

粒状路盤の力学挙動に及ぼす 凍結融解作用の影響評価

石川達也¹・安倍隆二²・吉田有喜³・三浦清一⁴

¹フェロー会員 博(工) 北海道大学准教授 大学院工学研究院 (〒060-8628 北海道札幌市北区北13条西8)

E-mail : t-ishika@eng.hokudai.ac.jp

²正会員 独立行政法人 土木研究所 寒地土木研究所 (〒062-8602 北海道札幌市豊平区平岸1条3)

³学生会員 北海道大学 大学院工学院 (〒060-8628 北海道札幌市北区北13条西8)

⁴フェロー会員 工博 北海道大学教授 大学院工学研究院 (〒060-8628 北海道札幌市北区北13条西8)

本研究では、積雪寒冷地の気象条件と調和した運輸基盤施設の理論的設計方法の確立に資するため、凍結融解作用を受ける飽和・不飽和粒状路盤の力学特性（繰返し塑性変形・支持力特性）の評価試験方法を提案するとともに、凍結時および凍結融解後の粒状路盤の力学挙動を把握し、舗装構造の理論的設計方法を用いて、凍結融解に伴う粒状路盤の性能変化が舗装の構造設計に及ぼす影響を検討した。この結果、粒状路盤が凍結融解作用を受け、含水状態の変化や凍上現象が観測された場合、その力学的な性能が劣化し、舗装構造の疲労破壊寿命の減少に強く影響することを明らかにした。

Key Words : granular base, cold regions, freeze-thaw action, multilayer elastic theory, fatigue life

1. はじめに

道路・線路・空港といった交通荷重を受ける運輸基盤施設では、一般に移動体の繰返し通過に伴って本来保持すべき機能を次第に損なうことから、その補修・更新に莫大なコストと資源が費やされている。特に、北海道のような積雪寒冷地では、厳冬期に0°C線が舗装深部にまで侵入し路床等が凍上して、路盤や舗装面に隆起が生じたり、アスファルト混合層（以下「As層」と称する）にクラックが発生する。また、融解期には、融雪水の流入やアイスレンズの融解により含水比が上昇し路床や路盤の強度が一時的に低下する。このような寒冷地域特有の現象が、走行路機能の劣化・喪失（走行路面変状）を早めている。このため、社会資本投資余力の減退や労働人口の減少といった社会情勢を考えると、今後より一層、運輸基盤施設の維持管理といった非生産的な経済活動の効率化が北方圏では重要な意義をもつことになる。一方、国内における各種運輸基盤施設的设计では、限界状態設計法のような性能規定型のより合理的な設計法の導入が始まっている。例えば、道路舗装の構造設計では、従来の経験的設計法である T_A 法から理論的設計方法への移行・確立に向けた検討が行われている。しかし、積雪寒冷地で冬期に発生する地盤の凍上現象や、融雪期の路

床・路盤の一時的な支持力低下現象は、従来から指摘されてはいるものの、その力学挙動の解明やモデル化には未だ至っていない¹⁾。今後、積雪寒冷地に存する各種運輸基盤施設の疲労破壊に対する最適設計を行い、供用性の確保とライフサイクルコスト低減を図るには、凍結期および融解期における路床・路盤の支持力や変形特性を把握し、力学的応答を理論的に解析する必要がある。

本研究では、このような状況を踏まえ、積雪寒冷地の気象条件と調和した各種運輸基盤施設の理論的設計方法の確立に資するため、凍結融解作用を受ける飽和・不飽和粒状路盤の力学特性（繰返し塑性変形・支持力特性）の評価試験方法を提案するとともに、凍結時および凍結融解後の粒状路盤の力学挙動を把握し、道路舗装の理論的設計方法を用いて、凍結融解に伴う粒状路盤の性能変化が舗装の構造設計に及ぼす影響を評価する。

2. 凍結期・融解期における舗装内部の変形傾向

本章では、(独)土木研究所 寒地土木研究所 苫小牧寒地試験道路に、短い試験舗装(幅4m×延長14m)を造成して、舗装構造内の各種状態量(温度、層別沈下量、土壌水分量)の長期計測(計測期間:2008年10月22日～

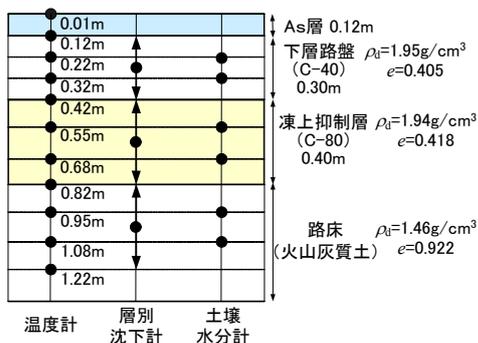


図-1 試験舗装構造の概略

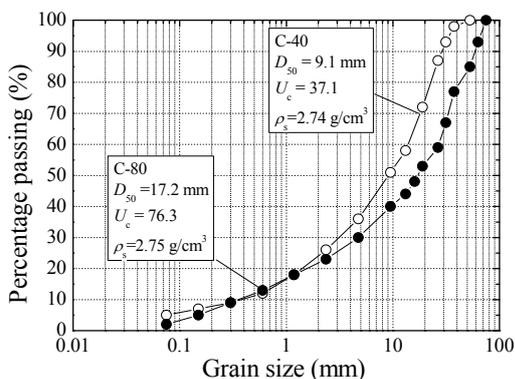


図-2 試料の粒径加積曲線

2010年3月30日) および凍結期・融解期等の輪荷重載荷試験(長期計測期間内4回)を行い、舗装構造の凍結・融解状況と各層の変形挙動との関係を分析する。

(1) 試験方法

a) 試験舗装構造

試験舗装は、図-1に示すような路床上層を凍上抑制層で置き換えた旧A交通に準じた舗装構造である。試験舗装表層は密粒度アスコン、基層は粗粒度アスコン、上層路盤層はアスファルト安定処理、下層路盤層は切込砕石40mm級(C-40)、凍上抑制層は切込砕石80mm級(C-80)、路床層は火山灰質細粒土から成る。各層の敷設に当たっては、タイヤローラ、振動ローラ、パイププレート等により締固めを行い、砂置換法による現場密度試験結果から各層の管理基準値以上の締固め度を確保していることを確認している。粒状路盤材の物性値と粒度分布を図-2に示す。

