

積雪寒冷地におけるアスファルト舗装の理論的設計方法に関する検討

安倍 隆二¹・熊谷 政行¹・丸山 記美雄¹

¹(独)土木研究所 寒地土木研究所 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3丁目1-34)

北海道は、温暖な地域と異なりアスファルト舗装に用いる材料に積雪寒冷地独自の規格が存在し、環境条件においても厳冬期の凍結や春期の融解が舗装体の強度に影響を与えることが分かっている。このため、積雪寒冷地のアスファルト舗装に理論的設計方法を適用する際には、材料条件とともに環境の影響も十分考慮する必要がある。本報告は、積雪寒冷地のアスファルト舗装に理論的設計方法を用いる際の材料や環境条件について、試験道路の調査結果や室内試験を基に検討したものである。この結果、積雪寒冷地において多層弾性理論を用いた理論的設計方法を適用する場合、凍結や融解を考慮した弾性係数の設定が必要であることを明らかにし、舗装体各層の弾性係数の設定方法を提案した。

キーワード：積雪寒冷地、アスファルト舗装、理論的設計方法、弾性係数、凍結融解

1. はじめに

従来の道路舗装における仕様規定から性能規定化への変更を定めた「舗装の構造に関する技術基準」の通達に伴い、舗装の構造設計法は従来の T_A 法に加えて、舗装を力学的に評価する理論的設計法の導入が可能となった。この理論的設計法を用いて、使用実績のない材料や新たな舗装構造を採用し、舗装における LCC をさらに低減するためには、北海道の気象を考慮した理論的設計法の確立が求められる。

北海道に代表される積雪寒冷地では、車両の走行荷重による舗装の疲労破壊の他に、凍上による破損や、春期に凍結した路床土が融解することによる支持力低下による損傷がある。これらは疲労破壊と同様に、路面のひび割れとして現れるが、凍上抑制層の設置や融解期の支持力低下を考慮した CBR を採用することによって対策を講じてきた。しかし、厳冬期の温度低下によってアスファルト舗装以深の路盤や路床まで凍結し、支持力が変化することや、融解期に舗装体の支持力が一時的に低下することは、疲労破壊に影響を及ぼす可能性があっても、従来の T_A 法では適用が難しい事象であった。北海道において、アスファルト舗装に理論的設計法を採用することにより、従来の積雪寒冷地対策を適用しつつ、さらに疲労破壊に対する最適設計を目指すことが可能となる。

本研究は、積雪寒冷地におけるアスファルト舗装の理論的設計方法の確立を目指し、材料条件としてアスファルト混合物、路盤、および路床の弾性係数の適用範囲について検討したものである。また、環境条件として厳冬

期および融解期における舗装体の凍結や融解期間については、舗装体の温度、路盤および路床の含水比の調査、FWD 試験の結果から検討を行った。

2. 試験舗装の概要

(1) 稚内試験舗装

稚内試験舗装は、一般国道 238 号稚内市の片側 2 車線の走行車線に整備した。図-1 に示す 1 工区から 6 工区の 6 断面を対象に調査を実施した。 T_A 法や理論的設計法によって構造設計を行っており、アスファルト舗装（以下、As 層）の厚さは、9cm から 27cm までとなっている。なお、凍上対策としての置換深さは 80cm である。

FWD 試験は、平成 15 年 11 月から平成 21 年 3 月までの期間で春期、夏期、および秋期に各工区において測定を行った。厳冬期は、国道の路面が圧雪アイスバーンとなるため、試験は実施していない。

1 工区の路床上面に、土壌水分計を設置し、路床含水比の経年変化を測定した。また、舗装各層に温度センサーを設置し、1 時間毎の温度を測定した。

(2) 苫小牧試験舗装

苫小牧試験舗装は、当研究所所有の苫小牧寒地試験道路内に、厳冬期および融解期における舗装の力学性状把握を目的として 2 断面を施工した。図-1 に示す試験舗装断面を整備し、As 層は 12cm および 20cm、置換深さは 80cm である。FWD 試験は、平成 20 年 11 月から平成 22 年 3 月までの期間、厳冬期および融解期に舗装の支

