

積雪寒冷環境下における長寿命なアスファルト舗装構造の構築に関する研究

研究予算：運営費交付金

研究期間：平 28～令 2

担当チーム：寒地道路保全チーム

研究担当者：木村孝司、丸山記美雄、安倍隆二、
上野千草、田中俊輔

【要旨】

本研究は、理論的設計手法を用いて設定した長寿命舗装が、実物大スケールや実際の供用道路で所定の性能を示すことを検証するとともに、積雪寒冷環境下において理論的設計法を用いてアスファルト舗装を設計するための体系的な手法を構築することを目的とした。実物大スケールの試験舗装における解析値と実測値の比較検証、実道における長期供用性状データの蓄積を行った結果、積雪寒冷地の理論的設計の構築に必要な諸条件および各種設計手法の適用性を明らかにした。また、供用中の道路において理論設計に基づきアスファルト混合物層最下層に疲労ひび割れ抵抗性の高いアスファルト混合物を用いた舗装構造の長期供用時の耐久性を明らかにした。

キーワード：積雪寒冷地、凍上、凍結融解、長寿命舗装、LCC

1. はじめに

平成 13 年に「舗装の構造に関する技術基準」¹⁾が通知され、仕様規定から性能規定への転換が図られたことで、多様な材料や構造の選択が可能となっている。コスト縮減や、新材料の活用など多様なニーズへ対応しやすくなった一方で、経験的設計手法ではこうした新しい材料や構造への対応が困難なことから、理論的設計手法の必要性が高まっている。

理論的設計手法を用いることで、アスファルト混合物層（以下、As 層）最下層に疲労ひび割れ抵抗性の高い混合物を用いた、従来よりも薄い As 層厚ながら長寿命でライフサイクルコスト（以下、LCC）を低減できる舗装断面を設計することが可能となる。しかし、まだ実績が少ないため、実道における長期供用性状データの蓄積などにより、適用性の検証を進める必要がある。

他方で、寒冷地では As 層厚を薄くすると低温収縮に対する抵抗性が小さくなり、低温ひび割れの発生量増加につながるなどのマイナス面がある。融解期の支持力低下などの影響も受けるため、これらの積雪寒冷環境下における様々な条件を考慮した舗装設計を行う必要がある。

行政側では、理論的設計手法に基づく新規性の高い舗装断面の現場導入ニーズを有しているが、各種設計条件の設定方法について確立しておらず、技術研究面からの協力を要請されている。

そこで、本研究では、理論的設計手法を用いて設定した新規性の高い長寿命舗装が、実物大スケールや実

際の供用道路で期待される性能を示すのかを検証するとともに、積雪寒冷環境下において理論的設計法を用いてアスファルト舗装（以下、As 舗装）を設計するための体系的な手法を構築することを目的とした。

本研究は、As 層最下層に疲労ひび割れ抵抗性の高い混合物の長期供用時の耐久性を解明するため、実道における評価を行ったものである。さらに、積雪寒冷地の理論的設計の構築に必要な融解期の支持力低下に関する諸条件等について試験舗装等において検討を行ったものである。

2. 理論的設計方法の概要

理論的設計方法のモデル図を図-2.1²⁾に示す。理論的設計方法²⁾では、As層、粒状路盤層、路床を弾性体と仮定する。設計の着目点は交通荷重の載荷時に発生するAs層下面に発生する引張りひずみ、路床上面に発生する圧縮ひずみである。設計した舗装断面が、舗装の疲労破壊によりAs層の下面から発生するひび割れ、路床を含めた舗装各層の圧縮変形の累積により路面に現れる永久変形量を計算し舗装断面を検討するものである。

図-2.2に理論的設計方法のフロー図²⁾を示す。As舗装の設計を行うための設計条件には、舗装の性能指標の値、設計期間、交通条件、環境条件、材料条件、基盤条件、信頼性および経済条件がある。上記の条件を設定後、舗装断面を仮定し、多層弾性理論によりAs層下面に発生する引張りひずみ、路床上面に発生する圧縮ひずみを計算し、得られた値を破壊規準式に代入し

破壊回数を計算する。力学的安定性を満たした舗装断面が決定するまで繰り返し計算を行う。その後、経済性を評価し舗装断面を決定するものである。

さらに、積雪寒冷地では凍上、凍結融解、低温クラックの影響を受けるため、設計する箇所の置換厚さの検討、通常期、凍結期および融解期における弾性係数の検討、温度応力による低温クラックを抑制するための舗装厚さや使用材料等の寒冷地特有の設計条件を考慮し設計断面を設定する必要がある。

そこで、本研究ではまず寒冷地特有の設計条件の整理を行った。次に、これらを考慮の上構築した試験舗装にて、理論的設計法により求めたAs層下面に発生する引張りひずみ値等（以下、解析値）と実測値の比較を行い、設計手法の適用性を検証した。さらに、供用中の道路に設けられたAs層最下層に疲労ひび割れ抵抗性の高いアスファルト混合物を用いた従来よりも薄いAs層厚ながら長寿命でライフサイクルコスト（以下、LCC）を低減できる舗装断面の長期耐久性を検証した。

3. 寒冷地特有の設計条件の整理

3. 1 置換厚

3. 1. 1 調査概要

図-3.1に「北海道開発局設計施工要領」に記載されている置換厚図（置換率70%20年確率）³⁾上に調査箇所を示す。今回調査を実施した箇所の設計置換厚は70~100cmとなっている。

図-3.2および表-3.1に調査断面の概要を示す。それぞれの交通量区分は N_4 ~ N_6 であり、表層、基層、上層路盤を合計したAs層の厚は12~26cmである。置換厚は10年確立理論最大凍結深さの70%で設計されている。ただし、No.1のみ試験的に置換厚が深く設定されている。

3. 1. 2 調査手法

写真-3.1に示す熱電対温度計にて舗装体温度を計測し、凍結が入った深さを計測した。路床、凍上抑制層、および下層路盤においては、熱電対を防腐処理が施された木製の丸棒に固定し、舗装体に埋設した。As層については、舗設時に所定の深さの層に熱電対を挿入した。凍結深さの整理にあたっては、熱電対温度計の各深さの計測値を用いて温度勾配を求め、舗装体温度が0℃となる深さを算出し、これを熱電対計測による凍結深さ（以下、熱電対凍結深さ）とした。

