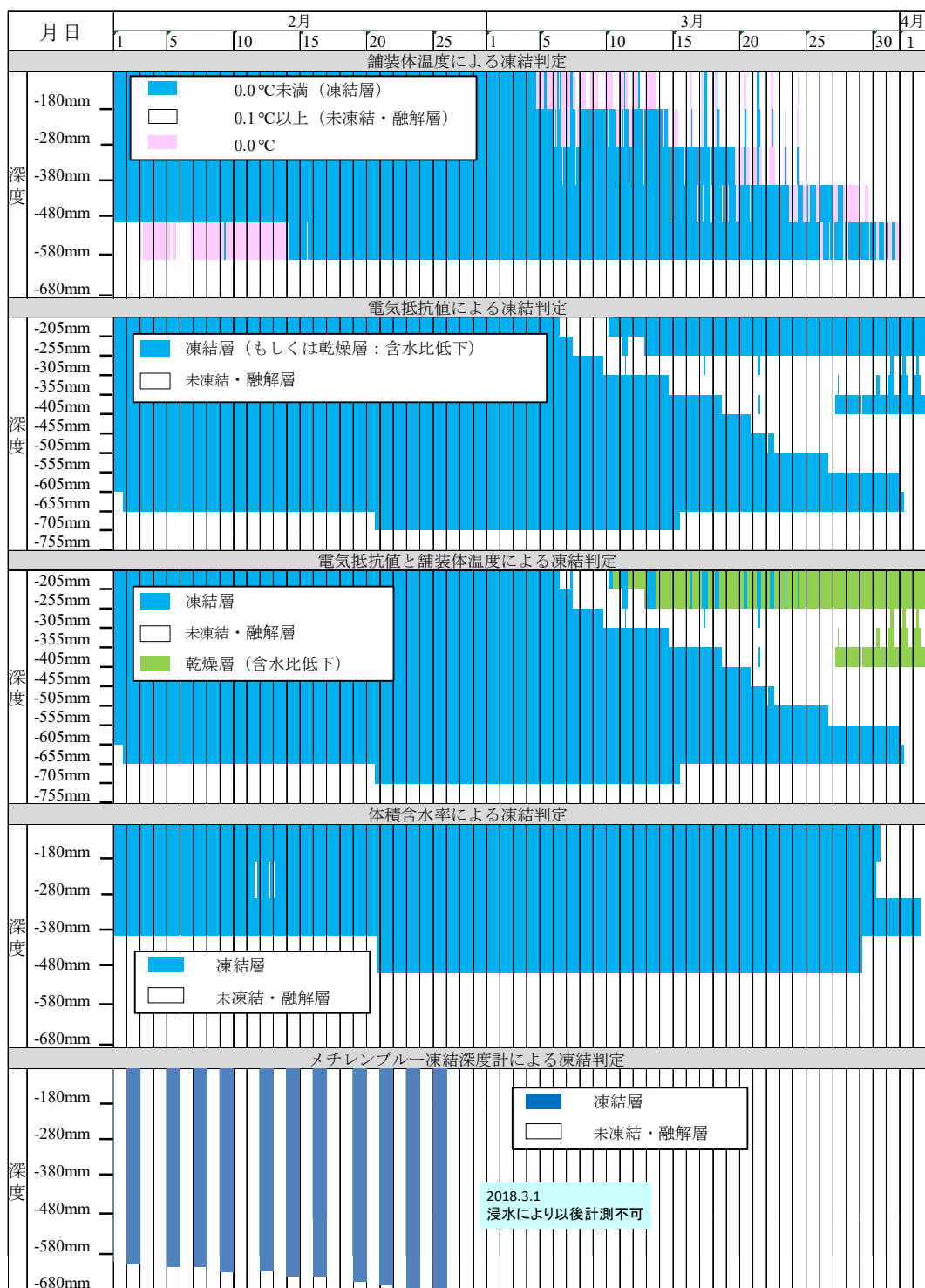


図-8.2.2 土層部における凍結・融解判定結果

電気抵抗値による判定では、図-8.2.2の2段目に示すように、2月下旬まで深部への凍結の進行が続き、3月6日より路面側から融解が進み、3月15日以降は地中側からも融解が進んだと読み取れる結果となった。また、全層において融解した日は融解が始まってから約一ヶ月後の4月1日と判断できる。また、3月6日以降、-255 mmより浅い位置において他の計測による判定では確認されない凍結層が長期間分布し続ける結果となった。

図-8.2.2の3段目に示す電気抵抗値と舗装体温度の併用による判定では、前述の通り乾燥層の判定、および0.0℃の凍結・融解の判定が可能となり、電気抵抗値による判定で凍結と判断された3月6日以降の-520 mmより浅い位置は、大半が図中黄緑色の乾燥の判定となり、凍結層が存在し続けているのではなく、凍結融解が繰り返えし生じている判定結果となった。また、3月上旬以降-180 mmから-580 mmの深さにおいて0.0℃が計測された時間帯および深度範囲は、電気抵抗値の結果と併せて判定することで、凍結層の融解が表面側から進行する状況が鮮明に現れる結果となった。

図-8.2.2の4段目に示す体積含水率による判定では、2月下旬まで深部への凍結の進行が続き、3月29日から4月2日にかけて融解が進んだと判断される結果となった。なお、融解が路面側から徐々に進行する様子は、電気抵抗値と舗装体温度の併用による判定のように鮮明に現れない結果となった。

図-8.2.2 最下段に示すメチレンブルー凍結深度計については、2月下旬まで深部への凍結の進行が続く状況を観測された。なお、前述の通り3月1日以降は計測不能のためデータは得られていないことから評価を行えなかった。

3) 凍結層・融解層の分布状況と期間に関する考察

アスファルト舗装部においては図-8.2.1に示す電気抵抗値および体積含

第8章 電気抵抗値を用いた計測技術の活用方法の提案

水率の結果より、2月22～24日に見られるように、一度融解が進むと短期間で融解が進行し、凍結層がなくなると判断される結果となった。一方、土槽部では、図-8.2.2に示す舗装体温度、電気抵抗値、体積含水率の結果より、地表面からの融解が2月上旬に確認された後、凍結層がすべて融解するまでに1ヶ月程度を要していると判断される結果となった。このような差が生じた要因として、図-5.7.8、図-5.7.9から確認できるようにアスファルト舗装と土層部における材料中の体積含水率の差が考えられる。アスファルト舗装部ではアスファルト混合物層が地表面にあることから下層路盤以下への雨水・融雪等の浸透水量が少なく、土槽部においてはアスファルト混合物層がないため路盤層以下への水分の浸透水量が多いと推察され、材料中の水分量が多い土層部のほうがより水分の融解に要する期間が長くなったものと推察される。このことから、路面からの水の浸透状況の違いが融解期の舗装体内の凍結層の消失期間に影響を及ぼすことが明らかとなった。

4) 下層路盤上部における凍結融解状況の考察

図-8.2.1に示すアスファルト舗装部の2月下旬から3月上旬、および図-8.2.2に示す土槽部の3月上旬から3月下旬にかけて、舗装体温度および電気抵抗値の計測結果より、-300 mm以浅において、短い周期で凍結と融解が繰り返されている状況が観測された。このことより、舗装体温度および電気抵抗値の併用により、融解期における下層路盤上部では繰り返し凍結融解作用を受ける状況を把握できることが明らかとなった。

5) 各計器の判定結果の評価

舗装体温度による判定では、凍結層および融解層の判定が概ね可能である一方、融解期の-300 mm以浅において0.0℃の値が連続的に観測される状況が見られ、詳細な凍結層の判定や、凍結融解頻度の把握には情報不足である

と判断される。

電気抵抗値による判定では、ある程度含水している湿潤状態においては凍結層および融解層の判定が可能である一方、対象とする材料の含水比が低い乾燥した状態においては、凍結と乾燥の判定が困難となる場合があり、単独での計測には不向きと判断される。

体積含水率による判定では、凍結層および融解層の判定が概ね可能である一方、融解過程において凍結融解が繰り返される状況は、電気抵抗値ほど敏感な反応が見られず、下層路盤上面における凍結融解が繰り返される状況の観測には適さないと判断される。

メチレンブルー凍結深度計では深部から凍結から進む過程においては明確に凍結層と融解層の判定が可能であり有効な計測手法であることを確認した。一方、融解過程においては計測装置の性質上、地表面からの融解状況が観察されにくく、下層路盤正面において凍結融解が繰り返される状況は確認できなかった。このことから、融解状況および凍結と融解が繰り返される状況の把握には不向きと判断される。

舗装体温度と電気抵抗値を併せて計測する手法では、電気抵抗値の判定の短所である凍結と乾燥の判別、および舗装体温度の判定の短所である 0.0°C における判定を克服することが可能となり、凍結融解が繰り返される条件において詳細な状態把握を行うことに適していると判断される。

以上の計測結果および判定結果より、融解期における凍結層・融解層の判定において、舗装体温度と電気抵抗値を併せて計測する手法が有効であり、詳細な凍結層および融解層の深さ方向の分布や、時間的分布、凍結融解回数の観測に適すると判断する。