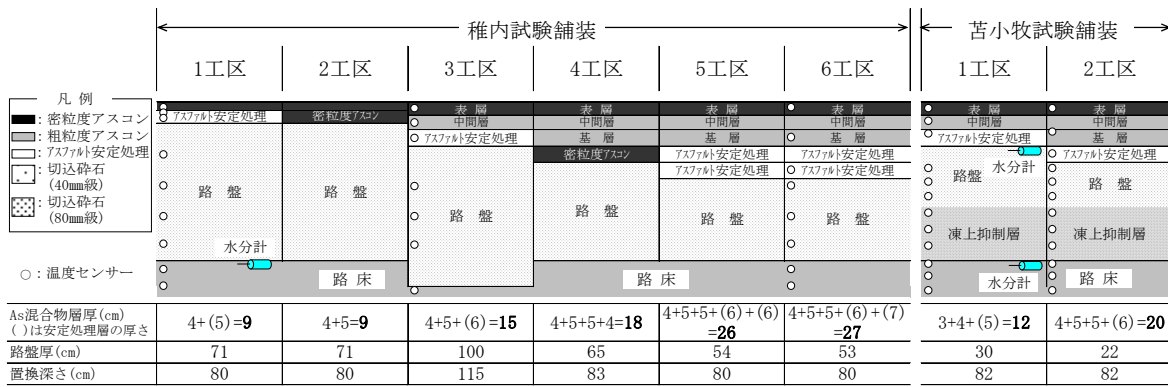


図-1 稚内および苫小牧試験舗装における舗装構成

持力を経時的に把握するため、1週間程度の間隔で計測を実施した。1工区の路盤および路床上面に、稚内と同じ土壌水分計を設置し、含水比の経年変化を測定した。また、舗装各層の温度の計測方法も稚内と同様である。

3. 試験舗装各層の弾性係数

(1) As 層の弾性係数

アスファルト舗装構造における As 層の弾性係数を把握するため、FWD 試験結果を逆解析して As 層の弾性係数を計算により求めた。稚内試験舗装で計測した FWD 試験による表面たわみを逆解析した結果のうち、As 層の舗装体温度と弾性係数の関係を図-2 に示す。なお、逆解析には東京電機大学の松井教授が作成した静的逆解析ソフト (BALM) を用いており、解析における初期値等の設定は過去の実績を参考に実施している。稚内試験舗装で実施した FWD 試験データは、5月から11月までの比較的温暖な時期である。図中の上下点線は、「舗装設計便覧」による As 層の弾性係数の一般的な範囲内であり、逆解析から求めた値も上記の範囲内に概ね分布している。

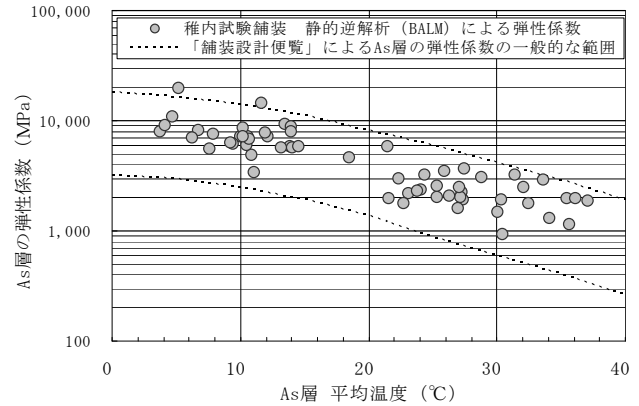


図-2 アスファルト混合物の弾性係数

(2) 下層路盤 (粒状材料) の弾性係数

稚内試験舗装の FWD 試験による表面たわみの逆解析結果のうち、下層路盤の舗装体温度と弾性係数の関係を図-3 に示す。As 層以深の粒状材を用いた層や路床は温度依存性を持たないため、舗装体温度と弾性係数の関係は傾きを持たない。粒状材を用いた層の弾性係数は、100~600MPa 程度で、平均値は 252MPa、標準偏差は 117.4MPa となる。全体的にばらついているが、工区別での数値のばらつきは比較的小さかった。例えば As 舗装厚 $t=9\text{cm}$ の 1 工区では平均値 158MPa、標準偏差 37.3MPa (サンプル数 $n=15$) であり、As 舗装厚 $t=27\text{cm}$ の 6 工区では平均値 353MPa、標準偏差 67.8MPa (サンプル数 $n=15$) となる。逆解析における路盤の弾性係数は、上下の層の材料特性が影響するため、舗装の構成と厚さが異なることが、解析結果のばらつきに影響したものと考えられる。