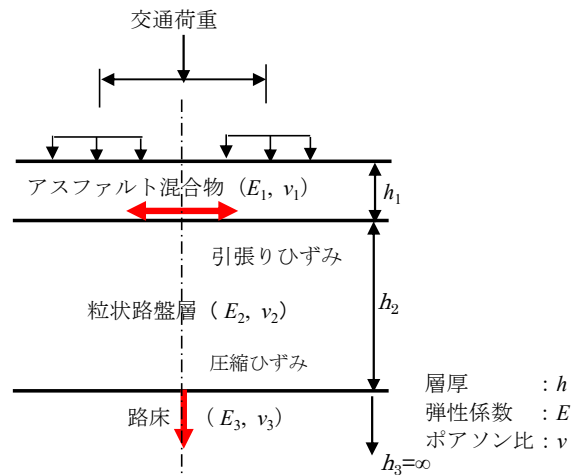


図-2.1 理論的設計方法のモデル図

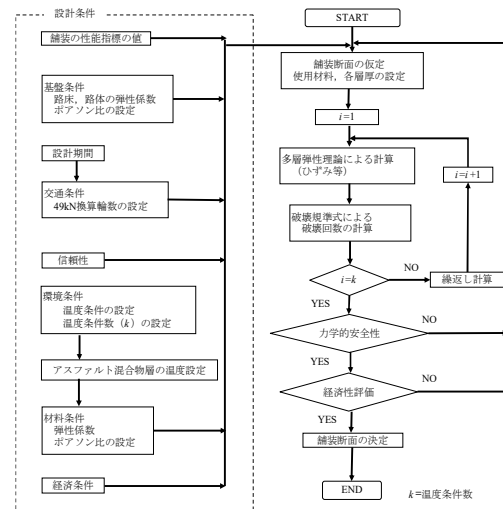


図-2.2 理論的設計方法のフロー図

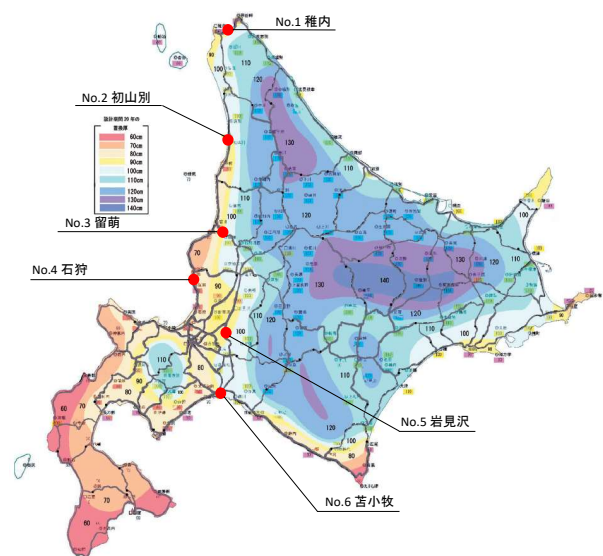


図-3.1 調査箇所

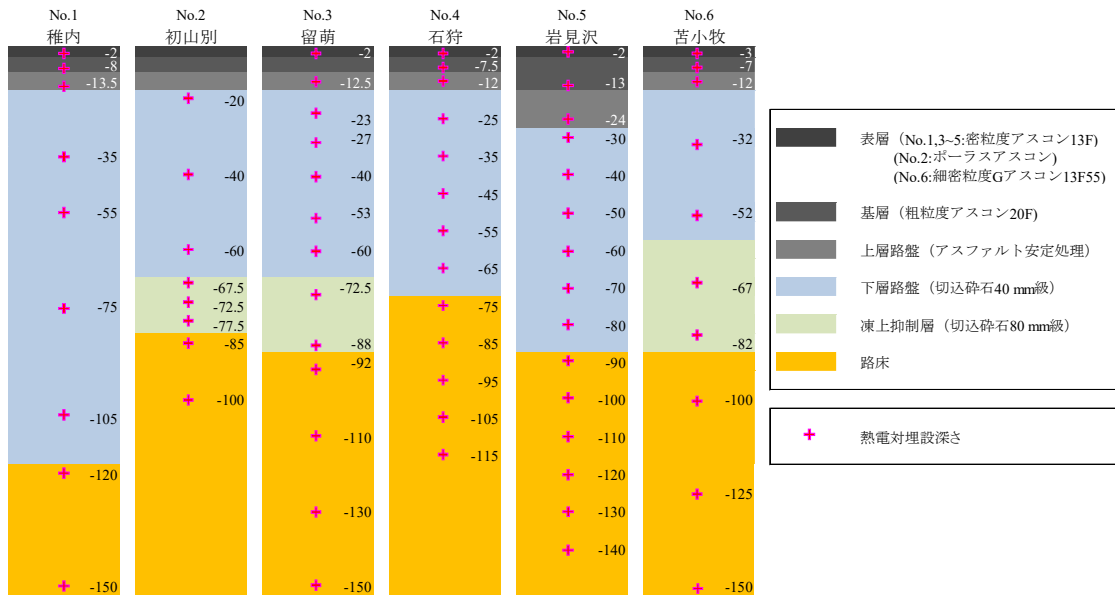


図-3.2 調査断面および熱電対埋設深さ

表-3.1 調査箇所舗装厚

	No.1 稚内	No.2 初山別	No.3 留萌	No.4 石狩	No.5 岩見沢	No.6 苫小牧
交通量区分	N ₄	N ₅	N ₅	N ₅	N ₆	N ₄
表層	3 cm	4 cm	4 cm	4 cm	4 cm	3 cm
基層	4 cm	5 cm	5 cm	5 cm	10 cm	4 cm
上層路盤	5 cm	6 cm	6 cm	6 cm	12 cm	5 cm
下層路盤	100 cm	50 cm	50 cm	55 cm	58 cm	40 cm
凍上抑制層	—	15 cm	25 cm	—	—	30 cm
置換厚	112 cm	80 cm	90 cm	70 cm	84 cm	82 cm

表-3.2 熱電対凍結深さ

	No.1 稚内	No.2 初山別	No.3 留萌	No.4 石狩	No.5 岩見沢	No.6 苫小牧
2005	78.2	—	—	—	—	—
2006	62.1	—	—	—	—	—
2007	77.0	—	—	—	—	—
2008	51.9	—	—	—	—	—
2009	60.7	—	—	—	—	—
2010	85.7	—	—	—	—	—
2011	欠測	—	—	—	—	—
2012	94.3	—	—	—	—	—
2013	95.6	—	—	—	—	—
2014	75.0	—	—	—	—	—
2015	68.3	—	84.1	75.0	—	—
2016	92.6	—	88.0	欠測	—	82.0
2017	75.5	107.7	90.0	欠測	—	74.5
2018	75.8	108.6	88.0	85.0	—	83.5
2019	69.0	106.0	80.0	75.0	86.0	68.5
置換厚	112.0	80.0	90.0	70.0	84.0	82.0



写真-3.1 舗装体に埋設した熱電対

3. 1. 3 調査結果

表-3.2 に各調査箇所の熱電対凍結深さを示す。なお、調査箇所によって熱電対埋設時期が異なる。

試験的に 20 年確率凍結深さの 70%より深く置換厚を設定している No.1 では、置換厚を超える熱電対埋設深さは見られなかった。一方、それ以外の箇所では熱電対埋設深さが置換厚以上の年度が存在しており、路床まで凍結が入ったことが伺える。なお、いずれの調査箇所においても写真-3.2 に示すような凍上そのものに起因するひび割れは確認されていない。このことから、調査箇所の As 舗装においては理論最大凍結深