8.2.2 融解期における舗装内部の状況把握融手法・融解判定基準の提案

電気抵抗値が凍結状態と融解状態でオーダーが変化することに着目し、融解の判定を行う。ただし、電気抵抗値は対象とする材料が乾燥状態であるとき、融解時においても凍結時と同等のオーダーを示す場合があることが明らかとなったことから、凍結状態と融解状態における乾燥を明確に判別するためには舗装体温度を併せて計測し、電気抵抗値および舗装体温度の双方の結果を持って判定する必要がある。

本研究では、融解判定の基準を表-8.2.1の通り提案し、表-8.1.2に示した凍結判定と併せて用いることによる融解期における舗装内部の状況把握融手法を提案する。

表-8.2.1 融解判定基準

		舗装体温度		
		0.0℃より低い	0.0℃	0.0℃より高い
電気抵抗値	通常期より1オーダー以上高い	凍結	凍結	未凍結（乾燥）
	通常期と同じオーダーまたはそれ以下	混在	未凍結/融解	未凍結/融解

また、計測手順を図-8.2.1に示すとおり提案する。最大凍結深さ計測と同様に、はじめに計測対象が水分の凍結および融解によって電気抵抗値が変化する材料であるか否かを把握する必要がある。このため、凍結判定の対象となる層の試料を現地より採取し、低温室または低温恒温槽等を用いて採取した試料を凍結・融解させ、凍結融解深度計および熱電対温度計にて舗装体温度と電気抵抗値の関係を得る。凍結前後において電気抵抗値が顕著に変化することが確認された場合、本手法が適用可能と判断する。電気抵抗値は凍結が入る前の初期値と凍結が入った後の値、および融解後の値を比較する観点から、舗装体に凍結が入る以前に計測機器を埋設し、計測を開始する。電

電気抵抗値と舗装体温度データは通常期に回収し、それぞれの計測値を深さ方向に整理し、両者の結果を用いて表-8.1.2に示したおよび表-8.2.1に示した凍結判定基準を用いて最大凍結深さを算定する。

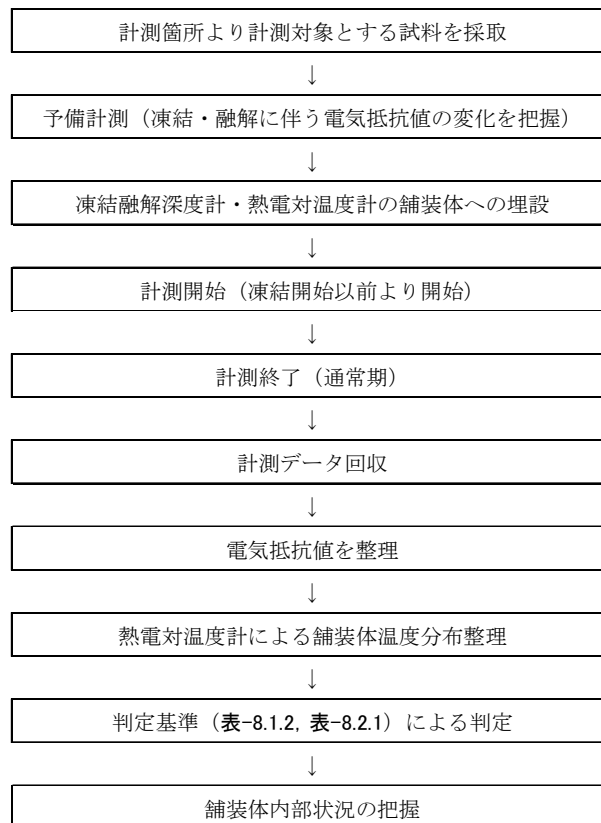


図-8.2.1 提案する舗装体内部状況把握手順

8.3 舗装層間の水分検知手法

舗装のひび割れ部等から雨水や融雪水が浸入すると、舗装の層間を通して舗装体内に広がり、写真-8.3.1 に示すような層間剥離やポットホールの要因となる^{3),4)}。橋梁部においては、ひび割れ部のみならず地覆前面部および歩道縁石前面部、および写真-8.3.2 に示す伸縮装置部も水の進入経路となり得る⁵⁾。また、積雪寒冷地においては舗装体内に浸入した水分が凍結融解作用により損傷を加速させる¹⁾。これらのことから、舗装内への水分の浸入を抑制する適切な止水対策や、補修技術が求められており、これらを評価する技術の開発が急務である。



写真-8.3.1 ひび割れへの水の浸入およびポットホールの発生



写真-8.3.2 橋梁部の舗装損傷

対策技術の効果を評価するためには舗装層間に浸入する水分を検知し、必要な止水性能が得られているかを判定する技術が必要である。舗装体内の水分を検知する既存の手法として次に挙げるものがあるがそれぞれ課題を有している。

コア抜きや開削調査⁶⁾による手法は、直接水の浸入を確認することが可能であるが、舗装に新たな水の進入経路を生じる危険性がある。

赤外線カメラや打音検査^{6,7)}による調査では、水の浸入の結果生じる温度低下や音の変化などの間接的なデータを用いるため、適切な判定には点検者の熟練度が必要であり、積雪のある時期の調査には不向きである。

また、水分を直接検知する手法として、土壌水分計やサクション計、光ファイバ水分検知系等を舗装体内に埋設する技術^{8)~11)}があるが、センサ部が数 mm～数 cm 程度の厚みがあるため、新たな水みちの要因となる懸念があること、舗装層間への設置が困難であること、センサ部が走行荷重等による外力に対する耐力により損傷する危険性がある。このため、供用中の道路に実際に施工された対策工法の評価には適さない。

そこでここでは、水分の存在を非破壊で直接的に検知でき、舗装層間に埋設可能であり、舗装構造への影響を最小限に抑えられる新たな水分検知技術の開発を目的として、§5.3.4 に示したように電気抵抗値が含水比の違いにより値が変化することに着目し、この計測技術を応用した計測手法について検討・開発を行う。

8.3.1 水分検知技術の概要

ここで検討する水分検知技術は、写真-8.3.3 に示す厚さ 0.035 mm の導電性銅箔粘着テープ（以下、銅箔テープ）を用い、図-8.3.1 に示すように電極を一对配置し電気抵抗値の計測を行うものである。なお、ここで用いる銅箔テープは凍結融解深度計の電極部に使用したものと同一である。本技術の利

点は、電極が薄く、舗装層間への設置が可能であり、複雑な機構を必要としないことから交通荷重による損傷の懸念が少ないことにある。また、交流での計測が可能な自動記録装置を接続することにより、任意の時間間隔で自動計測が可能である。



写真-8.3.3 銅箔テープ

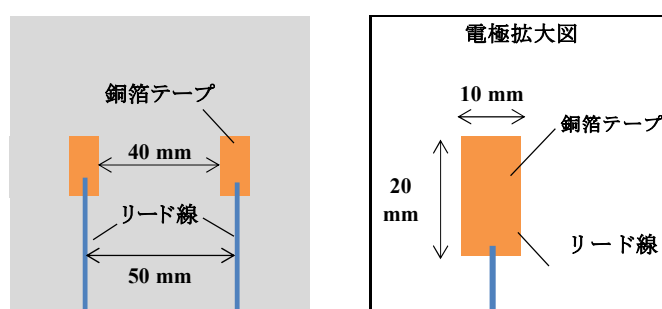


図-8.3.1 水分検知部の概略図

本検討で使用した電気抵抗値の計測により水分を検知する計測装置（以下、水分検知計）は、以下の通りである。すなわち、計測対象の材料の表面に銅箔テープを貼り付け、計測用の立ち上げ線として、市販のリード線 AWG24 直径約 0.51 mm を使用している。銅箔テープは中心間隔が 50 mm となるよう間隔を保持して 2 枚 1 組で計測面に貼り付け、リード線をはんだにて銅箔に固定した構造である。なお、銅箔テープの付着力は強力ではないため、舗装舗設時に剥がれることがないように写真-8.3.4 に示すように銅箔テープの両端に少量のシリコンコーキング剤または接着剤を用いて計測対象に接着する。

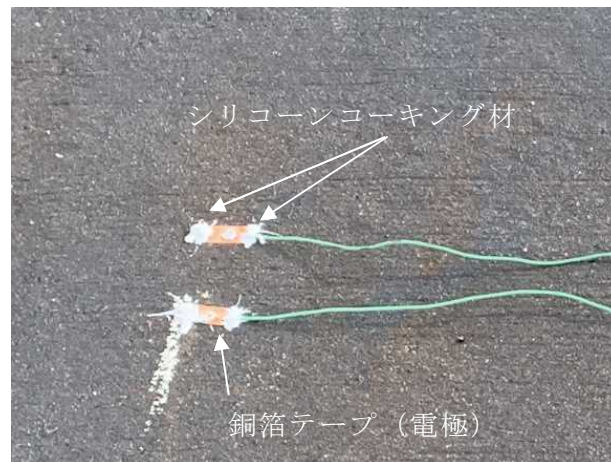


写真-8.3.4 電極設置例

電気抵抗値の計測は、対となる銅箔に固定されたリード線の他方の先端に凍結融解深度計に用いた自動記録装置を接続させ、凍結融解深度計の計測条件に準拠し、計測交流周波数 50 Hz にて行う。