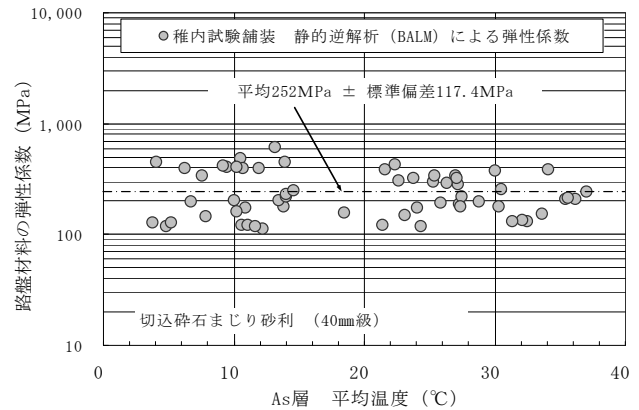


図-3 下層路盤 (粒状材料) の弾性係数

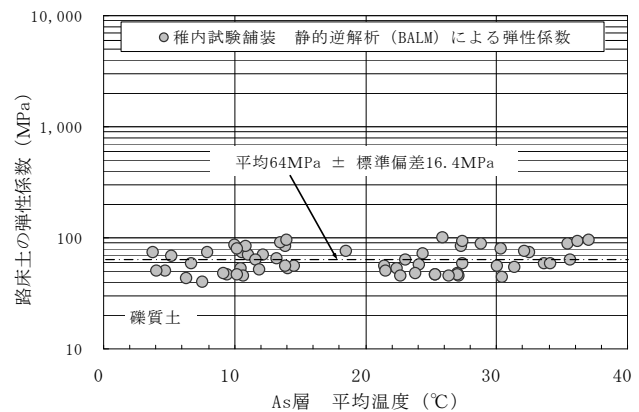


図-4 路床土の弾性係数

表-1 粒状材料のレジリエントモデュラスにおける最適含水比条件に対する飽和含水比条件の M_r 比率

		粒状材料 (40mm級)		
		① 稚内試験舗装 切込砕石まじり 砂利	② 苫小牧試験舗装 切込砕石	③ 下層路盤用 切込砂利
主応力 $\theta = 180$ (kPa)	M_r (最適含水比)	90	85	99
	M_r (飽和含水比)	82	73	96
	M_r 保存比率	0.90	0.86	0.96
主応力 $\theta = 80$ (kPa)	M_r (最適含水比)	71	61	75
	M_r (飽和含水比)	53	59	73
	M_r 保存比率	0.75	0.97	0.97

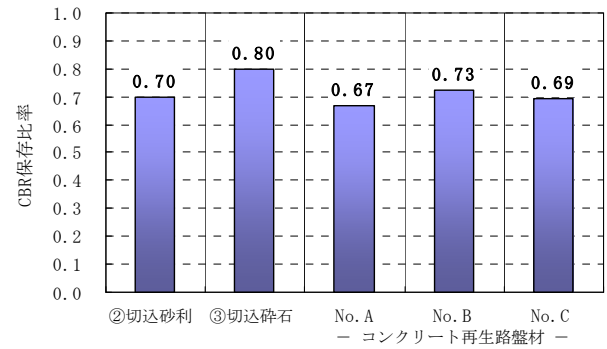


図-5 粒状材料の CBR 保存比率

表-2 路床材料のレジリエントモデュラス試験結果

試料記号 および俗称		A	B	C	D	E	稚内 試験舗装	苫小牧 試験舗装
		砂 (凍上抑制層)	火山灰 (凍上抑制層)	砂質土	粘性土	礫質土	礫質土	砂質土
主応力 $\theta = 55$ (kPa)	M_r (最適含水比)	38	50	44	77	73	73	144
	M_r (飽和含水比)	29	55	32	40	52	21	132
	M_r 保存比率	0.76	1.10	0.71	0.52	0.72	0.29	0.92