写真-3.2 凍上による舗装のひび割れ

さの 70 %までを置換する設計法で凍上そのものに起因するひび割れを抑制できていると考える。

3. 2 弾性係数

気象条件が異なればAs層の弾性係数は温度の影響により異なり、As層下面に発生する引張りひずみや路床上面の圧縮ひずみも異なる値を示す。このため、理論的設計方法を行う際には、As層の温度を推定する必要がある。

「舗装設計便覧」では、気温とAs層温度との実測データから設計に用いる温度を設定することが望ましいとしているが、空港舗装等の限られた箇所の温度計測は可能であるが、延長が長い区間の国道等では現実的には厳しい。「舗装設計便覧」では、アスファルト混合物（以下、As混合物）の温度測定ができない場合の気温データからAs層の温度を推定する式²⁾も提案されている。

$$M_p = M_a \left[1 + \frac{2.54}{z + 10.16} \right] - \frac{25.4}{9(z + 10.16)} + \frac{10}{3} \quad (3.1)$$

ここに、

M_p : 月平均舗装温度 (°C)

M_a : 月平均気温 (°C)

Z : 温度を推定しようとしている点の表層上面からの深さ (cm)

本研究では、試験施工箇所計測した舗装体温度(以下、実測温度)とアメダスデータを用いて(3.1)式より推定した舗装体温度(以下、推定温度)を比較し、積雪寒冷条件下における提案式の適用性を評価した。

3. 2. 1 試験施工箇所における温度測定

図-3.3に試験施工箇所の舗装構成を示す。温度測定箇所は、苫小牧市、稚内市、石狩市、留萌市で実施した。苫小牧市の測定箇所は寒地土木研究所所有の苫小牧寒地試験道路、稚内市は一般国道235号稚内市声間、石狩市は一般国道231号石狩市浜益、留萌市は深川・留萌自動車道の本線上で計測を実施した。試験施工箇所の舗装厚は9~27 cmの範囲であり、舗装厚さ、地域差、およびAs混合物種の違いによる推定式の精度を評価した。

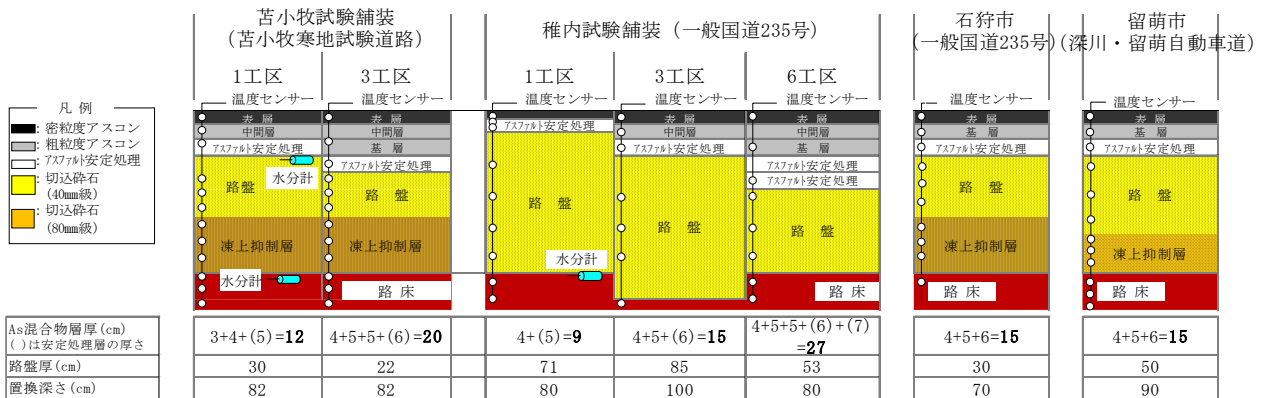


図-3.3 試験舗装箇所の舗装構成

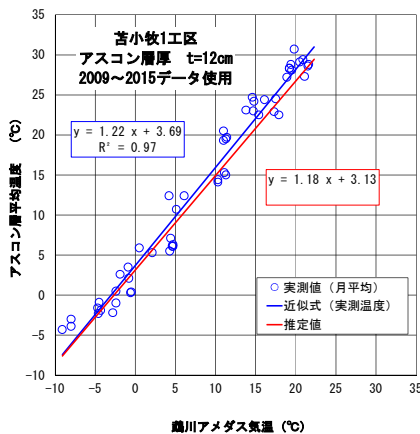


図-3.4 実測温度と推定温度の関係 (苫小牧 1 工区)

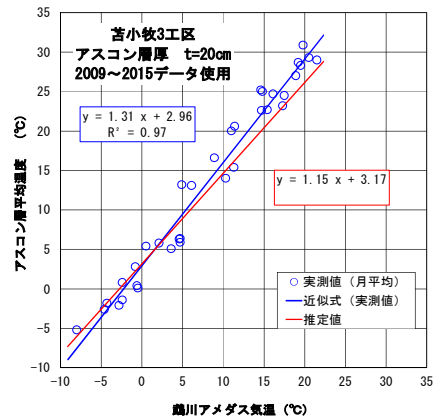


図-3.5 実測温度と推定温度の関係 (苫小牧 3 工区)

図-3.4、図-3.5に苫小牧寒地試験道路で計測した苫小牧1工区と苫小牧3工区の実測温度と推定温度の関係を示す。なお、使用した実測温度データは月平均気温である。苫小牧寒地試験道路は、積雪量が少ないため、冬期間の路面状態はAs舗装が露出している状態が多い。苫小牧1工区は舗装厚12 cm、苫小牧3工区は20 cmの舗装厚である。実測値と推定値の差は表-3.3に示すとおり-10~20℃の温度領域では1工区で-1~+1℃程度、3工区では-1~+2℃程度である。

表-3.3 実測温度と推定温度の温度差

調査箇所	苫小牧寒地試験道路		稚内試験舗装			石狩市	留萌市	
工区名	1工区	3工区	1工区	3工区	6工区			
実測温度(℃)	0	3.7	3.0	4.2	4.7	4.5	1.5	3.4
	10	15.9	16.1	16.1	16.7	16.1	14.8	14.9
	20	28.1	29.2	27.8	28.5	27.6	28.1	26.4
推定温度(℃)	0	3.0	3.1	4.4	3.2	3.2	3.2	3.2
	10	16.1	14.9	16.3	14.9	14.5	14.9	14.9
	20	29.2	26.7	28.2	26.6	25.8	26.6	26.6
温度差(℃)	0	0.7	-0.2	-0.3	1.5	1.3	-1.6	0.3
	10	-0.2	1.1	-0.2	1.8	1.6	0.0	0.1
	20	-1.1	2.4	-0.4	1.9	1.8	1.6	-0.1