8.3.2 供試体表面の水分検知に関する評価

供試体表面の水分検知に関する評価を行うために、コンクリート版およびアスファルト混合物表面に銅箔テープを貼り付け、電気抵抗値の計測を行った。

1) 計測概要

表-8.3.1 に示す供試体を水道水で満たした水槽内に水浸させ重量の変化が収まるまで養生した後、水槽から引き上げ、室温約 25 °C の条件で木製の枕木に渡して静置し、供試体表面に貼り付けた電極間の電気抵抗値を自動記録装置にて測定した。また、電気抵抗値の計測と並行して、道路橋床版水分計（HI-100：ケツト化学研究所製）¹¹⁾を用いて供試体表面の含水率を計測した。なお、道路橋床版水分計の測定範囲は 0～6 % である。電極の配置位置はコンクリート版については床版上面を想定し供試体上面に貼り付け、アス

ファルト混合物については，層間を想定し供試体下面に貼り付けた．

表-8.3.1 表面含水率測定用供試体の概要

試料No.	種類	供試体寸法
A	コンクリートJIS平板	30cm×30cm×6cm
B	密粒度アスコン13F供試体	30cm×30cm×5cm
C	細密粒度ギャップアスコン13F55供試体	30cm×30cm×5cm

2) 計測結果

計測より得られた供試体表面含水率と電気抵抗値の関係を図-8.3.2 に示す．供試体表面の含水率が2%程度未満および乾燥状態では全ての供試体で自動記録装置の計測上限値である $1.0 \times 10^4 \text{ k}\Omega$ 以上であった．一方，供試体の含水率3%程度以上の湿潤状態では $1.0 \times 10^3 \text{ k}\Omega$ オーダー以下となった．

また，別途計測した電極間に水膜が存在する滞水状態では試料 A で $6.1 \times 10^2 \text{ k}\Omega$ ，試料 B で $5.7 \times 10^2 \text{ k}\Omega$ ，試料 C で $4.7 \times 10^2 \text{ k}\Omega$ となり，すべての試料で $1.0 \times 10^2 \text{ k}\Omega$ オーダーの値が計測された．

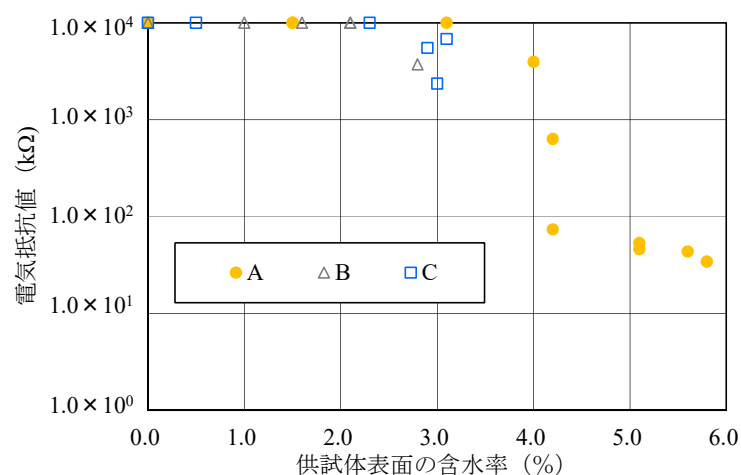


図-8.3.2 供試体表面の含水率と電気抵抗値の関係

以上の結果から、本検討で作製した水分検知計によって供試体表面の水分の有無が検知可能と判断される。

8.3.3 舗装層埋設置時の水分検知に関する評価

水分検知計によって供試体表面の水分の有無が検知可能と判断されたため、次に舗装層間における水分検知に関する評価を行った。

図-8.3.3 に示す横 100 mm，縦 100 mm の層状供試体をプラスチック製容器に入れ，層間の高さより 10 mm 上に水面がくるように水道水を注水し，舗装層間から水分が浸入する状況を再現した。電気抵抗値の計測は注水直後から自動記録装置にて 1 時間間隔で 600 時間まで室温約 25 °C の条件で行った。供試体はコンクリート床版と基層を想定した供試体 A と，基層と表層を想定した供試体 B の 2 種類とし，層間にはタックコートを施した。アスファルト混合物の種類については北海道開発局道路設計要領¹²⁾に基づき決定し，電極は層間タックコートの上面に設置した。電気抵抗値計測結果を図-8.3.4 に示す。

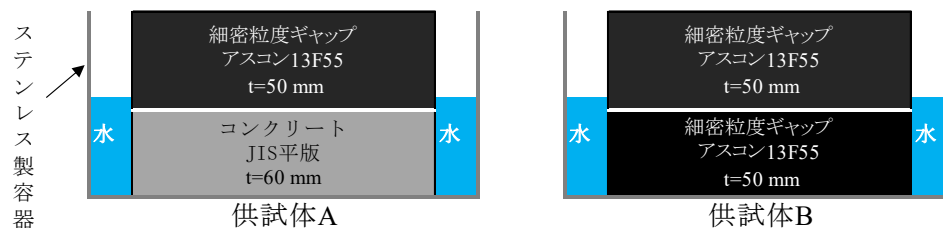


図-8.3.3 供試体断面および水浸状況

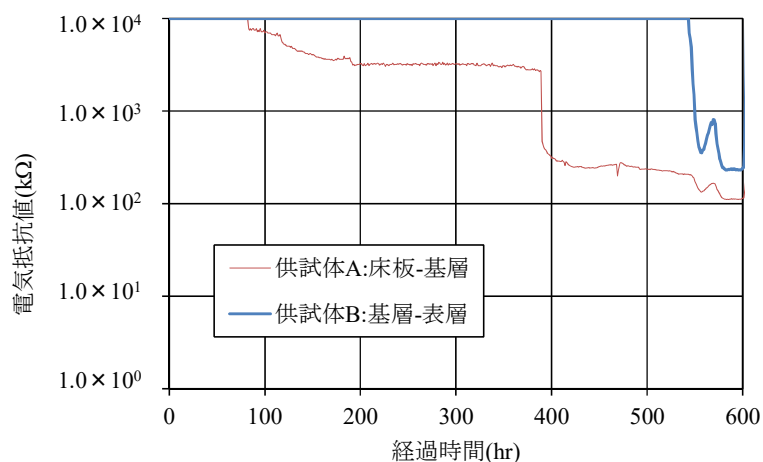


図-8.3.4 水浸時の舗装層間の電気抵抗値の計測結果

供試体 A の注水直後の電気抵抗値は、自動記録装置の計測上限値である 1.0×10^4 kΩ以上であった。その後、80 時間経過後から徐々に電気抵抗値が低下し、600 時間経過後においては 1.0×10^2 kΩオーダーとなった。供試体 B では、注水直後の電気抵抗値は 1.0×10^4 kΩ以上であったが、540 時間経過後から値が低下し、600 時間経過後においては 1.0×10^2 kΩオーダーとなった。供試体 A と供試体 B の電気抵抗値が低下するまでの時間に差が表れたが、これは、アスファルト混合物とアスファルト混合物の層間はコンクリート版とアスファルト混合物の層間と比較して密着性が高く、層間の空隙が少ないためと考えられる。600 時間経過後においてはどちらの供試体においても層間に配した電極間の電気抵抗値が 1.0×10^2 kΩオーダーとなったことから、電極間すなわち舗装層間に水分が浸入していると判断される結果となった。

8.3.4 凍結融解作用下における評価

層間に電極を設置した条件下における水分検知の可能性が示唆されたことから、積雪寒冷地での舗装体内での計測に向け、凍結融解作用下での水分検知に対する適用性を評価するため室内において以下の計測を実施した。

層間に水が浸入する状況下での凍結融解を再現するため、供試体をステンレス製容器に入れ、前段の試験と同様に層間の高さより 10 mm 程度上に水面が来るように注水し、これを写真-8.3.5 に示す凍結融解試験装置(TFS-440A 試験槽：田尻機械工業製)に、写真-8.3.6 に示すように設置し、電気抵抗値を計測した。凍結融解は 100 サイクル (5～-18℃：1 サイクル約 3.5 時間) 実施し、開始から終了まで自動記録装置を用いて 1 時間間隔で電気抵抗値を計測した。