(3) 路床の弾性係数

稚内試験舗装の FWD 試験による表面たわみの逆解析結果のうち、路床の舗装体温度と弾性係数の関係を図-4 に示す。礫質土の弾性係数は 40~100MPa 程度、平均値は 64MPa で標準偏差は 16.4MPa となる。路床土は、各工区ともに同一であることから、値のばらつきは比較的小さくなっている。

4. 室内における材料試験結果

(1) 路盤材料(粒状材料)のレジリエントモデュラス

下層路盤に粒状材料を用いた場合における、主応力とを 80MPa および 180MPa で計算した M_r を、最適含水比と飽和含水比に分けて表-1 に示す。稚内試験舗装における下層路盤の逆解析による弾性係数は、平均値が 252MPa であり、室内試験における最適含水比条件の M_r は 71MPa および 90MPa であった。

表-1 には、最適条件から飽和条件へ含水比を変化させたときの M_r の強度低下の割合を、 M_r 保存比率と定義し示した。40 mm級の切込砕石や切込砂利などの粒状材料の場合、融解現象等による含水比上昇に伴い、強度が最大でも最適含水比の 0.75~0.97 程度に低下することがわかる。

路盤材料の凍結融解後の CBR 試験の結果を図-5 に示す。凍結融解後の CBR 保存比率 (凍結融解前の修正 CBR 値に対する融解後の修正 CBR 値) は 0.7 程度であり、従来の CBR 値の観点からも、融解期の支持力低下を考慮する必要がある。

(2) 路床土のレジリエントモデュラス

路床土の M_r について、主応力を 40~70kPa の中央値である 55kPa として算出した結果を、最適含水比と飽和含水比の条件別に表-2 に示した。路床材料は土質により弾性係数が当然異なっており、最適含水比条件における路床土の M_r は 38~144MPa の範囲になっている。図-4 から、稚内試験舗装において逆解析による路床の弾性係数の平均値は 64MPa であるのに対して、室内試験における最適含水比条件の M_r は 70MPa を示し、同程度の値となった。

路床材料の M_r 試験に用いた試料のうち、試料 A および B については凍上抑制層に用いる材料であり、実際に凍結融解を受ける材料である。試料 A および B について、融解期を想定した飽和状態の M_r は、最適含水比の試験値に対する保存比率 (飽和状態の M_r に対する最適含水比の M_r) で 0.76 および 1.10 であった。以上の結果から積雪寒冷地においてアスファルト舗装に理論的設計方法を用いる場合は、凍上抑制層は凍結融解作用を受けることから、室内試験や FWD 試験等で M_r 保存比率やたわみの増加傾向を確認し、弾性係数を適切に設定することが重要である。

5. 理論的設計方法に用いる弾性係数の範囲

(1) アスファルト混合物層の弾性係数

稚内試験舗装で計測した、FWD 試験による表面たわみを逆解析して算出した弾性係数のうち、As 層下面にアスファルト安定処理を用いた工区の結果を図-6 に示す。図中には、美々新試験道路の既往の研究¹⁾による、