図-3.6~3.8に稚内試験舗装箇所の実測温度と推定温度の関係を示す。1工区の舗装厚は9 cm、3工区は15 cm、6工区は27 cmである。熱電対の埋設位置を路肩部としたため、堆雪の影響を考慮し1月~3月のデータを除いて整理した。実測値と推定値の温度差は、表-3.3に示すとおり1工区は-1~0℃、3、6工区で+1~+2℃程度である。

図-3.9に石狩工区の実測温度と推定温度の関係を示す。この箇所は冬期間、圧雪路面が多い箇所である。実測値と推定値の温度差は、表-3.3に示すとおり-10~20℃の温度領域では、-2~+2℃程度である。

図-3.10に留萌工区の実測温度と推定温度の関係を示す。この工区は表層に排水性舗装を施工しており、冬期間は圧雪路面になることもある区間である。実測値と推定値の差は、表-3.3に示すとおり-10~20℃の温度領域では、0~+1℃未満である。

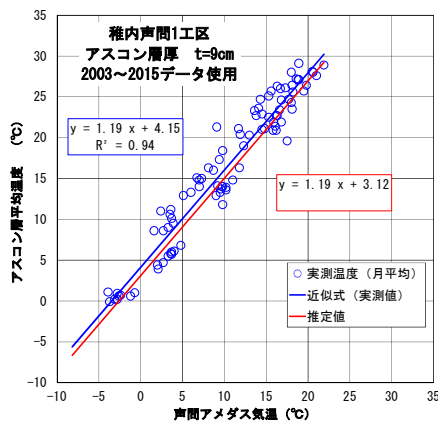


図-3.6 実測温度と推定温度の関係 (稚内1工区)

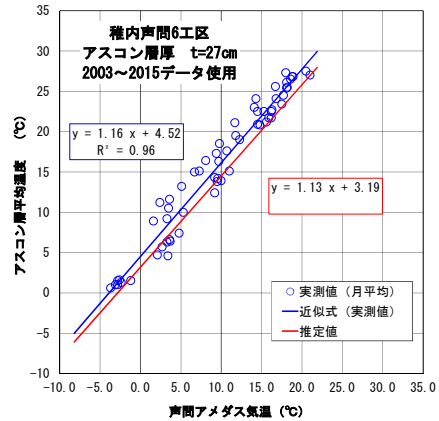


図-3.8 実測温度と推定温度の関係 (稚内6工区)

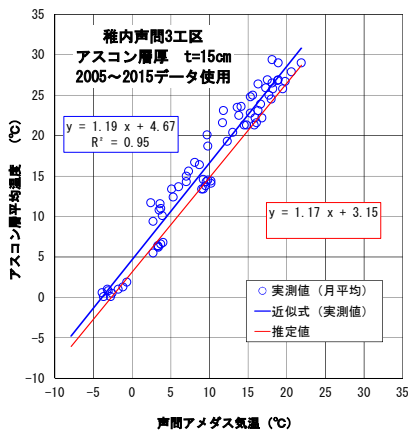


図-3.7 実測温度と推定温度の関係 (稚内3工区)

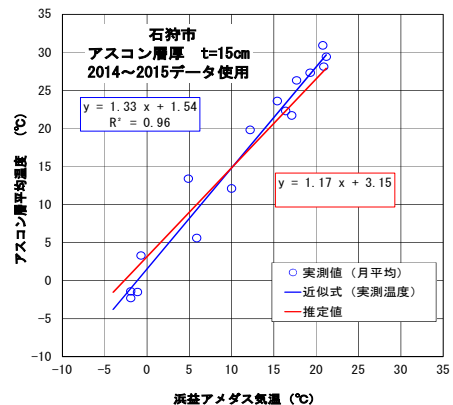


図-3.9 実測温度と推定温度の関係 (石狩工区)

全ての試験施工箇所の実測温度と推定温度の温度差は表-3.3に示したとおり、温度領域、舗装厚、試験施工箇所の位置、As混合物種類が異なっても、実測温度と推定温度の温度差は-2~+2℃程度であり、アメダスデータの気温データで(1)式を用いAs層の温度を推定しても精度良く温度を推定できることが実測調査より明らかとなった。

3. 2. 2 アスファルト混合物層の弾性係数の試算

試験施工箇所のAs層の弾性係数を試算するため、アメダスデータ(苫小牧市、石狩市、留萌市:1980~2010年の30年、稚内市:2003~2015年の13年間)を用い月別の平均温度を算出した(図-3.11)。各試験施工箇所の平均気温の範囲は概ね-10~+20℃である。

As混合物の弾性係数の算出は、アスファルト安定処理混合物に対する10 Hzの4点曲げ疲労試験から得られた(3.2)式⁴⁾を用い算出した。

$$S_{mix} = \frac{1}{\left[\frac{1}{8500} + \left\{ 9.373 \times 10^{-19} \times (1.118^{T_k}) \right\} \right]} \quad (3.2)$$

ここに、

S_{mix} : As混合物の弾性係数(MPa)

T_k : As混合物温度(K)

図-3.12に試験施工箇所における推定したAs層の温度を示す。4箇所の試験施工箇所では推定した温度の範囲は-5~+30℃程度である。この数値を用い算出した弾性係数を図-3.13に示す。弾性係数の範囲は2,000~8,000 MPa程度であり、夏期と冬期の弾性係数の差は6,000 MPa程度となり、季節の変動により、弾性係数が大きく変動する。

3. 2. 3 融解期の路床・路盤の支持力低下の期間

ここでは、融解期の路床・路盤の支持力低下期間について、6ヶ年に渡り実測調査を行い、データ蓄積および検証を行った結果について報告する。

As舗装の設計を経験的設計方法で行う場合、路床の設計CBRは1年間の中で最も厳しい気象条件を想定した融解期の支持力で設計が行われる。北海道開発局の設計方法³⁾では、凍結融解後のCBR試験を行い、設計CBRを設定する。一方、理論的設計方法では、月毎の弾性係数を算出するため、融解期の期間を設定し、設計することが可能となりコスト削減が可能な舗装断面を検討することができる。このため、路床・路盤の支持力低下期間を適切に評価することにより、設計の精

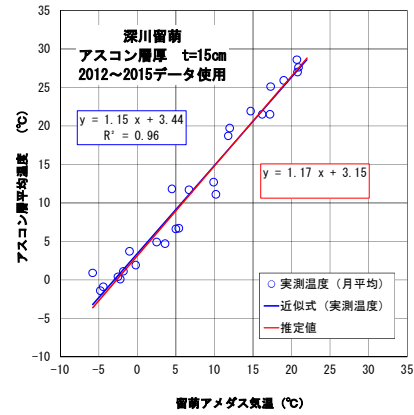


図-3.10 実測温度と推定温度の関係(留萌工区)