写真-8.3.5 凍結融解試験装置



写真-8.3.6 凍結融解供試体の設置状況

供試体は図-8.3.3 に示したコンクリート床版と基層を想定した供試体 A と同様の構造の供試体を 3 体用い、層間のタックコート上面に電極を設置した。

No.1 供試体の電気抵抗値計測結果を図-8.3.5 に示す。測定開始直後の値は計測装置の定格を超える $1.0 \times 10^4 \text{ k}\Omega$ 以上の値であったが、60 サイクル目で電気抵抗値の低下が確認された。さらに、凍結融解のサイクル数が増えるにつれ電気抵抗値が低下する状況が確認され、層間への水分の浸入量が増加していく状況を検知したものと推察される。また、60 サイクル目以降で電気抵抗値が小刻みに上下している状況が計測された。これは、水と氷の電気抵抗が異なることから、層間の水分が凍結と融解を繰り返している状況を反映しているものと考えられる。なお、凍結融解 100 サイクルを終えた後の常温の状況下では $1.0 \times 10^2 \text{ k}\Omega$ のオーダーであった。供試体 3 体の結果を整理したものを表-8.3.2 に示す。何れも凍結融解のサイクル数が増えるにつれ電気抵抗値が低下する状況が確認された。100 サイクル終了後の供試体の層間を目視調査した結果、No.1 および No.2 は一部剥離、No.3 は完全に剥離した状態であった。

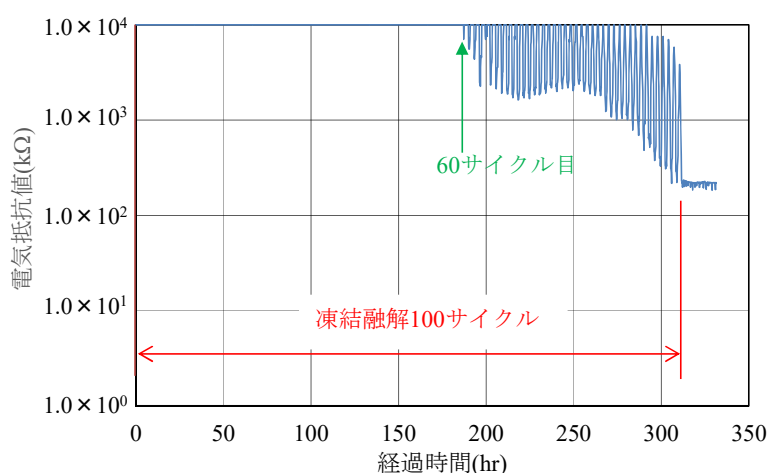


図-8.3.5 凍結融解時の舗装層間の電気抵抗値の計測結果

表-8.3.2 凍結融解時における全供試体の計測結果

供試体No.	1	2	3
電気抵抗値の低下開始	60サイクル目	38サイクル目	7サイクル目
100サイクル後の電気抵抗値 (k Ω)	1.8×10^2	1.1×10^2	8.4×10^1
層間の状態	一部剥離	一部剥離	完全に剥離

8.3.5 浸水経路の把握

図-8.3.5において60サイクル目以降に生じた浸水の経路を把握するため、写真-8.3.7に示すX線CT（NAOMi-CT：アールエフ製）を用いて、凍結融解前および凍結融解100サイクル後の供試体の断面を撮影した。図-8.3.6に撮影断面位置を、写真-8.3.8、写真-8.3.9に撮影画像を示す。



写真-8.3.7 X線CTスキャン

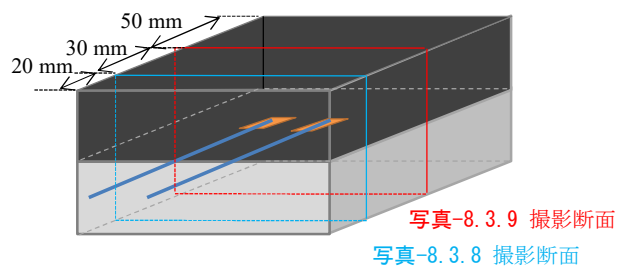


図-8.3.6 X線CTスキャン撮影断面

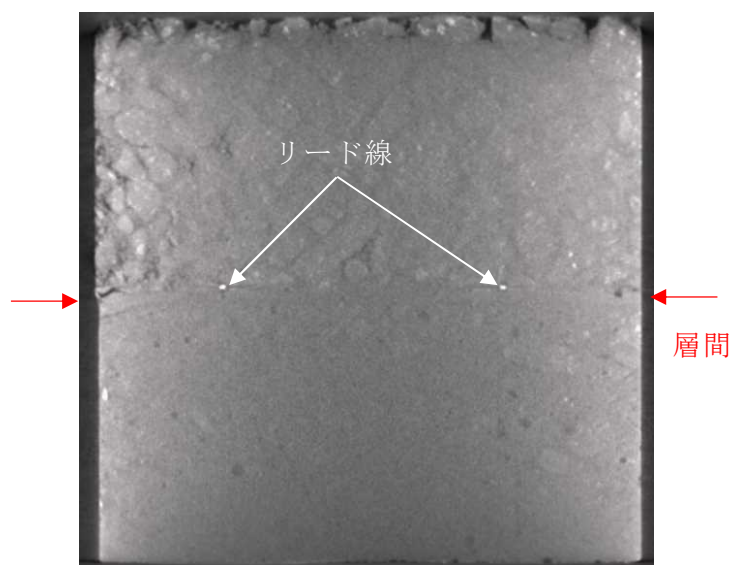


写真-8.3.8 凍結融解前

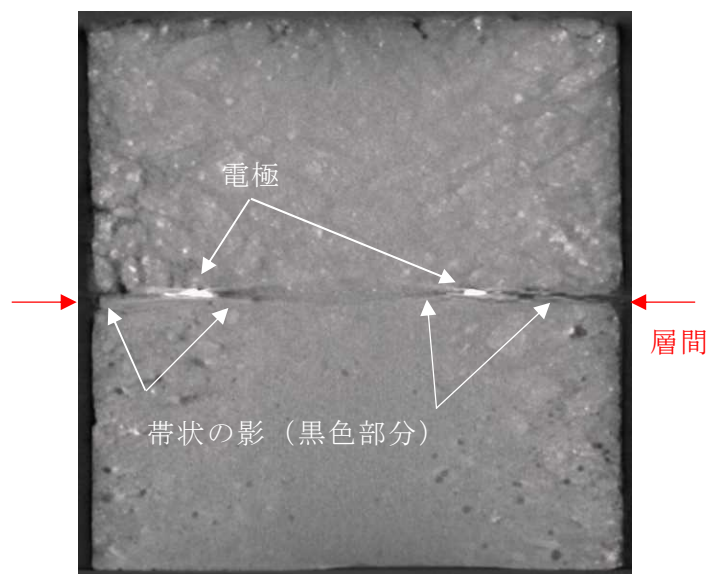


写真-8.3.9 凍結融解 100 サイクル後

写真-8.3.8 に示す凍結融解前の供試体ではアスファルト混合物とコンクリート版は密着しており，リード線付近に空隙と見られる影は存在しておらず，リード線埋設による隙間は生じていないものと考えられる．

写真-8.3.9 に示す凍結融解 100 サイクル後の供試体の層間に着目すると，写真左側のアスファルト混合物とコンクリート版の間に，凍結融解前の供試体である **写真-8.3.8** には見られない黒色帯状の影が確認され，層間の剥離が映し出されたと考えられる．

以上のことから，凍結融解前においてリード線埋設部では層間が密着しており，測定開始直後の電気抵抗値は計測装置の定格を超える $1.0 \times 10^4 \text{ k}\Omega$ 以上の値であったが，凍結融解作用により層間に連続空隙が生じたことで水分が浸入し電気抵抗値の上昇が生じたと判断される．

8.3.6 試験舗装における評価

室内での評価により，水分検知計による層間における水分検知の可能性が示唆されたことから，屋外に試験舗装を作製し原位置における計測を行い，実際の舗装に埋設した条件における適用性を評価する．

試験舗装は苫小牧寒地試験道路に作製し，**写真-8.3.10** に示すように床版を模擬したコンクリート版の上に車道用細粒度アスコン（以下，細粒度） $t=40 \text{ mm}$ と粗粒度アスコン 20F（以下，粗粒度） $t=40 \text{ mm}$ の 2 種類を舗設し，層間の電気抵抗値を 1 冬期間計測する．なお，防水対策として，地覆前面にはアスファルト系の注入目地材を，防水層にはアスファルト系塗膜床版防水を施した．



写真-8.3.10 試験舗装

電極設置位置は、図-8.3.7、図-8.3.8、表-8.3.3に示すように横断勾配の上側および下側の両方の地覆前面から70 mmと1,000 mmとし、電極設置深さは床版上面と防水層施工後の防水層上面の2条件としている。