試験舗装の造成に当たり、温度計11点(昭和産業製白金(Pt)測温抵抗体)、層別沈下計3点(凍上変位計、共和電業製DTH-A-100)、土壌水分計6点(クリマテック製CDC-EC-5)を舗装構造内に埋設した。各計測器の配置図を図-1に示す。なお、層別沈下計とは、舗装各層の凍上量や沈下量を計測できるように改良したひずみゲージ式高感度変位計である。また、試験舗装周辺の気象条件を計測するため、計測点近傍の路肩部に気温計を設置した。各項目の計測は、長期計測時には10分間隔で行い、輪荷重載荷試験時には1秒間隔で行った。

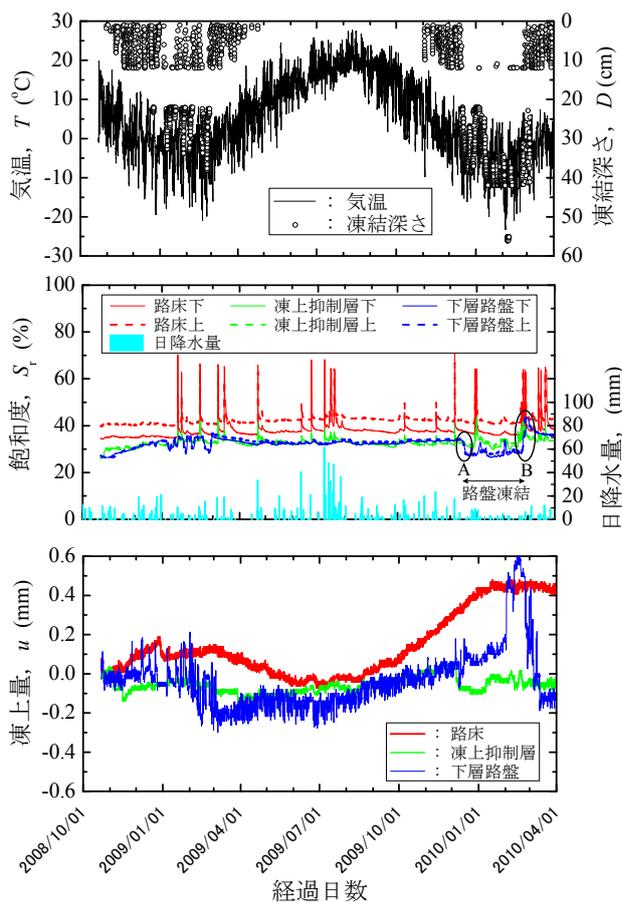


図-3 舗装構造内の各種状態量の長期計測結果

b) 輪荷重載荷試験

輪荷重載荷時の各層の変形量を把握するために、試験舗装に埋設された各層別沈下計の直上にダンプトラックを10秒間停止し、輪荷重の載荷試験を実施した。使用したダンプトラックは、3軸の車輪配置(第1軸は2輪、第2、3軸は4輪)を有する総重量約200kNの車である。本試験では、前輪により載荷を行っているが、車両重量計を用いた測定結果では、前輪、後前輪および後後輪それぞれ1輪当たりの輪荷重は26kN、21kN、14kNであった。

c) 気象条件

試験舗装区間近傍にある胆振地方厚真アメダスで観測された1998~2009年度までの気象データから、最大凍結深さの目安である凍結指数を求めた。その結果、計測を実施した2008年度と2009年度の凍結指数はそれぞれ346.0°C・days、502.3°C・daysであった。また、当該観測点の10年確率の凍結指数(1997-2007)は789.2°C・days、この10年間における凍結指数の平均値は582.7°C・days、最小値は359.9°C・daysである。このため、2008年度は、平年と比較してかなり温暖であり、2009年度は、平年並みの寒冷な冬期であったことになる。

(2) 計測結果

図-3は、舗装構造内各層の温度分布、土壌水分分布(飽

表-1 輪荷重載荷試験結果

測定箇所	測定項目	2008.11.15 (通常期)	2009.3.28 (融解期)	2010.2.11 (厳冬期)	2010.3.30 (融解期)
下層路盤	地温	9.6℃	5.8℃	-0.6℃	3.6℃
	飽和度	28.7%	33.9%	29.2%	35.9%
	沈下量	0.414 mm	0.650 mm	0.079 mm	0.630 mm
凍上抑制層	地温	11.6℃	6.2℃	0.3℃	4.5℃
	飽和度	29.9%	33.0%	32.1%	33.8%
	沈下量	0.098 mm	0.198 mm	0.099 mm	0.197 mm
路床	地温	13.6℃	5.9℃	2.2℃	4.6℃
	飽和度	37.7%	39.4%	38.6%	40.5%
	沈下量	0.080 mm	0.190 mm	0.060 mm	0.170 mm

和度)、凍上変位量分布、気温を長期計測した結果である。なお、図中には、厚真アメダスで観測された降水量と地温分布から予測される凍結深さも合わせて示した。日平均気温が 0℃ 以下で連続して推移したのは、両年度とも 12 月中旬から 3 月上旬までの約 3 ヶ月であり、3 月中旬以降からの気温の上昇に伴い、凍結深さも大幅に減少している。この際、2008 年度は、平均気温が高く凍結深さは下層路盤中央近くまでしか達していないものの、2009 年度は、凍上抑制層まで到達しており、微小な凍上変位が下層路盤で観測されている。ただし、凍上量が微小なため、舗装表面におけるその影響は目視では確認されていない。注目すべきは、凍結融解後に下層路盤の土壤水分量が凍結前より上昇している点 (図-3 中の B) である。計測に用いた土壤水分センサーは、土の誘電率を利用した計測装置である。このため、地盤中の間隙水が凍結し、土の誘電率は減少すると、見かけ上、飽和度は急激に低下する傾向を示す²⁾。例えば 2009 年度に飽和度が低下している期間 (図-3 中の A~B)、下層路盤は凍結状態にあると判断される。したがって、凍結期の急な低下や降雨後の一時的な上昇を除外して考えると、土壤水分量は夏期から秋期にかけて低下し、融解期に上昇する傾向にある。