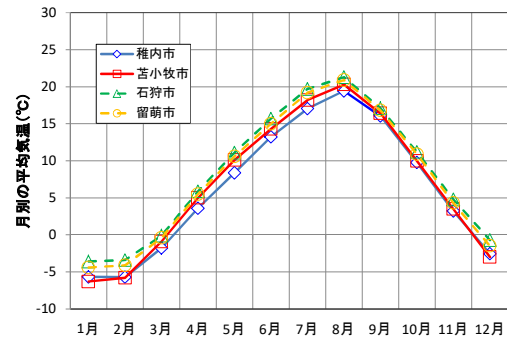


図-3.11 試験施工箇所の月別の平均気温

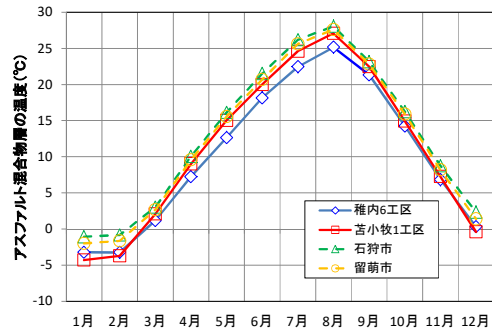


図-3.12 推定したアスファルト混合物層の温度

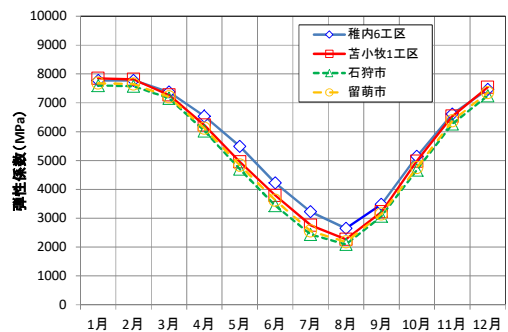


図-3.13 アスファルト混合物の弾性係数

度を向上することができる。

図-3.14に2011年10月1日～2015年5月31日の苦小牧1工区の下層路盤と路床の含水比を示す。含水比は舗装体内に埋設した水分計にて計測している。この機器は誘電率より含水比を計測するため、凍結時は水の誘電率を測定し融解期間は水の誘電率を測定することになる。そのため、氷と水の誘電率が異なるため融解した時期を判断することが可能となる。ここでは融解期間の始まりを誘電率が上昇し始めた日、終了した日は、前後の日と比較し含水比が下限になった日とした。路床上部に埋設した水分計に着目すると、路床が凍結した期間は1月上旬から2月上旬頃までであり、2月18日から融解し3月12日までの24日間が含水比の高い期間となっている。4月以降に含水比が上昇しているのは、水分計が路肩部に埋設しているため、降雨の影響を受けて含水比の変動を受けたためである。

表-3.4に2013年10月1日～2014年5月31日苦小牧1工区の路床の含水比が高い期間を示す。データは2010～2015年の値を示し、含水比が高い日数は16～46日間であり、最大2ヶ月間程度となる。

下層路盤に着目すると、2月18日から3月13日までの23日間が含水比の高い期間となる。表-3.5に2010～2015年までの路盤の含水比が高い期間を示す。18～46日間が含水比の高い期間となり、最大2ヶ月程度である。

以上の結果から苦小牧1工区における融解期間と判断できる区間は2月中旬から4月上旬頃で、最大2ヶ月程度となる。

図-3.15に稚内1工区の路床の含水比を示す。水分計の埋設位置は車道の中央部に埋設しているため、苦小牧と異なり降雨の影響を直ぐには受けない箇所である。そのため、含水比の上昇期間は苦小牧と比較し判断しやすい。2014年の融解期に着目すると、3月22日に融解が始まり、4月9日に含水比の高い期間が終了している。表-3.6に2008～2015年度の稚内1工区の含水比が高い期間を示す。含水比の高い日数は18～54日であり、最大2ヶ月程度である。

以上の結果から稚内1工区における融解期間と判断できる区間は3月中旬から5月上旬頃で、最大2ヶ月程度となる。また、稚内工区と苦小牧工区の融解期間は概ね同程度であるが、融解期の開始と終了時期が異なり、気象条件により地域差があることが明らかとなった。

次に融解期の支持力を評価するため、苦小牧寒地試験道路でFWDによるたわみ測定（以下、FWD試験）⁵⁾を実施した。

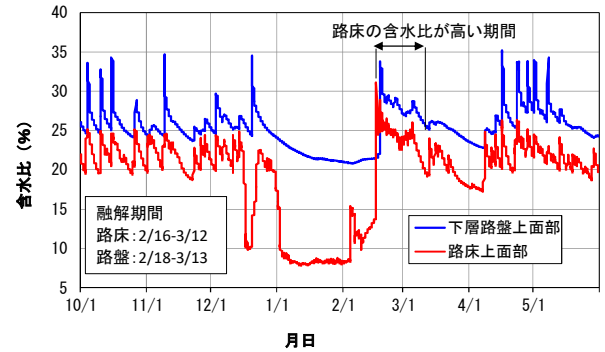


図-3.1 下層路盤と路床の含水比（苦小牧1工区）

表-3.4 路床の含水比が高い期間（苦小牧1工区）

年度	含水期間		含水比が高い日数	含水比が高い月数
	開始	終了		
2010	2月25日	3月13日	16	0.5
2011	2月16日	3月12日	25	0.8
2012	3月1日	3月24日	23	0.8
2013	2月27日	4月3日	35	1.2
2014	2月26日	4月4日	37	1.2
2015	2月17日	4月3日	46	1.5

表-3.5 路盤の含水比が高い期間（苦小牧1工区）

年度	含水期間		含水比が高い日数	含水比が高い月数
	開始	終了		
2010	2月23日	3月13日	18	0.6
2011	2月18日	3月13日	24	0.8
2012	2月28日	3月24日	24	0.8
2013	2月28日	4月3日	34	1.1
2014	2月24日	4月4日	39	1.3
2015	2月17日	4月3日	46	1.5

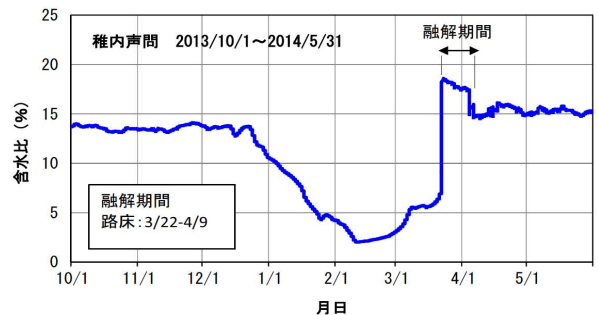


図-3.15 路床の含水比（稚内1工区）

表-3.6 路床の含水比が高い期間（稚内1工区）

年度	含水期間		含水比が高い日数	含水比が高い月数
	開始	終了		
2008	3月11日	5月4日	54	1.8
2009	3月18日	4月21日	34	1.1
2010	-	-	-	-
2011	3月19日	4月8日	20	0.7
2012	3月23日	4月24日	32	1.1
2013	3月27日	4月24日	28	0.9
2014	3月22日	4月9日	18	0.6