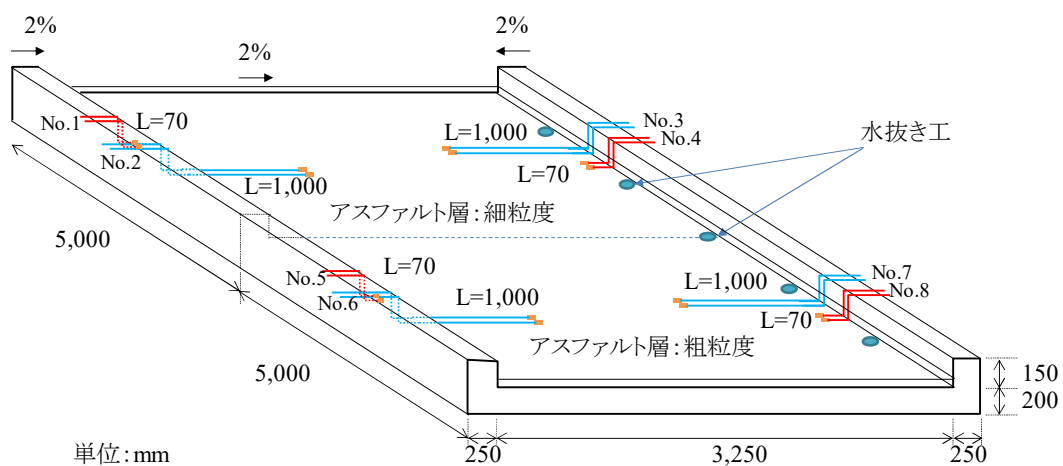


図-8.3.7 電極設置位置

第8章 電気抵抗値を用いた計測技術の活用方法の提案

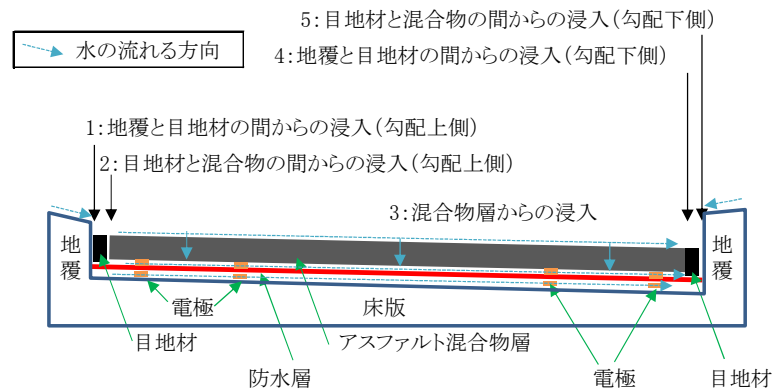


図-8.3.8 電極設置断面図

表-8.3.3 電極配置概要

アスファルト層	横断位置			
	勾配上側地覆 より70 mm	勾配上側地覆 より1,000 mm	勾配下側地覆 より1,000 mm	勾配下側地覆 より70 mm
細粒度	No.1	No.2	No.3	No.4
粗粒度	No.5	No.6	No.7	No.8

前述の室内における計測と同様に電極両端をシリコーンコーキング材で床版面および防水層上面に接着した。防水層の施工は2020年11月20日、アスファルト混合物の施工は同11月27日であり、各層の施工直前に電極の貼付けを行っている。

アスファルト舗装の施工にあたっては、写真-8.3.11に示すように通常のアスファルト舗装工に用いられる機械を用いて舗装の敷均し、締固めを実施した。なお、舗設時においてリード線の切断等の計器の損傷は生じず、実舗装における設置時の耐久性能に問題がないことを確認した。

2020年11月30日より自動記録装置にて、電気抵抗値を測定間隔1時間で計測した。また、各工区中央の床版上面、防水層上面、およびアスファルト混合物層の層厚中間部（ $h=-20$ mm）に熱電対温度計を設置し、計測間隔1時間で舗装体温度を計測した。



写真-8.3.11 試験舗装の施工状況

1) 初期値の計測結果

計測開始時である2020年11月30日の電気抵抗値を図-8.3.9に示す。防水層の下側にあたる床版上面においては計測装置の定格程度である $1.0 \times 10^4 \text{ k}\Omega$ に近い高い値となり、概ね乾燥した状態にあると判断される結果となった。

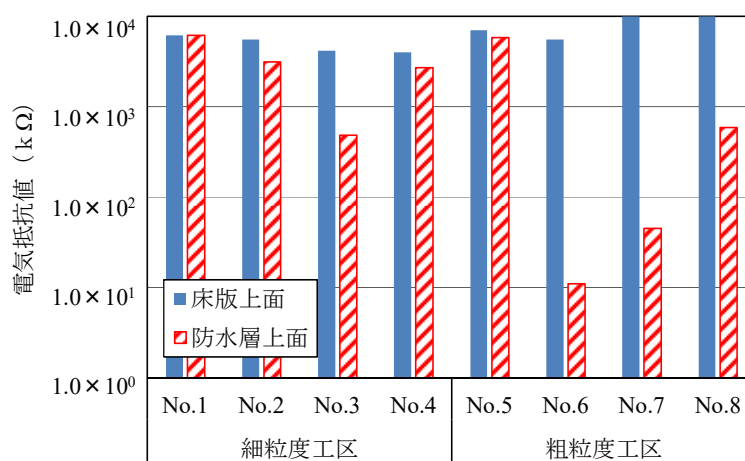


図-8.3.9 電気抵抗値の初期値

一方、床版防水層上面では、 $1.0 \times 10^1 \sim 10^3 \text{ k}\Omega$ であった。これは、防水層施工日から計測開始日の間に降雨があったことから、この間に水分が浸入した影響と考えられる。なお、この期間における近傍の AMeDAS 観測点（鵜川）での総雨量は 11.5 mm であった。

2) アスファルト混合物種類による電気抵抗値比較

No.2 および No.6 の位置における床版上面および防水層上面の電気抵抗値の推移を図-8.3.10、図-8.3.11 に示す。

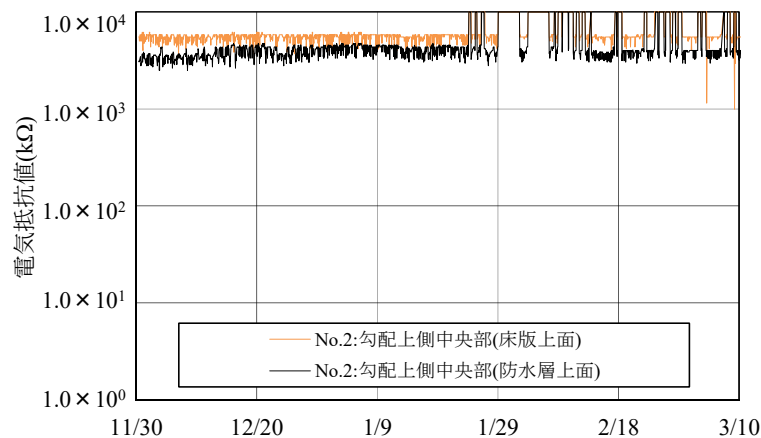


図-8.3.10 電気抵抗値の推移（床版上面・防水層上面：細粒度工区）

細粒度工区の No.2 の位地において、床版上面および防水層上面の電気抵抗値は、ともに計測期間を通して $1.0 \times 10^3 \text{ k}\Omega$ オーダー以上の値で推移し、大きな差はみられなかった。一方、粗粒度工区の No.6 の位地においては、床版上面では No.2 同様に計測期間を通して $1.0 \times 10^3 \text{ k}\Omega$ オーダー以上の値で推移したが、防水層上面では $1.0 \times 10^1 \text{ k}\Omega$ オーダーまで低下する状況が見られた。

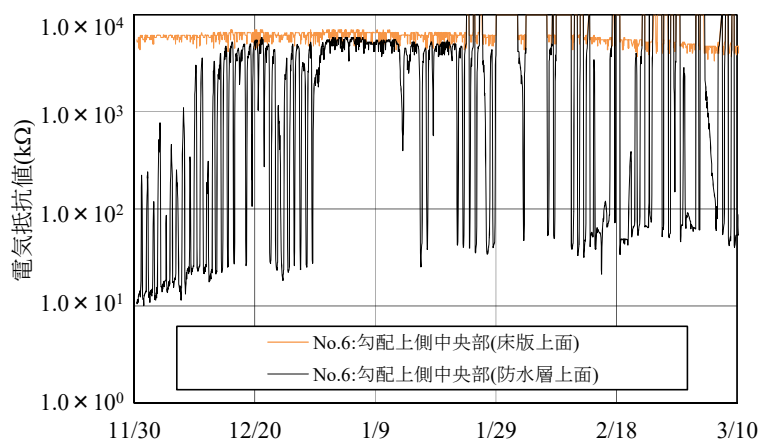


図-8.3.11 電気抵抗値の推移（床版上面・防水層上面：粗粒度工区）

細粒度アスファルト混合物の透水係数は $1.0 \times 10^{-6} \sim 7$ cm/s 程度¹³⁾であり、粗粒度アスファルト混合物の透水係数は $1.0 \times 10^{-4} \sim 5$ cm/s 程度¹³⁾であること、および電極設置位置が目地部から 1,000 mm 離れていることから、No.2 と No.6 における電気抵抗値の差はアスファルト混合物開発局との調整層の透水性能に起因するものと推察される。