厳冬期・融解期・通常期に実施した輪荷重載荷試験から得られた舗装各層の沈下量と平均飽和度を比較して表-1 に示す。表から、路盤凍結した厳冬期 (2010.2.11 計測) と融解期の下層路盤では沈下量が異なり、凍結した場合の剛性は 8 倍程度融解期よりも高いことがわかる。また、凍結融解前後の剛性の変化を比較してみると、下層路盤では融解期の方が低く、凍結していない路床においても融解期の剛性は通常期の 1/2 程度である。同様な傾向は、過去に実施された FWD 試験結果¹⁾でも報告されている。この理由として、図-3 では下層路盤における微小な凍上変位しか観測されていないことを考慮すると、舗装構造の凍結融解に伴う土壤水分量の季節変動の影響が考えられる。路床・路盤の含水状態がそれらの力学挙動に影響を及ぼすことは、既往の研究^{3) 4)}で明らかにされており、前述の輪荷重載荷試験結果の傾向は、その研究成果と調和的である。したがって、積雪寒冷地における舗装設計

表-2 模型粒状路盤の試験条件一覧

含水条件	凍結条件	載荷方法	試験方法	初期乾燥密度	飽和度
浸水	凍結前	車輪	繰返し移動	1.87 g/cm ³	64.6%
			繰返し定点	1.87 g/cm ³	66.2%
	フーチング	支持力	繰返し移動	1.86 g/cm ³	65.1%
			繰返し定点	1.84 g/cm ³	—
	凍結時	車輪	繰返し移動	1.85 g/cm ³	—
			繰返し定点	1.84 g/cm ³	—
	フーチング	支持力	繰返し移動	1.87 g/cm ³	61.1%
			繰返し定点	1.87 g/cm ³	66.5%
	凍結融解後	車輪	繰返し移動	1.87 g/cm ³	65.9%
繰返し定点			1.87 g/cm ³	—	
気乾	凍結前	車輪	繰返し移動	1.86 g/cm ³	7.0%
			繰返し定点	1.85 g/cm ³	6.8%
	フーチング	支持力	繰返し移動	1.86 g/cm ³	7.0%
			繰返し移動	1.84 g/cm ³	—

方法を高度化するには、路床・路盤の凍上現象を勘案するだけでなく、地盤の凍結融解現象に伴う舗装構造内の土壤水分量の季節変動を配慮することが重要である。なお、凍上はより深部の地盤から水を吸い寄せて氷の層 (アイスレンズ) を形成する現象のため、路床・路盤で高い凍上性が確認される場合には、凍結融解前後の土壤水分量の差が拡大し、当該部位の剛性の低下傾向はより顕著になると考えられる。

3. 模型粒状路盤の載荷試験

本章では、浸水・気乾状態の模型路盤を凍結させ、凍結前、凍結時、凍結融解後の 3 種類の状態で繰返し載荷試験 (移動載荷・定点載荷) と支持力試験を行い (表-2)、凍結融解が含水状態の異なる粒状路盤の力学挙動に及ぼす影響を検討する。

(1) 試験方法

a) 試験装置

本研究では、湿潤状態で凍結・融解作用を受ける粒状路盤に対して移動輪荷重載荷試験を実施するために、温度制御機能付二次元平面ひずみ模型土槽を具備したローラー移動載荷試験装置を新たに開発した。当該試験装置の概要を図-4 に示す。同図の凍結融解二次元平面ひずみ模型土槽装置は、模型路盤の凍結のため、供試体の周囲を断熱し、土槽の上部・下部にそれぞれ冷却盤を設置した構造である。供試体周囲の断熱は、変形を防ぐために塩化ビニール板で覆った発泡スチロール (EPS) と、供試体の凍結状況を確認するために土槽前面に設置した空気層を含んだ 2 枚の亚克力板で行っている。供試体の冷却は、上部・下部冷却盤内に 2 台の低温恒温水槽で冷却した一定温度の冷媒 (ナイブライン) をそれぞれ循環させることにより行っている。このため、本試験装置では、上部と下部の冷却盤を独立に温度制御できるため、供試体に任意の温度勾配を与えられる。また、供試体底面に