図-3.16に苫小牧1工区で2011年度に実施したFWD試験結果を示す。調査時期は図-3.14に示す含水比を測定した同じ時期に測定した。D₀たわみ量は載荷荷重を49 KNに荷重補正⁹⁾した値と20℃に温度補正⁹⁾した値を示した。

路床が凍結している1月上旬から2月上旬の期間は、荷重補正および温度補正したD₀たわみ量は100~200 μm程度を示し、舗装体の支持力は高い。含水比の高い期間である2月16日から3月12日において、荷重補正および温度補正したD₀たわみ量は含水比がピークに達した2月下旬の測定日にたわみ量が大きくなり支持力が低下している(赤丸破線箇所)。路床の支持力の評価はD₁₅₀のセンサーでも可能であるので、推定式⁹⁾を用いCBRを評価した(図-3.17)。CBRの推定値は、含水比の高い2月中旬から3月上旬にかけて支持力が低下し(赤丸破線箇所)、概ね含水比の高い期間である2月16日から3月12日と一致した。

以上の結果より、融解期の支持力低下期間は含水比が高い期間より、2ヶ月程度とすると良いと言える。

3.3 低温クラック

「舗装工学ライブラリー6 積雪寒冷地の舗装」⁶⁾では、温度応力によるAs層の低温クラックは、最大凍結指数・日気温差・温度勾配による影響が大きいと記載がされている。また、既往の研究⁶⁾より、低温クラックの発生状況および発生間隔が図-3.18のように報告されている。

ここでは、既設舗装および新設舗装における実態調査を行い低温クラックに対する耐久性を考慮したAs舗装の最小厚さについて検討した結果について述べる。

3.3.1 既設舗装調査

図-3.18に示されるように、低温クラックは概ね過去の最大凍結指数が800℃・days以上の地域で発生しており、特に1,000℃・days以上の地域で発生間隔が狭い。低温ひび割れは前述した気象条件以外にも、As舗装厚や、As混合物の性状にも影響するため、低温クラックを抑制するためにはこれらを総合的に評価する必要がある。ここでは、北海道内の5箇所において既存のAs舗装の現地調査より低温クラックの発生要因を整理した。

(1) 気象条件および舗装厚

現地調査結果および気象データ整理結果を表-3.7に示す。なお調査箇所は図-3.18に赤矢印で示す箇所である。また、調査延長は各箇所とも2.0 kmである。

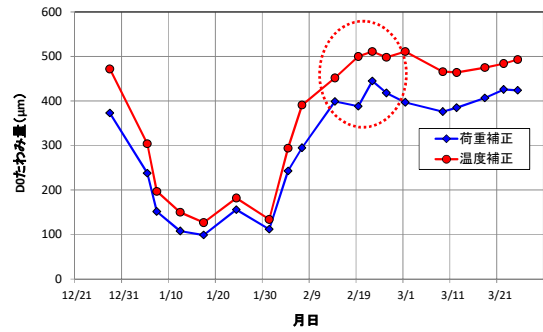


図-3.16 FWD 試験結果(苫小牧1工区)

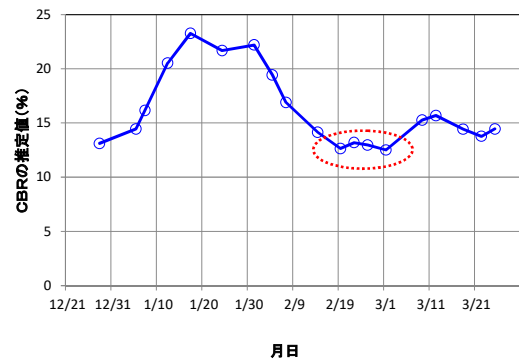


図-3.17 CBRの推定値(苫小牧1工区)

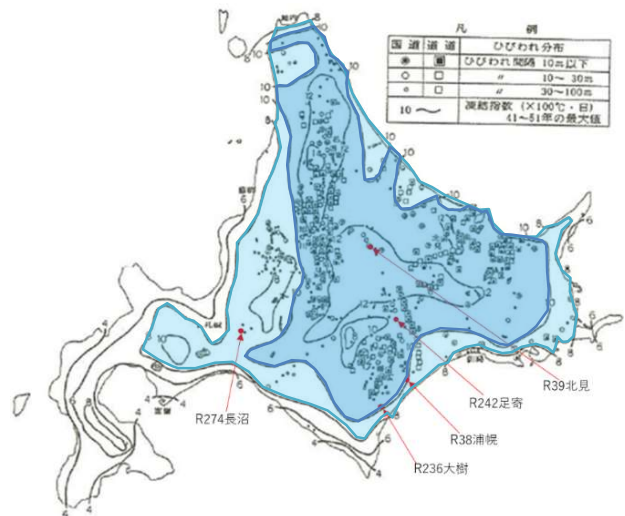


図-3.18 低温クラック発生分布

表-3.7 低温クラック調査結果

	長沼	浦幌	北見	足寄	大樹
クラック間隔(m)					
全幅	3	26	14	55	35
全幅の1/2以上	30	49	31	118	48
凍結指数(℃・days)					
20年平均(1998-2017)	594	529	934	800	808
過去20年最大(1998-2017)	852	730	1,211	1,076	1,147
温度条件【20年合計】(1998-2017)					
平均温度差20℃以上日数(日)	98	49	108	348	260
最低気温-20℃以下日数(日)	65	45	136	452	317
温度勾配-2.5℃/hr以上回数(回)	3,584	1,908	2,816	8,055	1,908
舗装条件					
As舗装厚(cm)	19	27	33.5	15	16.5

凍結指数が大きく、舗装厚が20 cm以下の足寄および大樹で、低温クラックと判断される車線横断方向全幅および舗装幅の1/2以上におよぶ横断クラック（以下、横断クラック）が多く見られた。また、凍結指数は大きい、舗装厚が30 cm以上の北見では横断クラックの発生本数が比較的少ない結果となった。凍結指数の小さい長沼においては調査箇所全5箇所中最も横断ひび割れが少なかったが、さらに凍結指数が小さく舗装厚も大きい浦幌においては、大樹と同程度の横断クラックが確認され、気象条件と舗装厚のみでは説明できない結果となった。

(2) As混合物性状

凍結指数が調査箇所全5箇所中最も小さく、舗装厚は全調査箇所中2番目に厚い27 cmの浦幌において、低温クラックが多く発生した要因を把握するため、表層As混合物を採取し、回収アスファルトの性状試験を行った。

既設アスファルトの表層切削材より回収したアスファルトの性状試験結果を表-3.8に示す。浦幌のアスファルト性状と北見のアスファルト性状を比較すると針入度および森吉脆化点に差異が見られた。