3) 電極設置位置による電気抵抗値比較

図-8.3.12、図-8.3.13 に細粒度工区の防水層上面における No.1～4 の電気抵抗値の推移を示す。No.1, No.2 とともに電気抵抗値は 2 月中旬まで 1.0×10^3 kΩ オーダー以上の値で推移したが、2 月中旬以降、勾配上側の目地部にあたる No.1 で 1.0×10^2 kΩ オーダーまで低下した。No.3 では 12 月中旬までは 1.0×10^2 kΩ オーダーの値が観測されたが、それ以降は 1.0×10^3 kΩ オーダー以上の値で推移した。No.4 の勾配下側の目地部では、計測期間を通して、 $1.0 \times 10^2 \sim 4$ kΩ オーダーの値を示した。

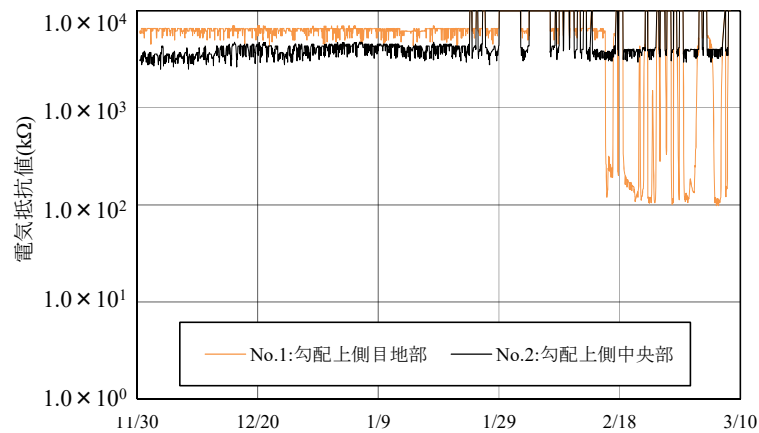


図-8.3.12 電気抵抗値の推移（勾配上側：細粒度工区）

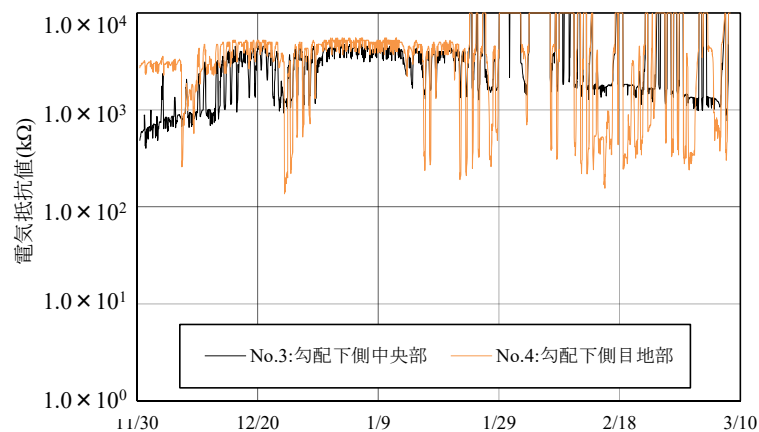


図-8.3.13 電気抵抗値の推移（勾配下側：細粒度工区）

図-8.3.14, 図-8.3.15 に粗粒度工区の防水層上面における No.5～8 の電気抵抗値の推移を示す。細粒度工区と比較して全ての電極設置位置で電気抵抗値が低い値で推移する傾向となっており，勾配下側の No.6～8 においては計測期間を通して何度も 1.0×10^1 kΩオーダーの値が計測され，最も上流にあたる勾配上側目地部の No.5 においても 1.0×10^1 kΩオーダーの電気抵抗値が一度観測された。

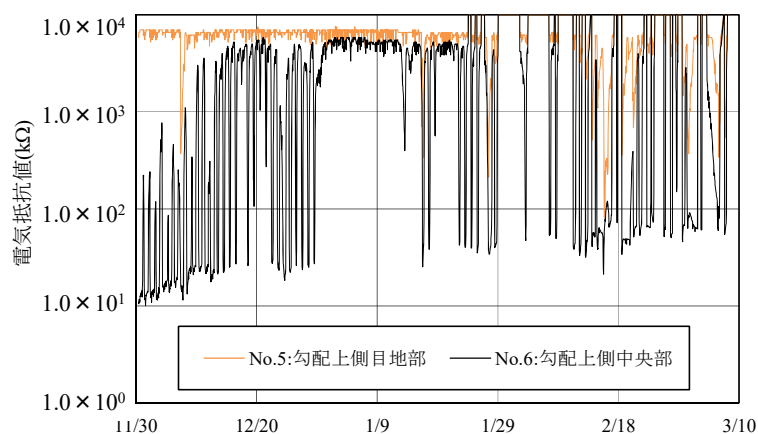


図-8.3.14 電気抵抗値の推移（勾配上側：粗粒度工区）

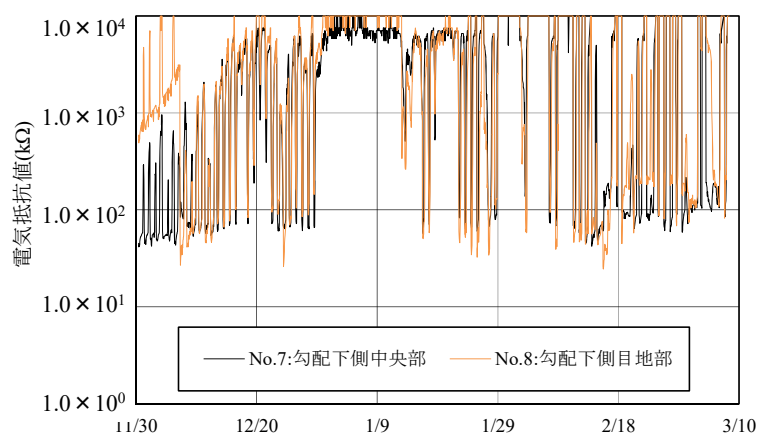


図-8.3.15 電気抵抗値の推移（勾配下側：粗粒度工区）

4) 水の浸入経路

細粒度工区の勾配上側目地部にあたる No.1 の防水層上面における電気抵抗値は、2月中旬まで $1.0 \times 10^3 \text{ k}\Omega$ オーダー以上の値で推移したが、これ以降に $1.0 \times 10^2 \text{ k}\Omega$ オーダーまで低下する状況が見られた。この要因を検討するため、図-8.3.16 に示すように 2 月中旬の電気抵抗値と舗装体温度、外気温、および時間降雨量を整理した。この結果、電気抵抗値がこの箇所で初めて 1.0×10^2

k Ω オーダーまで低下した2月15日日中に、降水が観測されていることがわかる。この時の外気温はプラスであることから降雪ではなく降雨があったと判断され、雨水の浸入により、電気抵抗値に変化が表れたと推察される。3月10日にNo.1付近の勾配上側目地部の状況を目視調査した結果、コンクリート製の地覆と目地材の間に写真-8.3.12に示すように隙間が見られ、図-8.3.8に示す1の経路からの水分浸入が裏付けられる状況が確認された。また、粗粒度においても同様の目地材の剥離は確認された。また、図-8.3.14に示すNo.5, No.6の結果より、粗粒度では計測直後より中央部および勾配下側目地部にて電気抵抗値の低下が顕著に表れている。このことから、水の浸入は図-8.3.8の1の経路や、リード線部からではなく、図-8.3.8の3の経路からであると推察される。

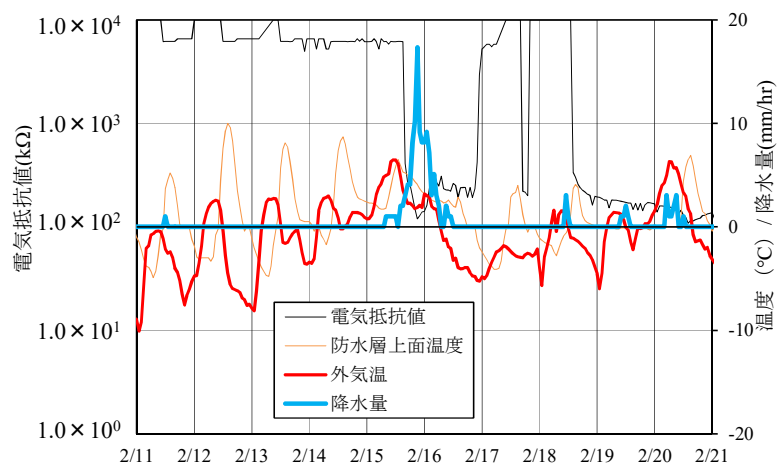


図-8.3.16 目地部の電気抵抗値と温度および降水量

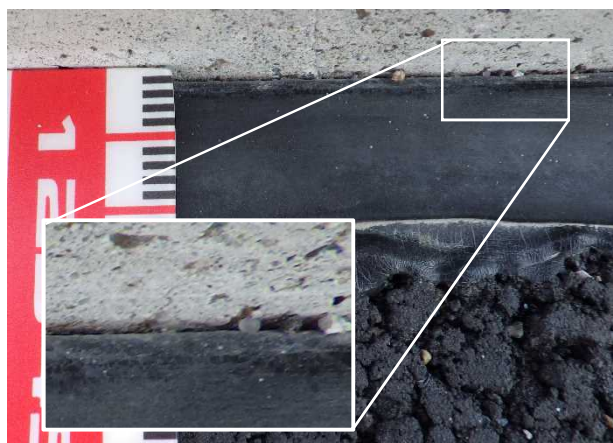


写真-8.3.12 地覆前面の目地の状況

5) 層間温度と電気抵抗値の比較

12月上旬から中旬の初冬期や2月以降の融解期に小刻みな電気抵抗値の上下が観測された。一方、この現象は厳冬期にあたる12月下旬から1月中旬にはほとんど確認されなかった。