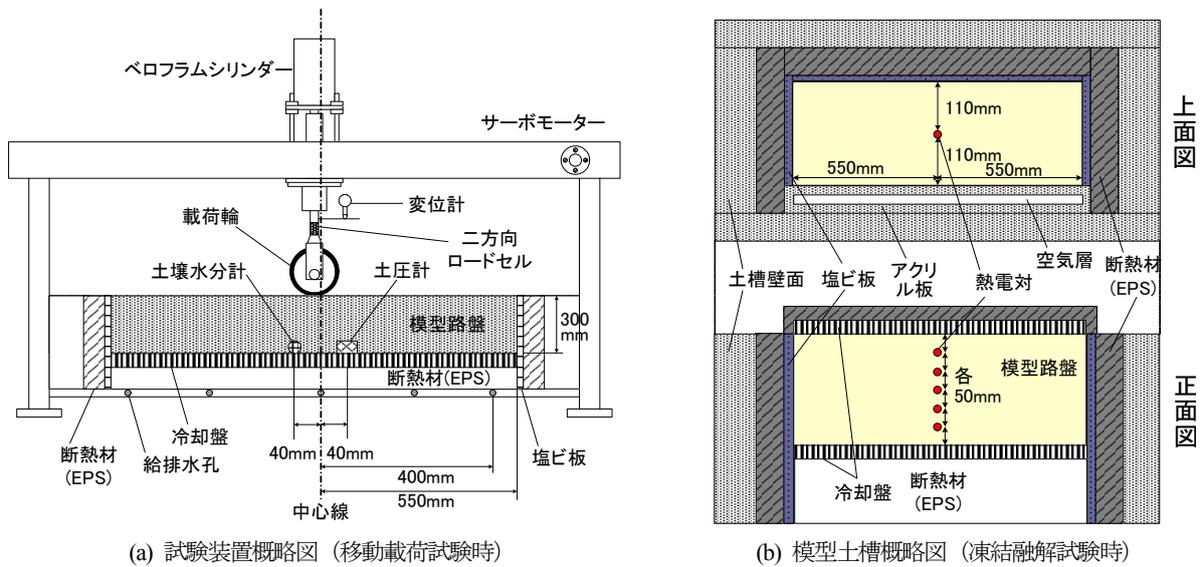


図-4 凍結融解二次元平面ひずみ模型土槽付きローラー移動荷重試験装置

分割ポーラスストーンを設置しており、土槽底面の給排水孔から、模型路盤に通水を行うことも可能である。なお、ローラー移動荷重試験装置とは、空圧により所定の鉛直荷重を作用させた荷重輪を往復走行可能な試験装置である。当該試験装置の詳細については既往の研究³⁾を参照願いたい。

b) 供試体作製方法

試験に用いた試料は、道路で路盤材として使用されている自然砕石クラッシュラン (C-40) である (図-2)。気乾状態の試験に用いる模型路盤 (厚さ 300mm, 幅 1100mm, 奥行き 220mm) は、土槽内に気乾燥状態の試料を重量と高さを管理しながら仕上がり厚 5cm 程度の層に分け投入し、締固め度 90% ($\rho_d=1.86\text{g/cm}^3$, $D_f=37.4\%$) を目標に 1 層ごと 2.5kg ランマーで突固めて作製した。その後、供試体上面には端面整形のため 9.5mm 以上をカットした試料を撒き、鉛直荷重 $P=1\text{kN}$ で転圧を行った。浸水状態の試験では、気乾状態の模型路盤を作製後、パイピング等により供試体に局所的な乱れが生じないように速度で土槽底面から通水を行い、底面より水位 250mm とした状態で 24 時間以上水浸させて作製した。模型路盤底部に設置した土壌水分計の計測結果では、浸水状態の模型路盤の飽和度は 65% 程度あり、試験中ほぼ一定であった。なお、模型路盤が走行路横断方向を同一断面と仮定した 2 次元平面ひずみ状態を確保するために、土槽前面背面方向に対して変形を拘束するとともに、土槽側面と模型路盤の間にはシリコングリースを塗った塩化ビニール板を挟んで側面摩擦を十分軽減している。

模型路盤の凍結は、(a) 上部と下部の冷却盤の温度を 0°C に保持したまま 24 時間温度養生、(b) 下部冷却盤の温度を一旦急激に下げて供試体下面に氷核を形成 (サーマルショック法)、(c) 上部冷却盤の温度を -2°C に保持し、下部冷

却盤の温度を凍結速度 $U=10.5\text{mm/h}$ (温度変化速度 0.6°C/h) 程度で -19°C まで降下、(d) 上部冷却盤温度を -2°C 、下部冷却盤温度を -19°C に保持したまま 50 時間温度養生という手順で供試体下端から実施した。なお、本研究の凍結速度 U は、地盤工学会の「凍上性判定のための土の凍上試験方法 (JGS 0172-2003)」の範囲を超えるものであるが、低温恒温水槽の冷却能力と実験時間の制約から可能な限り同基準の推奨値に近い値に設定した。

模型路盤の融解は、凍結過程の模型路盤高さの変化が収束し、模型路盤全体が凍結したのを確認後、室温 22°C の下で供試体上・下面双方から自然融解させて実施した。前章の地温深度分布の長期計測結果でも、地表面と地盤深部から舗装構造の融解が進行する傾向が確認されており、融解過程では供試体上下端面の温度制御は実施していないものの、下層路盤が実道路で受けると想定される凍結融解作用に近い履歴を土槽内で再現できているものと考えられる。なお、本研究では、模型路盤内の温度を把握するために、図-4 のように供試体内に T 型熱電対を設置し、データロガーにて経時変化を収録している。

c) 荷重輪による繰返し荷重試験

荷重制御のため厚さ 5mm のゴム板を巻き付けた荷重輪 (直径 200mm, 奥行き 210mm) を用いて、移動荷方式と定点荷方式の 2 種類の繰返し荷重試験を行った。両試験とも荷重輪に負荷する最大鉛直荷重 P は、旧 A 交通を想定したモデルを用いて多層弾性解析 (GAMES⁹⁾) を行い、実道路の下層路盤表面で生じる鉛直応力にはほぼ等しい上載圧となる $P=2.23\text{kN}$ に設定した³⁾。

各荷重試験は以下のように実施した。移動荷方式の試験 (移動荷試験) では、所定の鉛直荷重を作用させた荷重輪を定速度 384mm/min で、模型路盤中央を中心とした 800mm の範囲の模型路盤上を 50 往復 (繰返し荷