針入度は、新規アスファルト80-100では概ね90(1/10mm)前後であり、劣化により値が低下する。針入度20(1/10mm)以上が再生利用の規格となっている。浦幌の回収アスファルトの針入度は21(1/10mm)と規格下限値程度であり、劣化が進んでいることが分かる。

森吉脆化点は、図-3.19に示す森吉式脆化点試験⁸⁾より求まる値で、アスファルトバインダを円盤状の皿に流し入れ、低温の液体の入った水槽に皿ごと浸し、アスファルトバインダにひびの入る温度を計測する試験となっており、ひび割れが入る温度が低いほど、より低温でも温度応力による低温クラックが入りにくいことを示す。新規のストレートアスファルト80-100では-23℃程度⁹⁾であり、北見においては-22℃と新材とほぼ変わらない値であるのに対し、浦幌においては-18℃と高い値を示した。

以上より、浦幌においては、As混合物中のアスファルトが供用による劣化により、硬く、脆い材料となっているため、低温クラックの発生本数が多くなったものと推察される

3. 3. 2 新設舗装調査

図-3.18に示した足寄にて、既設道路の線形変更に伴い、道路が新設されたことから、低温クラックの発生要因を把握するため新設時から追跡調査を実施した。

(1) 施工年次および舗装厚

As層の施工は平成28年10~11月である。新設舗装区間延長はL=0.52 kmであり、As舗装厚は、表層4 cm、基層5 cm、上層路盤6 cmの計15 cmであり、置換厚は107 cmとなっている。

(2) 気象条件

供用期間中の凍結指数を調査箇所近傍のアメダス観測地点である足寄の気温データより整理した。結果を図-3.20に示す。凍結指数は低温クラックが発生しやすいとされる800℃・days未満で推移している。

表-3.8 既設舗装の回収アスファルト性状

	回収アスファルトの性状		
	針入度(1/10mm)	軟化点(°C)	脆化点(°C)
浦幌	21	60	-18
北見	31	62	-22



図-3.19 森吉脆化点試験概要⁸⁾

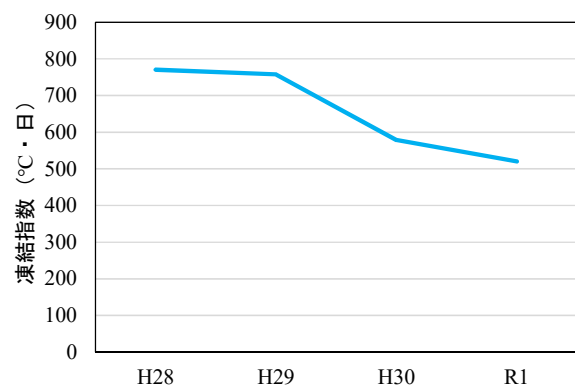


図-3.20 凍結指数

(3) 目視調査

クラックの発生状況を把握するため、目視調査を定期的に実施した。この結果、**写真-3.4**に示すような車道幅全幅を横断するクラックが、供用からわずか3年後の平成31年3月に3本確認された。

クラックの深さを把握するため同年10月にコア採取を実施した。この結果、**写真-3.5、6**に示すようにAs層を貫通するクラックであることが分かった。

このひび割れは、ひび割れの方向、深さ方向の形状から温度応力による低温クラックと考えられる。

供用からひび割れ発生までの間に凍結指数は**図-3.20**に示したように $800\text{ }^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ 未満であった。

(4) As混合物および再生骨材の性状

本舗装施工時に再生As混合物出荷プラントより採取した再生骨材の旧アスファルトの針入度は規格値 20 (1/10mm) 以上に対し、 20 (1/10mm) であった。また、参考地として計測した再生骨材の圧裂係数は、規格値 1.70 MPa/mm に対し、 2.07 MPa/mm と劣化の進んでいる材料であった。さらに、舗設時に採取した表層再生As混合物の圧裂係数は 0.62 MPa/mm であり、舗装再便覧から推定される再生アスファルト80-100に対応する圧裂係数は $0.25\sim 0.40\text{ MPa/mm}$ に対し高い値であり、固く脆いAs混合物であった。

このことから、再生As混合物の圧裂係数が高く、舗設時から固く脆い材料においては、供用初期で、凍結指数が $800\text{ }^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ 未満あっても低温ひび割れが発生しうることが明らかとなった。

3. 3. 3 低温クラックに対する設計時の対策

気象条件の整理結果より既設舗装および新設舗装の調査より、低温クラックは概ね過去の最大凍結指数が $800\text{ }^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ 以上、特に $1,000\text{ }^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ 以上の地域で発生間隔が狭いとされており、この傾向は既設舗装調査によっても同様であった。また、舗装厚が 30 cm 以上であった北見においては、過去の最大凍結指数が $1,000\text{ }^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ 以上にもかかわらず、低温クラックの発生間隔は狭くなった、一方、既設舗装調査結果より、As混合物中のアスファルトの脆化点が高く、低温で脆い場合では、舗装厚が 30 cm 近くある場合でも低温クラックの発生間隔は狭くなる結果となった。さらに、新設舗装の調査結果より、As混合物の圧裂係数が高く、固く脆い材料の場合、供用後短期間で凍結指数が $800\text{ }^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ 未満の条件であっても低温クラックの発生することが確認された。

以上の結果より、理論的設計法を用いることにより経験的設計法により求まる舗装厚より薄くできる場合においても、凍結指数が大きく低温クラックが懸念される地域においては舗装厚の低減は慎重に行うべきであると考ええる。また、劣化の進んだ再生骨材を用いた再生As混合物の場合、現在低温クラックが発生している地域より暖かい条件においても、低温クラックが発生し得る可能性が示唆される。



写真-3.4 横断クラック



写真-3.5 採取コアの状況



写真-3.6 コア採取孔の状況

4. 試験舗装における解析値と実測値の比較検証

4.1 試験舗装概要

寒地土木研究所が所有する苫小牧寒地試験道路に図-4.1に試験舗装を造成し、長寿命舗装の評価を行った。G工区は標準断面であり「北海道開発局道路設計要領」³⁾の10年設計、置換厚80cm、路床が土の場合に準拠した舗装構成である。C工区は耐久性の向上を目的とした長寿命舗装断面であり、G工区と異なる点は、As層の最下層をアスファルト安定処理の代わりに疲労ひび割れ抵抗性の高いAs混合物⁴⁾である密粒度アスコン13Fを用いていることである。