図-8.3.17に1月1日～31日の防水層上面温度と電気抵抗値の変化の幅が大きいNo.8の電気抵抗値の推移を示す。図-8.3.17より防水層上面温度が0℃を跨いで変化すると電気抵抗値が大きく変化することが分かる。No.8においては、計測開始時から 1.0×10^2 kΩオーダーの値が計測されており、湿潤な状態であったと考えられることから、水分の凍結および融解に伴い電気抵抗値の上下が観測されたと示唆される。このことから、屋外における計測においても室内計測と同様に、電気抵抗値の変化により層間の凍結融解状態を把握することが可能であると考ええる。

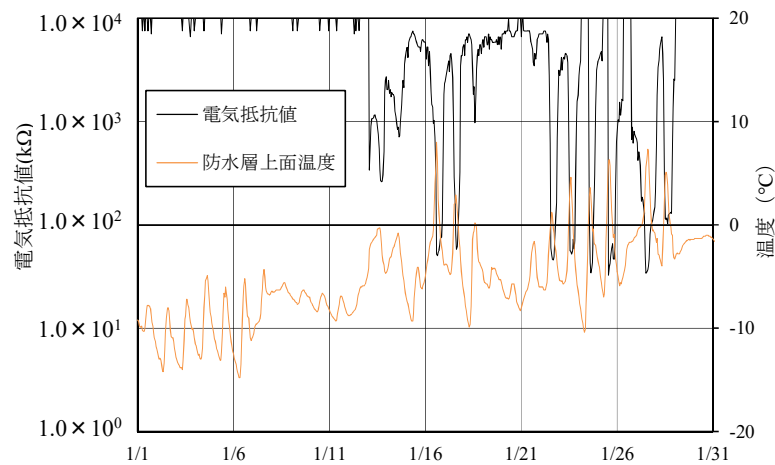


図-8.3.17 電気抵抗値と温度の関係

3.3.7 舗装層間の水分検知手法の提案

本検討より、層状供試体を用いた室内計測より、本技術によって舗装層間の水分検知が可能であることが明らかとなった。また、試験舗装の施工において通常の舗装工事に用いる機械でアスファルト混合物を舗設したが、層間に配した電極部およびリード線上に損傷や断線は無く、本装置は通常の施工に耐えうる耐久性を有していることを把握した。さらに、試験舗装における細粒度工区と粗粒度工区の電気抵抗値計測の結果、両工区のアスファルト混合物の透水性能の違いによる水の浸入状況の差異を明らかにするとともに、目地部において水が浸入していることが示唆される結果を得た。このことから、本研究で開発した水分検知技術が舗装層間の水分侵入経路の推定に利用できる可能性が示された。

以上より、舗装層間に銅箔テープを用いた電極を設置し、対となる2つの電極間の電気抵抗値を計測することにより、舗装層間の水分検知が可能であり、防水・止水技術の性能評価に利用できる可能性が示されたことから、表-8.3.4に示すとおり、舗装層間の水分検知技術を提案する。

表-8.3.4 舗装層間水分の検知条件および判定条件

項目	条件	備考
センサー間隔	50 mm	凍結融解深度計の条件に準拠
センサー埋設位置	層間	—
測定項目	交流インピーダンス	凍結融解深度計の条件に準拠
測定周波数	50 Hz	凍結融解深度計の条件に準拠
測定範囲	100 Ω ～5 M Ω	凍結融解深度計の条件に準拠
水分検知条件	数値の低下	—

参考文献

- 1) 石川達也，川端伸一郎，亀山修一，安倍隆二，小野丘：舗装構造の疲労寿命に及ぼす粒状路盤の凍結融解の影響とその評価，土木学会論文集 E1（舗装工学），Vol.67，No.3，pp.109-116，2011.
- 2) 安倍隆二，田高淳，久保裕一：積雪寒冷地におけるアスファルト舗装の厳冬期および融解期のひずみ特性，土木学会舗装工学論文集，第14巻，pp.147-154，2009.
- 3) 丸山記美雄，安倍隆二，木村孝司：融解期に発生する舗装のポットホールの実態と発生メカニズムの検討，寒地土木研究所月報 No.730，p.10，2014.
- 4) 清田裕也，上野正和，渡邊周市，：投げ込み補修方法を用いたポットホール対策について，第58回北海道開発技術研究発表会論文，pp.維23，2015.
- 5) 星卓見，丸山記美雄，木村孝司：RC床版上の基層用アスファルト混合物の性能に関する検討，第59回北海道開発技術研究発表会，pp.維6，2015.
- 6) 丸山記美雄，星卓見，木村孝司：赤外線カメラによるポットホール発生危険部位の診断技術に関する基礎検討，第59回北海道開発技術研究発表会，pp.維12，2015.
- 7) 前田近邦，黒須秀明：赤外線熱計測による道路構造物の損傷調査，建設機械施工 Vol.66 No.7，pp.43～45，2014.

第8章 電気抵抗値を用いた計測技術の活用方法の提案

- 8) 佐野禎，末吉良敏，平田隆祥，十河茂幸：印加電圧方式によるコンクリートの水分率推定方法に関する基礎研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.27 No.1，pp.589～594，2005.
- 9) 岩田幸良，宮本輝仁，亀山幸司：土壤水分を測定するセンサー，農村工学研究部門メールマガジン第 93 号，pp.1～8，2017.12
- 10) 早野公敏，前川亮太，野口孝俊，阿部長門，平山和之：床版上の 空港アスファルト舗装内残留水分の検知技術に関する基礎的研究，土木学会論文集 E，Vol.63 No.4，pp.668～682，2008.12
- 11) 谷倉泉，榎園正義，後藤昭彦：床版防水工における水分計の適用 性に関する研究，構造工学論文集 Vol.59A，pp.1112～1123，2013.3
- 12) 国土交通省北海道開発局：道路設計要領，p. 1-5-36，2021.
- 13) 公益社団法人日本道路協会：舗装調査・試験法便覧，p.[3]-167，2019.3

第9章 結論

9.1 既往の路床凍上対策の課題

積雪寒冷地に施工されたコンクリート舗装の現地調査結果より, 10 数 mm 程度のわずかな凍上であっても, 凍上発生後わずか 2 ヶ月以内にコンクリート舗装版を横断するひび割れを生じさせる場合があることが明らかとなった. また, 凍上を再現したコンクリート舗装版下面と路盤上面の間に空間を設けた FEM モデルを作成し, 荷重載荷時に舗装下面に生じる引張応力を求めた結果, 層間に空間のない場合と比較して空間がある場合では引張応力が 6 倍以上となることを明らかにした. さらに, この結果を用いて疲労度計算を行った結果, 凍上の発生していない条件では 50 年程度疲労に伴うコンクリート舗装版を横断するひび割れが発生しない設計条件において, 凍上が発生するとわずか数日でひび割れが発生する結果となった.

現地調査結果, および FEM 解析と疲労度計算を組み合わせた机上の計算結果は一致し, わずかでも凍上によって路盤面に不陸が生じ, コンクリート舗装版との間に空間ができると, 車両の走行によってコンクリート舗装版下面に生じる引張応力が増大し, コンクリート舗装に構造的な損傷を招くことが明確となった. コンクリート舗装版にこのような損傷が発生した場合, ひび割れ発生箇所から雨水や融雪水が浸入し, 路床路盤の脆弱化, 支持力の低下を引き起こし, 舗装版の沈下や段差を生じさせ, 走行安全性の低下につながる. また, 凍上対策として置換工法を用いる場合は, 置換厚を変更しない限り, 再度凍上が発生し同様の損傷が短期間で発生する可能性が高く, 道路管理に苦慮する. このため, 既存のアスファルト舗装と同様に凍上を許容する設計法は, コンクリート舗装においては不十分であるとの判断に至った.