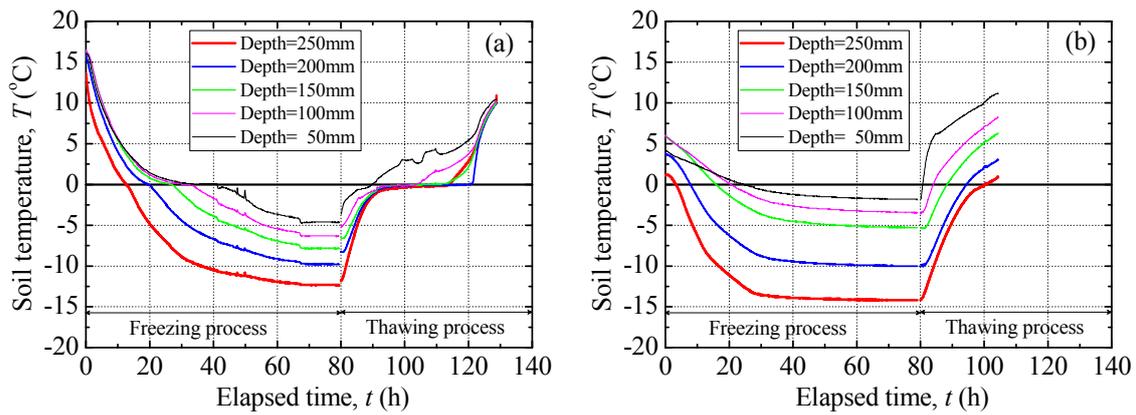


図-5 凍結融解試験中の供試体中央部の温度変化：(a) 浸水, (b) 気乾

回数 $N_c=100$ 回) 走行させた。なお、急激な荷重増荷に伴う模型路盤の不同沈下を抑制するために、鉛直荷重が $P=2.23\text{kN}$ に達するまでは、段階荷重のように鉛直荷重を車輪走行に伴い徐々に増加させた。一方、定点荷重方式の試験（定点荷重試験）では、模型路盤の中央に正弦波形の鉛直荷重 ($P_{\max}=2.23\text{kN}$) を載荷周波数 $f=0.008\text{Hz}$ (=移動荷重試験の移動速度/移動距離) で繰返し載荷 ($N_c=100$ 回) した。なお、定点荷重試験でも移動荷重試験同様、載荷初期に段階荷重を行っている。また、両載荷試験とも、土槽の奥行きに対し載荷幅が若干小さいことにより生じる可能性のある、土槽前面背面方向への碎石の側方流動の影響については、目視等により殆ど無いことを事前に確認している。

d) フーチングによる支持力試験

載荷軸に載荷輪の代わりにフーチング（幅 72.3mm，奥行き 210mm）を取り付けて、フーチングに鉛直荷重 P を載荷し、 $P=0.1\text{kN}$ から最大 5.58kN まで段階的に増加する支持力試験を行った。具体的には所定の鉛直荷重 ($P=1.12, 2.23, 3.35, 4.46, 5.58\text{kN}$ の 5 段階) まで載荷し、その後 $P=0.1\text{kN}$ まで除荷し、次の所定荷重まで再載荷を行う段階荷重を実施した。

(2) 試験結果および考察

a) 凍結融解試験

図-5 は、浸水・気乾状態の模型路盤を凍結・融解した場合の供試体中央部の温度変化を示したものである。浸水状態の模型路盤の場合、冷却開始から 40 時間経過後には模型路盤内の水位（深さ 5cm）まで 0°C 線が到達しており、昇温時に供試体全体が 0°C 以上になるには自然融解開始後 40 時間強を要している。これに対し、気乾状態の模型路盤では、降温時に 0°C 線が深さ 5cm の位置に到達するのも、昇温時に供試体全体が 0°C 以上になるのも浸水状態に比べ早い。両者の違いは、間隙水の水～氷間の相変化に伴う凝固熱と融解熱の存在に起因すると考えられる。例えば、浸水状態の模型路盤の温度変化では、

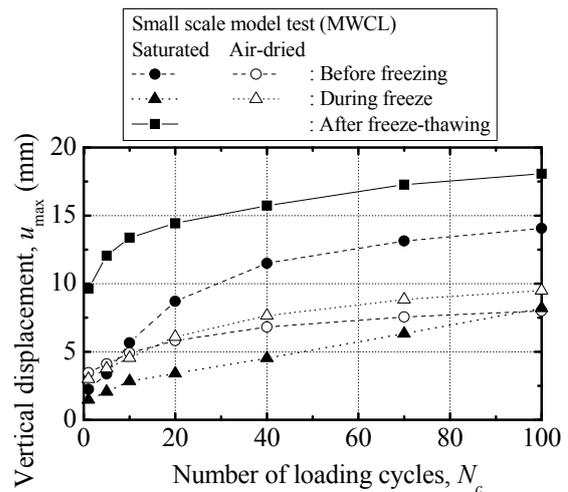


図-6 凍結融解中の移動荷重試験結果の比較

降温時・昇温時に 0°C 近傍で温度が停留するデータ範囲が存在するが、気乾状態の場合に認められない。したがって、冷却開始 80 時間経過後、浸水状態の模型路盤は全面凍結状態にあるが、気乾状態の模型路盤は、冷却により温度降下はするものの、凍結はしていない。また、凍結融解試験中の模型路盤高さの計測結果では、気乾状態では、高さの変化は観測されないものの、浸水状態では、凍上量は約 15mm に達し、融解後も約 3mm 隆起が残留した。飽和した模型路盤の間隙水が凍り 9%の体積膨張が生じたとしても、6.8mm 程度しか高さは変化しないため、本研究の試験条件では浸水状態の模型路盤に凍上が生じたと推定される。

以上の試験結果を踏まえ、本研究では、冷却開始前の模型路盤を凍結前、冷却開始 80 時間経過後を凍結時、凍結後の融解中に路盤内に設置したすべての温度計がプラスの値を示した状態を凍結融解後と定義した。

b) 移動荷重試験

図-6 に、凍結前、凍結時、凍結融解後に実施した移動荷重試験から得られた鉛直変位量 u_{\max} と繰返し載荷回数 N_c の関係を示す。ここで、鉛直変位量 u_{\max} は、鉛直荷重が作用した載荷輪位置における鉛直変位量を載荷輪走行

表-3 移動載荷試験中の模型粒状路盤の摩擦係数

含水条件	凍結条件	$N_c=1$ 回目	$N_c=100$ 回目
浸水	凍結前	0.174	0.109
	凍結時	0.016	0.169
	融解後	0.453	0.603
気乾	凍結前	0.148	0.090