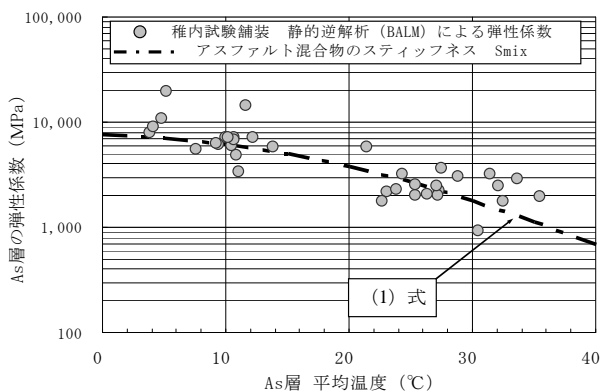


図-6 逆解析によるAs層の弾性係数と4点曲げ疲労試験から得た曲げスティフネス

表-3 アスファルト安定処理のアスファルト量、空隙率および飽和度

項目	稚内試験道路	美々新試験道路 4点曲げ疲労試験	全道における 平均値
アスファルト容積率 (%)	9.0	9.5	9.5
空隙率 (%)	6.1	7.5	7.5
飽和度 (%)	59.7	55.9	56.1

アスファルト安定処理混合物の4点曲げ疲労試験から得た曲げスティフネス値を一点鎖線で示した。両者は厳密には同一の材料ではないが、同じ針入度 80-100 のアスファルトを使用している。ここでは、アスファルト安定処理混合物の4点曲げ疲労試験から得た曲げスティフネスを、アスファルト混合物の曲げスティフネスと表記した。

$$S_{mix} = \frac{1}{\left[\frac{1}{8500} + \left\{ 9.373 \times 10^{-19} \times (1.118^{T_k}) \right\} \right]} \quad (1)$$

ここに、

S_{mix} : アスファルト混合物の弾性係数 (MPa)

T_k : 混合物温度 (K)

稚内試験舗装と、疲労試験で用いたアスファルト安定処理のアスファルト量、空隙率および飽和度の比較を表-3に示す。表の右側には、北海道の国道における上記の値の平均値を示した。アスファルト量や空隙率は、理論的設計方法のAs層の破壊基準式において、計算する破壊輪数の値に大きく影響する入力項目である。稚内試験舗装の逆解析で算出した舗装体温度と弾性係数の関係と、4点曲げ疲労試験結果とは類似した傾向を示しており、4点曲げ疲労試験に用いたアスファルト安定処理のアスファルト量、空隙率および飽和度は、北海道の国道における平均値とほぼ同一の値である。