9.2 置換厚変更の提案と実務への反映

コンクリート舗装において一定の凍上を許容するアスファルト舗装に準拠した置換率 70 %の凍上対策を採用した場合、凍上発生後わずかな期間でコンクリート舗装版に構造的な損傷が生じ、舗装寿命を大幅に低下させる可能性がある。このため、設計期間において凍上を生じさせない対策を設計段階で行う必要があると考える。

そこで本研究では、積雪寒冷地におけるコンクリート舗装の路床の凍上対策を置換工法において行う場合には、「設計期間における最大凍結深さまで非凍上性の材料で構築すること」を提案する。

なお、本提案は積雪寒冷地におけるコンクリート舗装の設計・施工に関する手引き（案）¹⁾および北海道開発局道路設計要領²⁾に反映され、現在、北海道内におけるコンクリート舗装の設計・施工に用いられている。

9.3 置換厚の設計手法の提案

本研究により、既存の路床設計で用いられている修正 Berggren 式を用いて凍結指数より算出する手法よりも³⁾、熱収支解析を用いて路面温度を推定し、熱伝導解析より最大凍結深さを求める手法のほうがより、凍結融解深度計と熱電対温度計を用いて実際に計測したコンクリート舗装の凍結深さに近似した値が得られることが明らかとなった。そこで、コンクリート舗装の路床設計における凍上対策における置換厚の設計に必要な凍結深さの推定手法として、熱収支解析および熱伝導解析を用いる手法を提案する。

本手法では設計箇所における過去の凍結深さを、過去の AMeDAS 気象データ、舗装材料の性状値を用いて熱収支解析・熱伝導解析を用いて求め、 n 年確率の凍結深さを算出し、この深さを超える値を置換厚として決定する。

9.4 電気抵抗値の計測による舗装体内部状態把握技術の提案

本研究において、電極を等間隔で配置した棒状の計測装置を用い、隣り合う電極間の電気抵抗値を計測する装置を作製した。これを用いて、湿潤状態にある路床および路盤材料の電気抵抗値を計測した結果、対象とする材料中の水分が凍結することにより値が急激に上昇することを把握した。この特性を用いて、舗装体内に棒状の計測装置を鉛直方向に埋設し、自動計測装置を用いて 1 冬期間電気抵抗値を計測することにより、値が急激に上昇した最も深い深度を判定することで、最大凍結深さの自動計測可能であることを明らかにした。ただし、対象とする材料が乾燥状態にあると電気抵抗値に変化が見られず、適切な凍結判定が行えない場合があることが明らかとなった。また、既存の計測手法である熱電対温度計を用いた計測では、0℃付近の温度が深さ方向に広く分布する条件下において凍結・未凍結の判定が難しく、精度の高い凍結深さ計測が行えない場合があることが明らかとなった。そこで、本研究では最大凍結深さの自動計測手法として、電気抵抗値と舗装体温度の双方を自動計測機にて計測し、双方の計測結果を併せて評価することで互いの弱点を補い、最大凍結深さを計測する手法を提案する。

また、材料中の水分が融解することによって凍結時と比較して電気抵抗値が急激に低下することを把握した。この凍結前後と融解前後における電気抵抗値が変化する特性に着目し、舗装体内に棒状の計測装置を鉛直方向に埋設し、自動計測装置を用いて 1 冬期間電気抵抗値を計測することにより、舗装体内部の凍結層および融解層の分布を時系列のデータとして得られることを明らかにした。これにより、積雪寒冷地の舗装においてポットホール等の損傷が多発する融解期における舗装体内部の性状把握に寄与することが可能となる。

第9章 結論

さらに、計測対象の水分量の変化によって電気抵抗値が変化する特性に着目して、電気抵抗値を計測することにより、舗装層間への水分浸入を直接検知する技術を開発した。本研究で提案する計測手法は舗装層間に厚さ 0.035 mm の導電性銅箔粘着テープを設置し水分検知を行う技術である。既往の土壌水分計等では計器の厚みおよび耐久性の観点から設置が困難であったアスファルト混合物層間や、コンクリート床版とアスファルト混合物層の層間における計測が可能となる。これにより、アスファルト混合物層の止水性能の評価や、目地材、シール材等の止水・防水性能の評価に寄与することが可能となる。

9.5 今後の課題

本研究の成果は、積雪寒冷地におけるコンクリート舗装の凍上対策手法の提案を通して、舗装の長寿命化・ライフサイクルコストの縮減に寄与することができる。さらに、「建設コストの縮減」、「凍上対策の選択枝の多様化」、「評価手法の確立」を考慮すれば、今後の課題として以下のようなことが考えられる。

1) 道路構造に応じた凍上対策の提案

コンクリート舗装を盛土構造箇所の新設する場合、置換率の変更による影響は材料費のみとなるが、切土構造で新設する場合や既設舗装を打ち換える場合においては原地盤あるいは既設舗装の掘削深さが大きくなり、施工費、施工期間、用地幅に影響する。さらに交通に供しながら既設舗装を更新する場合には通過交通への影響、地先住民への影響が大きくなる。このためこのような条件においては、初期コストが割高となり、社会的影響も大きくなることから、コンクリート舗装が設計段階で選択されずアスファルト舗装が選択される可能性が高くなると考えられる。このため今後は、積雪寒冷地における更なるコンクリート舗装の普及を目的に、凍上対策として置換工法以外の設計手法について検討を進めコスト縮減および工期抑制が可能な工法も提案していく必要がある。具体的には路床への凍結の侵入を抑制することで掘削深さを抑制することが可能な断熱工法⁴⁾が考えられる。

2) 凍上抑制効果の検証

前述した断熱工法等の効果検証にあたっては、本研究で開発した電気抵抗値および熱電対温度計を併用した最大凍結深さ計測手法が活用可能と考える。また、断熱効果の机上の検討にあたっては、本研究で開発した凍結深さ

第9章 結論

の推定手法が活用可能と考える．これらを用いて凍上抑制効果について検証を行って行く．

3) 設計手法の体系化・施工方法の確立

凍上対策については，様々な対策があり，本研究では置換工法における置換厚の変更を提案した．しかし，前述の通り一工法のみではコンクリート舗装の推進に限界がある．舗装構造，新築・更新を考慮した凍上対策が必要であり，これらを選定するにあたっての設計方法の体系化，および工事にあたっての施工方法の確立が今後の課題と考える．

参考文献

- 1) 北海道土木技術会舗装研究委員会 コンクリート舗装小委員会：積雪寒冷地におけるコンクリート舗装の設計・施工に関する手引き（案），p.4，p6，2017.
- 2) 北海道開発局：道路設計要領，p1-5-67，p.参 33，2021.
- 3) 公益社団法人日本道路協会：舗装設計便覧，pp.63-66，pp.73-74，p.173，p.227，pp276-280，2006.
- 4) 豊島真樹，山村義秀，佐藤実：凍上対策工法としての断熱工法および遮水工法について，北海道開発局昭和 50 年度技術研究発表会，pp.141-148，1976.

謝辞

本論文は、国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所において行った積雪寒冷地におけるコンクリート舗装の設計法と舗装体内部の計測技術に関する研究成果をとりまとめたものです。研究を進める中で多くの方々から頂戴したご指導，ご高配ならびにご支援を賜りました。

室蘭工業大学大学院教授木幡行宏先生には、社会人ドクターコースへの入学を快く受け入れて下さり，研究成果の理論的な組み立て方，論文執筆の要点など適切なアドバイスや励ましのお言葉を頂きました。3年間のご指導，本当にありがとうございました。

入学ならびに本論文の審査を通して貴重なご意見と今後の取組みに対する期待するなど，とても温かい励ましのお言葉を下さりました同大学院教授川村志麻先生，ならびに同大学院准教授菅田紀之先生に厚くお礼申し上げます。

東京農業大学教授小梁川雅先生には，共同研究を通して，現地計測データおよび解析データの解釈に関するアドバイスを頂戴しました。

石川工業高等専門学校教授西澤辰男先生には，共同研究を通して，凍上現象の FEM モデルへの反映方法，解析結果についてご指導を頂きました。

北海道科学大学教授亀山修一先生には，共同研究を通じて，コンクリート舗装の下に発生した空洞が舗装損傷に及ぼす影響に関する貴重な知見をご教示頂きました。

北海道大学大学院教授石川達也先生には，共同研究を通じて，舗装体内部における電気抵抗値の計測結果に関する解釈にあたり，貴重な助言をいただきました。

北海道科学大学教授川端伸一郎先生には，凍結深計測データの整理手法，および凍上に関する既往の設計手法について貴重なご教示を頂きました。

寒地土木研究所においては、一般社団法人北海道舗装事業協会 熊谷政行 専務理事（元寒地保全技術研究グループ長）、北海道開発局事業振興部 桑島正樹 調整官（元寒地保全技術研究グループ長）、木村孝司 寒地保全技術研究グループ長、西弘明 寒地基礎技術研究グループ長、丸山記美雄 寒地道路保全チーム上席研究員、一般社団法人北海道舗装事業協会 安倍隆二 専務理事（元寒地道路保全チーム主任研究員）には、博士学位へのチャレンジにあたり背中を押して頂き、入学後も業務との両立に関して非常に多くのご支援を頂きました。

道路管理者である北海道開発局建設部道路建設課、札幌開発建設部岩見沢道路事務所、同滝川道路事務所、小樽開発建設部岩内道路事務所、留萌開発建設部留萌開発事務所のご担当者の皆様には、路面調査、計測機器埋設に関してご協力をいただきました。

最後に、大学院入学にあたり精神面・金銭面で応援してくれた妻と、コロナ禍で在宅勤務が多くなる中、一緒に机を並べ勉強してくれた娘・息子に心より感謝いたします。