範囲内で平均した値である。その求め方は既往の研究³⁾に詳しい。図から、浸水状態の場合、凍結融解履歴のない試験結果と比較して、同一繰返し載荷回数の凍結時の u_{max} は小さく、凍結融解後の u_{max} は大きくなる。特に、凍結融解後の $N_c=1$ 回目における u_{max} は他の試験結果と比較して大きい。また、 $N_c=40$ 回目以降の沈下傾向を見る限り、凍結前と凍結融解後に実施した試験結果に有意差は認められない。以上のことから、浸水状態の模型路盤では、間隙水の凍結により沈下量が減少するとともに、凍上した場合、凍上変位の一部が融解後も残留するため、初期沈下量が増大する傾向にある。なお、浸水状態の模型路盤の凍結時の試験で、 $N_c=60$ 回目以降の沈下速度が若干加速している理由は、図-5に示すように模型路盤表層部が載荷試験中の比較的早い段階で融解する影響によると考えられる。一方、気乾状態の場合は、浸水状態と比べると凍結前と凍結時の u_{max} の差は小さい。このため、含水量が少ない場合には凍結作用が粒状路盤の力学挙動に及ぼす影響は小さいと推測できる。なお、凍結融解履歴の無い試験で含水状態の影響を検討してみると、既往の研究³⁾と同様、気乾状態に比べ浸水状態の方が累積鉛直変位量は大きくなっている。

一方、表-3は、移動載荷試験中に二方向ロードセルで計測された鉛直荷重と載荷輪進行方向のせん断荷重の比(摩擦係数)の平均値を試験条件毎に示したものである。 $N_c=1$ 回目の摩擦係数については、含水状態による有意差は認められないものの、浸水状態の場合、凍結融解履歴のない試験結果と比較して、凍結時の摩擦係数は小さく、凍結融解後の摩擦係数は大きくなる。このような荷重条件の違いは、移動載荷試験の沈下傾向に差が生じる一つの要因であると考えられる。また、 $N_c=100$ 回目の摩擦係数については、凍結作用を受けた場合の摩擦係数は載荷初期に比べ増加する。これは、凍上・融解した(試験中の温度上昇に伴う融解を含む)模型路盤への輪荷重の載荷により路盤表面に凍結前と比べ不陸が生じたためであると考えられる。

c) 定点載荷試験

図-7に、凍結前、凍結時、凍結融解後に実施した定点載荷試験から得られた鉛直変位量 u_{max} と繰返し載荷回数 N_c の関係を示す。ここで、鉛直変位量 u_{max} は、繰返し載荷中に鉛直荷重が最大となった時の鉛直変位量である。図から、移動載荷試験と同様、浸水状態の場合、凍結融

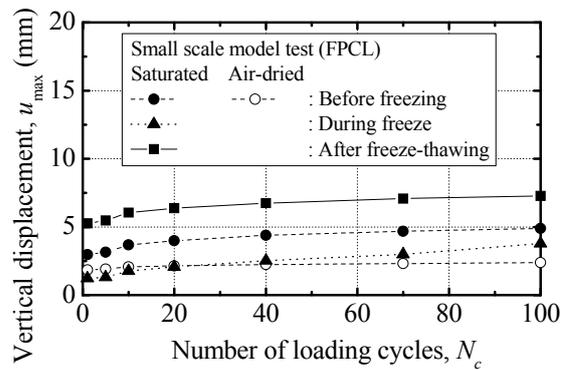


図-7 凍結融解中の定点載荷試験結果の比較

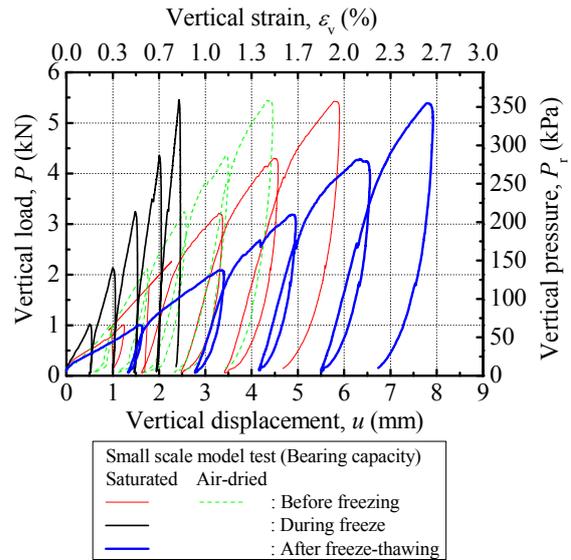


図-8 凍結融解中の支持力試験結果の比較

解履歴のない同一繰返し載荷回数の試験結果と比較して、凍結時の u_{max} は小さく、凍結融解後の u_{max} は大きくなる。ただし、図-6と図-7を同一試験条件(凍結融解履歴・含水状態)で比較すると、 $N_c=1$ 回目における初期沈下量、 $N_c=40$ 回以降の漸進的な沈下進みとも、定点載荷試験の方が移動載荷試験より小さい。特に、初期沈下量については、移動載荷試験では凍結融解後の残留凍上量に近い3mm程度が初期沈下しているが、定点載荷試験では1mm程度であり、載荷方式によって凍結融解作用の影響が定量的に異なることがわかる。

d) 支持力試験

図-8に、凍結前、凍結時、凍結融解後に実施した支持力試験から得られた鉛直荷重 P と鉛直変位量 u の関係を示す。図から、試験条件によらず鉛直荷重の増加により負荷時や除荷時の鉛直変位量は増加すること、および同一荷重レベルで比較した場合、鉛直変位量は、凍結時、凍結前、凍結融解後の順で大きくなる。また、凍結時あるいは凍結融解後の荷重～変位関係を見る限り、模型路盤の凍結・融解に伴う沈下量の減少・増加は、荷重載荷初期の剛体的挙動や急激な沈下に基くものではなく、凍結・融解作用による模型路盤の剛性増加・

表-4 模型粒状路盤の弾性係数

含水条件	凍結条件	平均弾性係数	弾性係数比
浸水	凍結前	19.1 MPa	1.00
	凍結時	44.5 MPa	2.33
	融解後	13.1 MPa	0.69
気乾	凍結前	24.7 MPa	1.29