このことから、北海道における一般国道で用いるAs層の弾性係数の設定は、(1)式を用いて任意の温度領域

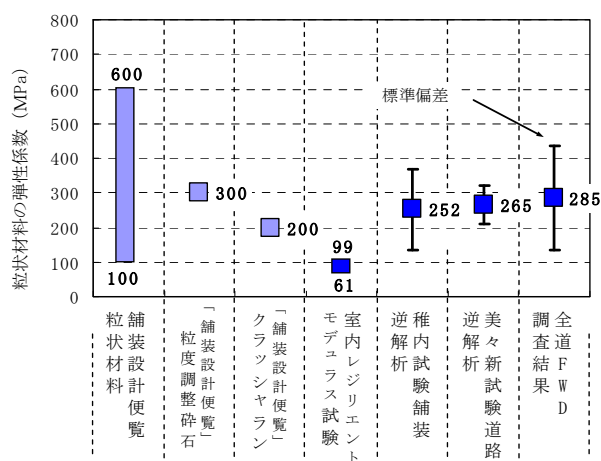


図-7 粒状材料の弾性係数の範囲

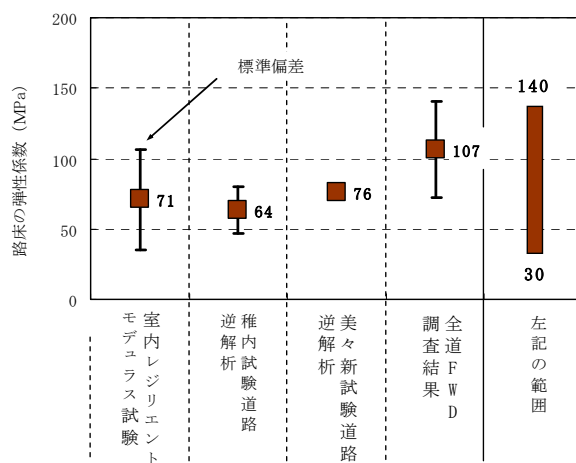


図-8 路床土の弾性係数の範囲

の弾性係数を設定することが可能と考えられる。

(2) 粒状材料の弾性係数

図-7に、室内試験や試験舗装の調査結果、美々新試験道路¹⁾および全道25箇所のFWD調査から得られた路盤材料(粒状材料)の弾性係数の範囲をまとめて示した。「舗装設計便覧」に示されるクラッシュヤランなど粒状材料の弾性係数の範囲は100~600MPaである。試験舗装における逆解析の結果は、下層路盤より上下の層の厚さや強度等の条件が影響し、室内試験結果は拘束条件によって M_k が変化するため単純な比較はできないが、FWD試験は舗装の多層構造における試験であることから、現地調査を重視し弾性係数の範囲を決定すれば、北海道における下層路盤に用いる粒状材の弾性係数は、下限値については試験舗装の調査結果から100MPa程度を、上限値については全道の傾向から400MPa程度を設定することが可能と考えられる。

(3) 路床土の弾性係数

図-8に、室内試験や試験舗装の調査結果、美々新試験道路¹⁾および全道25箇所のFWD調査から得られた試

験結果を用い、逆解析を行った弾性係数や室内試験結果の範囲を示す。弾性係数の共通範囲は 30~140MPa である。路床土は下層路盤材料と異なり原則として現場発生土を流用し、かつ凍結融解において弾性係数や凍結融解後の CBR 値が大きく変化するため、そのような多種多様な路床土の弾性係数は、共通範囲を参考に室内試験による凍結融解の影響や FWD 試験による融解期の支持力低下の程度を把握し、弾性係数を設定する必要があると考えられる。

6. 下層路盤および路床の環境条件の検討

(1) 凍結に関する環境条件

著者らは、凍結期の稚内試験道路における調査結果から、As 層下面の引張りずみが、ほとんど変動しなくなる凍結深さが約 50cm であることを既に報告している²⁾。融解直後における As 層の逆解析による弾性係数である 12,000MPa で As 層の弾性係数を固定し、凍結深さが 50 cm 以上であった日の FWD 試験結果を逆解析した。その結果、凍結した路盤の弾性係数は、平均値で 2,082MPa になる。凍結深さが 50cm 以上となる期間を推定するため、試験舗装の凍結指数と、舗装内部温度から推定した凍結深さ 50cm 以上となる期間との関係を図-9 に示す。凍結指数が 300~600°C・days の範囲で、凍結深さが 50cm 以上となる期間は、おおむね 20~60 日である。

(2) 融解に関する環境条件

北海道のような積雪寒冷地では、春期の融解による含水比の変化が舗装各層の強度に影響を及ぼすことが既にわかっており、舗装構造設計に用いる経験に基づく設計方法である T_A 法において、これらの影響を考慮した設計 CBR 等が設定されている。また、室内のレジリエントモデュラス試験においても、供試体を飽和させることによりレジリエントモデュラスの値は小さくなることから、試験舗装において凍結融解が強度にどの程度影響を及ぼすのか把握しておく必要がある。

稚内試験舗装において、平成 20 年 10 月から翌年の 4 月末にかけて観測した、路床上面で計測した含水比の推移を図-10 に示す。舗装上面の凍結が 12 月 23 日ごろから始まり、2 月 27 日から融解期となっている。融解後は路床の含水比が凍結前より上昇し、この状態は 4 月 23 日ごろまで継続している。FWD 試験による DO たわみについては、凍結前の通常期と融解期での値の比較を図-11 に示す。融解期における温度・荷重補正を実施した DO たわみは、通常期と比較して 1.2~1.4 倍大きな値を示した。

苫小牧試験舗装において、平成 21 年 10 月から翌年の 4 月末にかけて観測した、粒状材料の下層路盤上面および路床上面で計測した含水比の推移を図-12 および図-