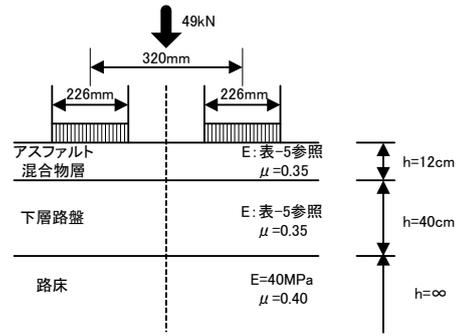


図-9 多層弾性解析モデルの解析条件

表-5 多層弾性解析の弾性係数

区分	月	気温 (°C)	弾性係数				
			As 層 (MPa)	下層路盤 (MPa)			
				Case 1	Case 2	Case 3	Case 4
凍結期	1	-5.2	12000	200	466	466	466
	2	-6.3	12000	200	466	466	466
	3	-2.1	11000	200	466	466	466
融解期	4	5.2	8000	200	200	145	145
	5	11.5	6000	200	200	145	145
通常期	6	15.4	5000	200	200	145	200
	7	17.9	4000	200	200	145	200
	8	19.3	4000	200	200	145	200
	9	15.3	5000	200	200	145	200
	10	10.2	7000	200	200	145	200
	11	3.1	9000	200	200	145	200
	12	-3.2	11000	200	200	145	200

低下に起因するものであると考えられる。そこで、表-4に、支持力試験結果から得られた各試験条件における模型路盤の平均的な弾性係数と、浸水状態で未凍結の模型路盤の弾性係数を 1.0 とした場合の各試験条件における弾性係数の比を示す。ただし、模型路盤の弾性係数はフーチングの載荷圧力と鉛直ひずみ (=鉛直変位量 u / 模型路盤厚さ) から求めた。支持力試験から得られた弾性係数は、実道路で測定される下層路盤 (C-40) の標準値 ($E=200\text{MPa}$ ⁶⁾) に比べると飽和度が高く締固め度が低いため、値自体はかなり低いものの、凍結時の模型路盤の剛性は凍結前に比べ 2 倍程度に増加し、凍結融解後は 7 割程度に低下している。このような傾向は 2 章の輪荷重載荷試験と定性的に一致する。なお、前述のように粒状路盤の含水状態がそれらの力学挙動に影響を及ぼすことは、実験的に明らかにされており、図-8、表-4 の傾向は、既往の研究成果³⁾と調和的である。

4. 舗装構造への凍結融解作用の影響評価

本章では、前章で得られた粒状路盤の力学挙動に及ぼす凍結融解作用の影響を考慮し、路盤材の凍結・融解がアスファルト舗装の疲労破壊に及ぼす影響について理論的設計方法⁷⁾を用いて検討する。

(1) 解析方法

理論的設計法においては、49kN の輪荷重を載荷した場合の As 層下面の引張ひずみや路床上面の圧縮ひずみを多層弾性構造解析プログラム (GAMES⁹⁾) を用いて期間ごとに計算し、疲労破壊輪数を算出する。本研究では、旧 A 交通を想定した舗装構造モデル (図-9) を用いて多層弾性解析を行った。この際、舗装構造は各層ともに弾性体と仮定し、層間のすべり率はすべて接着していることにした。各層の弾性係数 E やポアソン比 μ は、気象条件等を考慮して図-9 および表-5 のように設定した。このうち、As 層の弾性係数は、舗装設計便覧⁷⁾を参考にして、厚真アメダスで 2009 年度に観測された月間平均気温から各月の As 層の平均温度を推定し、それを基に弾性係数を月毎に設定した。次に、下層路盤の弾性係数は、厚真アメダスの 2009 年度の日平均気温から各日の積算寒度を求

め、修正 Berggren 式⁸⁾に代入して各月の平均凍結深さを推定し、簡易的に、降温期に凍結深さが下層路盤中央より深くなった場合は凍結状態 ($E=466\text{MPa}$) に、それより浅か昇温期の場合は凍結前 ($E=200\text{MPa}$) あるいは凍結融解状態 ($E=145\text{MPa}$) にあると仮定してそれぞれ設定した。ここで、各状態の下層路盤の弾性係数は、表-4 に示す支持力試験結果から算出した各状態の弾性係数の比が下層路盤の締固め度や飽和度に関わらず一定であると仮定し、比を $E=200\text{MPa}$ に乗ずることで算出した。ただし、表-5 に示す凍結時の下層路盤の弾性係数は、文献 1 に示された値 ($E=500\text{MPa}$) にほぼ等しい。最後に、路床の弾性係数は、現地長期計測 (図-3) で凍結深さが路床まで到達していないことを踏まえ、設計 CBR を 4⁹⁾として $10 \cdot \text{CBR}$ ⁷⁾により計算した値を年間通して用いた。一方、ポアソン比は、文献 7 を参考に As 層と下層路盤は 0.35、路床は 0.40 にそれぞれ設定した。このため、本研究では、凍結によるポアソン比の変動については考慮していない。

以上のような気温変動に伴う下層路盤の凍結融解を考慮した解析と比較するため、下層路盤の弾性係数を平均的な値 ($E=200\text{MPa}$) に固定した解析を別途実施した。

(2) 解析結果

表-6 は、下層路盤の凍結・融解が As 層と路床の暫定破壊規準⁷⁾で計算されるひび割れとわだち掘れによる許

表-6 下層路盤の凍結融解が疲労破壊寿命に及ぼす影響

解析番号	解析条件 (下層路盤弾性係数)			許容 49kN 輪数比	
	通常期	凍結期	融解期	N_{fa}	N_{fs}
Case 1	200 MPa	200 MPa	200 MPa	1.00	1.00
Case 2	200 MPa	466 MPa	200 MPa	1.25	1.65
Case 3	145 MPa	466 MPa	145 MPa	0.40	1.50
Case 4	200 MPa	466 MPa	145 MPa	1.25	1.61

容 49kN 輪数 (N_{fa} , N_{fs}) に及ぼす影響を検討したものである。ここで、表中の数値は、下層路盤の凍結融解がなく年間通して $E=200\text{MPa}$ 一定である場合 (表中の Case 1) の許容 49kN 輪数を基準とした各解析条件の許容 49kN 輪数の比である。なお、表中の Case 2 は下層路盤が 1 月～3 月に凍結するものの融解後に剛性の低下が生じないと仮定した場合、Case 3 は路盤が 1 月～3 月に凍結し融解後に剛性の低下が生じたと仮定した場合、Case 4 は路盤が 1 月～3 月に凍結し融解後の 4, 5 月に剛性の低下が一時的に生じたと仮定した場合である。このため、Case 4 が積雪寒冷地における下層路盤の剛性の季節変動に最も近い。

Case 1 と Case 2 の比較から、1 月から 3 月にかけて下層路盤が凍結し剛性が増加するため、As 層および路床の暫定破壊基準から計算される許容 49kN 輪数が共に増加し、破壊年数は長くなることがわかる。このことは、「厳冬期に As 層下面の引張ひずみの値を小さく設定できる期間が存在する」とする既往の研究¹⁾と調和的である。一方、Case 2 と Case 3 の比較では、下層路盤が凍結融解作用を受けて剛性が低下した場合、両許容 49kN 輪数とも減少するため、破壊年数は短くなる。しかし、Case 2 と Case 4 の比較では、 N_{fs} は減少するものの、 N_{fa} はほとんど低下していない。これは、As 層の剛性が比較的高い融解期に、下層路盤の剛性が低下しても As 層のひび割れ発生に及ぼす影響は小さいためである。以上の解析結果は、下層路盤の凍結融解が総じて舗装構造の破壊年数に強く影響することを示唆するものである。

5. まとめ

本研究で得られた主な知見は次のとおりである。

- 試験舗装の長期試験結果では、路床・路盤の凍結融解に伴う土壌水分量の季節変動と舗装構造の融解期の剛性低下には密接な関連性がある。
- 浸水状態の粒状路盤の凍結はその剛性を増加させ、凍上した場合には、融解後に凍結前に比べ剛性は低下する傾向にある。
- 試験条件に差があるものの、模型試験結果においても、試験舗装の輪荷重載荷試験結果と同様の凍結・融解に伴う力学特性の変化が確認された。

- 気乾状態の粒状路盤の凍結では、凍結前後の路盤沈下量に有意差は認められない。このため、粒状路盤の力学挙動に及ぼす凍結融解の影響はその含水状態に依存する。
- 凍結・融解作用が繰返し載荷時の帯水粒状路盤の沈下量に及ぼす影響は、定点載荷試験より移動載荷試験において顕在化する。
- 下層路盤の凍結は舗装構造の剛性増加につながり、As 層や路床の暫定破壊基準から計算される疲労破壊年数は長くなる。一方、凍結融解作用により下層路盤の剛性が低下した場合、疲労破壊年数は短くなる。以上の結果から、粒状路盤が凍結融解作用を受け、含水状態の変化や凍上現象が観測された場合、荷重支持性能のような力学的な性能が劣化し、舗装構造の疲労破壊寿命の減少に強く影響することがわかる。したがって、積雪寒冷地の気象条件と調和した運輸基盤施設の理論的設計方法を確立するには、路床・路盤材の凍上性を勘案するだけでなく、地盤の凍結融解現象に伴う舗装構造内の土壌水分量の季節変動を配慮することが重要である。また、このような影響を評価可能な理論的設計法を、北海道のような積雪寒冷地の舗装構造設計に適用することは意義があると結論できる。しかしながら、本研究の知見は、限られた試験条件・解析条件の下で得られたものであり、実務への本研究成果の応用に際しては、今後、妥当性や適用限界等に関する十分な検討が必要である。

謝辞：本研究の実施にあたっては、前北海道大学大学院大塚寿貴氏に多大なご協力を頂きました。ここに記して深甚なる謝意を表します。なお、本研究の一部は平成 20 年度～平成 22 年度科学研究費補助金 (基盤研究(B), 課題番号：20360206, 研究代表者：石川達也) の交付を受けて実施されたものである。

参考文献

- 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.
- 杉山友康, 河島克久, 飯倉茂弘, 布川修, 斎藤善樹：凍結地盤の融解過程における水分と強度の変化, 鉄道総研報告, Vol.16, No.8, pp.41-46, 2002.
- 石川達也, 細田充, 三浦清一, 関根悦夫：移動輪荷重作用下の粒状路盤の力学挙動に及ぼす含水状態の影響評価, 土木学会舗装工学論文集, 第 14 巻, pp.9-17, 2009.
- 中島伸一郎, 小橋秀俊, 岸田潔, 木村亮：浸水した透水性舗装の変形特性に関する実験, 土木学会舗装工学論文集, 第 14 巻, pp.41-48, 2009.
- 土木学会 舗装工学委員会編：舗装工学ライブラリ 3 多層弾性理論による舗装構造解析入門－GAMES (General

- Analysis of Multi-layered Elastic Systems) を利用して一, 土木学会, 2005.
- 6) 安倍隆二, 田高淳, 久保裕一: 北海道の一般国道におけるアスファルト舗装各層の弾性係数に関する検討, 土木学会舗装工学論文集, 第13巻, pp.163-170, 2009.
- 7) (社)日本道路協会: 舗装設計便覧, 2009.
- 8) 地盤工学会北海道支部: 寒冷地地盤工学—凍上被害とその対策—, 2009.
- 9) 北海道開発局: 道路設計要領 第1集 道路, pp1-5-51-54, 2009.

EFFECTS OF FREEZE-THAWING ON MECHANICAL BEHAVIOR OF GRANULAR BASE

Tatsuya ISHIKAWA, Ryuji ABE, Yuki YOSHIDA and Seiichi MIURA

This paper examines the effects of freezing and thawing on the mechanical behavior of granular base under air-dried condition and saturated condition through the long-term field measurement of ground temperature, water content and deformation inside pavement, and by performing loading tests for granular base before and after freeze-thawing and under freezing. We also evaluate the influences of the change in the stiffness of granular base due to freeze-thawing on the fatigue breaking of pavements in cold regions by applying the theoretical design method for asphalt pavement in consideration of the effects found in this paper. As the results, it was revealed that the bearing capacity of granular base decreases due to frost heave and increment of the water content in thawing season and the degradation in the stiffness of granular base has a strong influence on the decrement of fatigue life of pavement structure in cold regions.