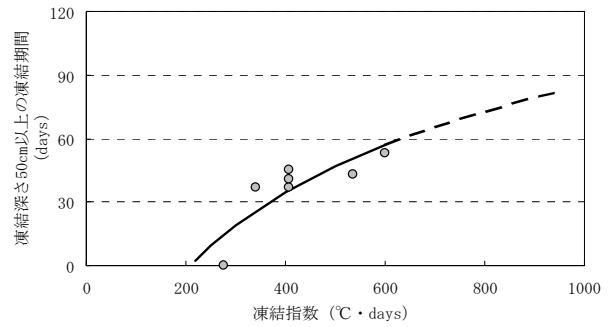


図-9 試験舗装の凍結指数と舗装内部温度から推定した凍結深さ 50cm 以上となる期間

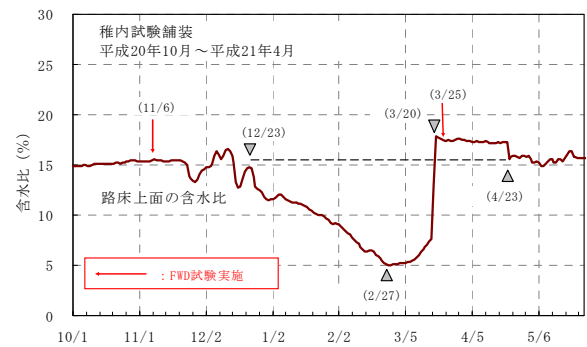


図-10 路床上面の含水比の経時変化（稚内試験舗装）

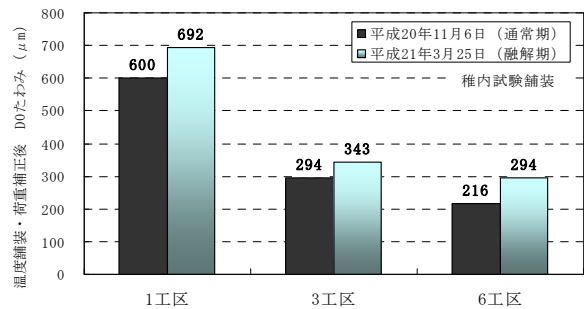


図-11 稚内試験舗装における通常期と融解期の DO たわみ

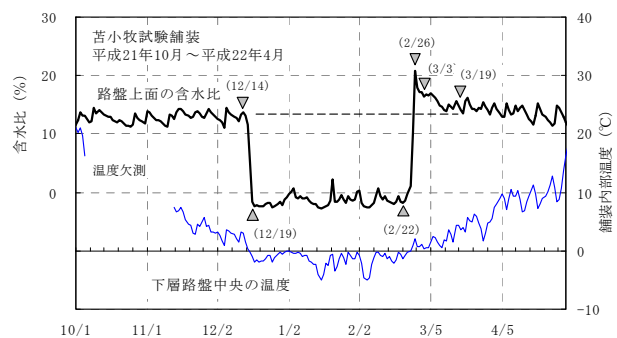


図-12 路盤上面の含水比の経時変化（苫小牧試験舗装）

13 にそれぞれ示す。図中には下層路盤の深さ-27cm および路床上面の温度も合わせて記載した。路盤上面が凍結を開始したのは 12 月 14 日であり、12 月 19 日には含水比が 0%以下になっているが、水分計が誘電率により計

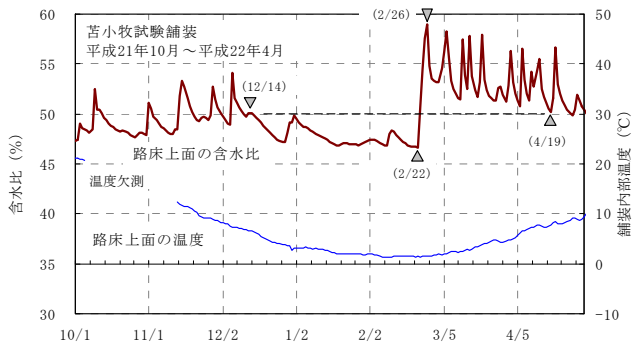


図-13 路床上面の含水比の経時変化（苫小牧試験舗装）

表-4 水分計から求めた試験舗装の路床における融解期間

	稚内試験舗装			苫小牧試験舗装
	平成18年度 冬期	平成19年度 冬期	平成20年度 冬期	平成20年度 冬期
凍結指数 ($^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$)	467	535	340	406
水分計による 含水上昇期間 (days)	34	44	35	57

測しているため、路盤の凍結により極めて通電しにくくなることによる見掛けの含水比である。

路盤の融解は翌年 2 月 22 日から始まり、路盤の凍結期間は 2 ヶ月以上、路床上面の含水比は通常期や融解期よりも変動が小さくなっている。これは路盤の凍結により湿度や水蒸気などの動きが制限されることによるものと考えられる。融解後は、路盤および路床上面の含水比は凍結前よりも高くなる。路盤上面が高含水である期間は 2 月 26 日から 3 月 19 日までの 20 日程度であるのに対して、路床上面では 2 ヶ月程度の間、含水比の上昇が見られた。路床上面の温度履歴および水分計の値から、当該年度は路床まで凍結が進入していないと考えられる。しかし、融解時期は含水比が通常期より高く推移することが確認できた。このことから、積雪寒冷地において舗装の理論的設計を適用する際には、路床まで凍結が進入する場合もあることを勘案し、設計法に融解期の路盤・路床の支持力低下を考慮することが重要である。水分計から求めた試験舗装の年度別融解期間を表-4 にまとめた。実際の融解期間は、道路状況や舗装構成、材料や気象により異なると考えられるが、凍結指数が $500^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ 程度以下であれば、おおむね 30~60 日程度となる。北海道においては、凍結指数が $1,000^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ に達する地域もあり、寒冷な地域ではさらに長い期間を融解期として考慮する必要がある。

7. まとめ

北海道のような積雪寒冷地のアスファルト舗装に理論的設計方法を適用する場合、次の事項が明らかになった。

- (1) 材料条件として As 混合物層の弾性係数は、逆解析結果と As 安定処理混合物の 4 点曲げ疲労試験から得た曲げスティフネス値と類似した傾向を示しており、北海道の一般国道で用いる As 層の弾性係数の設定は、(1)式を用いて弾性係数を設定することが可能と考えられる。
- (2) 北海道の下層路盤用材料規格に合格した、40mm級の切込砂利や切込碎石など粒状材料の弾性係数は、試験舗装や全道における FWD 調査結果の逆解析結果を重視すれば、100~400MPa 程度を設定することができる。
- (3) 路床土の弾性係数の共通範囲は 30~140MPa を示し、多種多様な路床土の弾性係数は、この範囲を参考に融解期の支持力低下を考慮した室内試験や FWD データから設定する必要があると考えられる。
- (4) 下層路盤に 40 mm級の切込碎石や切込砂利などの粒状材料を用いた場合、融解期を考慮した弾性係数の保存比率は最適含水比状態の 0.75~0.97 程度である。また、従来の CBR 値の観点から凍結前の修正 CBR 値に対しても 0.7 程度であり、凍結融解の支持力低下を考慮する必要があると考えられる。
- (5) 粒状材料を用いた下層路盤の環境条件として、凍結した場合の弾性係数の平均値は $2,082\text{MPa}$ になり、凍結深さが 50cm 以上となる期間は、凍結指数が $300\sim600^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ の範囲で、おおむね 20~60 日である。設定に当たっては地域の気象条件等を考慮し設定期間を決める必要があると考えられる。
- (6) 路床の環境条件として、水分計から求めた試験舗装の融解期間は、道路状況、舗装構成、材料および気象により異なると考えられるが、凍結指数が $500^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ 程度であれば、30~60 日程度となる。

8. おわりに

積雪寒冷地のアスファルト舗装に理論的設計方法を適用する場合、凍結や融解の影響を考慮した材料・環境条件を設定する必要がある。今後は、供用した道路等で理論的設計方法に関するデータを更に蓄積し、設計条件の検証を進めたい。

参考文献

- 1) 丸山 記美雄、熊谷 政行：積雪寒冷地におけるアスファルト舗装の疲労ひび割れ発生予測に関する研究、寒地土木研究所月報、第 682 号、pp.2-14、2010.3
- 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、2009.12