(4.1)式は「舗装設計便覧」²⁾に掲載されているAs混合物の暫定破壊規準式である。この式は最下層に用いるAs混合物の飽和度に大きく依存する。飽和度の高いAS混合物、すなわち、空隙率の低いAs混合物の耐久性は高くなる。密粒度アスコン13Fは配合設計時に目標空隙率を3~4%に設定し、アスファルト安定処理は目標空隙率を3~12%とするため、密粒度アスコン13Fを最下層に使用することにより耐久性の向上が期待できる。苫小牧寒地試験道路で試験施工した配合設計による密粒度アスコン13Fの空隙率は3.6%、アスファルト安定処理6.9%であり、密粒度アスコン13Fの空隙率はアスファルト安定処理と比較し3%程度低い結果となっている。

$$N_{fa} = 18.4 \times (C) \times \{6.167 \times 10^{-5} \times \varepsilon_t - 3.291 \times E^{-0.854}\} \quad (4.1)$$

ここに、

N_{fa} : 許容標準輪(軸)数

C: As層の最下層に使用するAs混合物の容積特性に関するパラメータ

$$C = 10^M$$

$$M = 4.84 \times \left[\frac{VFA}{100} - 0.69 \right]$$

VFA: 飽和度 (%)

ε_t : As層下面の引張りひずみ

E: As層の最下層に使用するAs混合物の弾性係数 (MPa)

4.2 調査概要

試験舗装区間に地中温度を計測する熱電対、メチレンブルー凍結深度計、含水比を計測するための水分計を設置した。また、理論的設計法による解析値と実測値を比較するため、ひずみ計および土圧計を設置した。

表-4.1に試験施工の調査項目を示す。凍上や凍結深

度等の環境条件を把握するため、地中温度、凍結深度・凍上量、水分量の計測を行った。また、FWD試験を行い、支持力の季節的な変動の把握や各層の弾性係数を逆解析により算出した。更に、総重量20tに調整したダンプロックを走行させ、理論的設計方法によるひずみ等の解析値と実測値を比較した。

4.3 調査結果

4.3.1 凍結深度、凍上量、水分量等の実測調査結果

図-4.2に2016年10月~2017年3月までの地中温度計測結果を示す。なお、温度計測は熱電対を用いて測定を行った。2016年度の最大凍結深さは熱電対による温度測定によると67~82cmの範囲にあり、凍上抑制層まで凍結が達したと判断される。

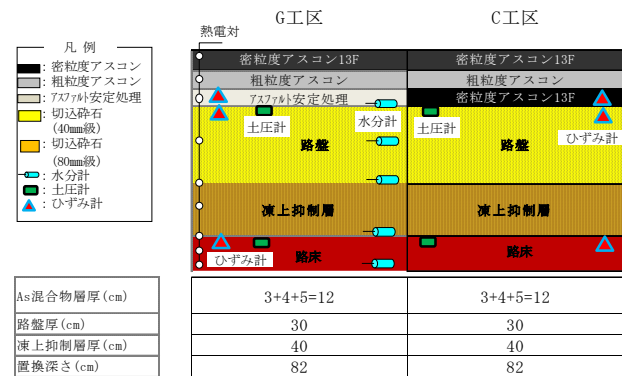


図-4.1 試験施工の断面

表-4.1 試験施工の調査項目

調査項目	調査内容	調査目的
地中温度の計測	・アスファルト層、下層路盤、凍上抑制層、路床の温度計測	・舗装体温度の把握
凍結深度・凍上量の測定	・凍結深度・凍上量の測定	・凍結深度や凍上量の把握
水分量の計測	・下層路盤、凍上抑制層、路床に含まれている水分量の計測	・下層路盤、凍上抑制層、路床における水分量の変動の把握
FWDによるたわみ測定	・舗装表面のたわみ量の測定 ・逆解析による弾性係数の算出	・支持力の把握 ・各層の弾性係数の把握
20tダンプロックによる走行試験	・20tダンプロック(時速5km/h、20km/h)の載荷時におけるひずみ・変位・土圧の測定	・解析値と実測値の比較

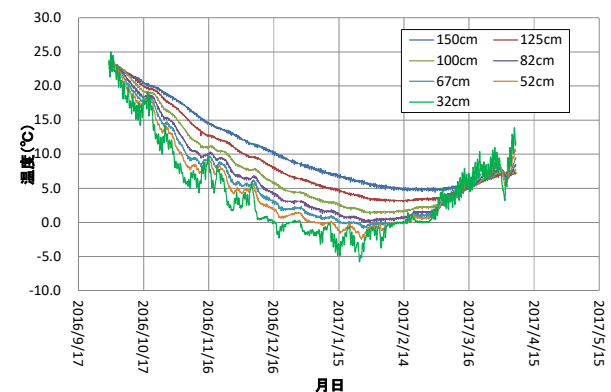


図-4.2 地中温度の計測結果(切込砕石・路床)

図-4.3に凍結深さ・凍上量の調査結果を示す。メチレンブルー凍結深度計による凍結最大深さは75 cmであり、熱電対温度計の結果と同様となった。なお、最大凍結深さは2月上旬に計測された。また、最大凍上量については3 mmであり、2月中旬～2月下旬にかけて測定された。

図-4.4に含水比の計測結果を示す。下層路盤上面部の含水比の上昇は2月上旬～2月下旬にかけて大きく変動していることが明らかとなった。これは舗装表面の日射や外気温の影響から路盤上面部が融解し、含水比が変動したと推察される。また、下層路盤中間部、凍上抑制層中間部、および路床上面は、2月中～下旬に含水比が上昇した。

4. 3. 2 FWD試験

厳冬期や融解期の支持力を評価するためFWD試験を実施した。図-4.5にFWD試験の調査結果を示す。図に示す D_0 たわみ量は荷重補正、温度補正を行ったものである。初期値は下層路盤や路床が未凍結である時期の10月下旬に実施し、G工区およびC工区の D_0 たわみ量は500 μm 程度であった。12月中旬頃は下層路盤まで凍結した影響により200～300 μm 程度となり、厳冬期の1月中旬～2月上旬は凍上抑制層まで凍結し100 μm 程度と支持力が増加する状況が見られた。2月中旬頃以降には下層路盤および凍上抑制層が融解し500 μm を超え、初期値と比較し支持力が低下している状態であった。

4. 3. 3 20 tダンプトラックによる走行試験

総重量20 tダンプトラックがAs層上を低速（5～10 km/h）や中速（11～20 km/h）で走行し、As層下面に発生するひずみ、下層路盤および路床の上面部に発生する変位、下層路盤および路床の上面部に作用する土圧を計測した。実施日は2017年3月3日である。

解析値は多層弾性解析プログラム（GAMES）¹⁰⁾により算出し、実測値との比較を行った。多層弾性解析プログラムの入力条件を表-4.3に示す。As層の弾性係数は（2）式より算出した。粒状材料、路床、基盤の弾性係数は、前述の通り変動することが明らかとなっているため、直近の2017年3月2日に測定したFWD試験データの逆解析値を用いた。載荷荷重やタイヤの半径は実測値を使用した。

1) 複輪載荷

図-4.6に複輪載荷時におけるX方向（道路横断方向）のAs層下面に発生するひずみ、図-4.7にY方向（道路縦断方向）に発生するひずみの解析値と実測値を示す。

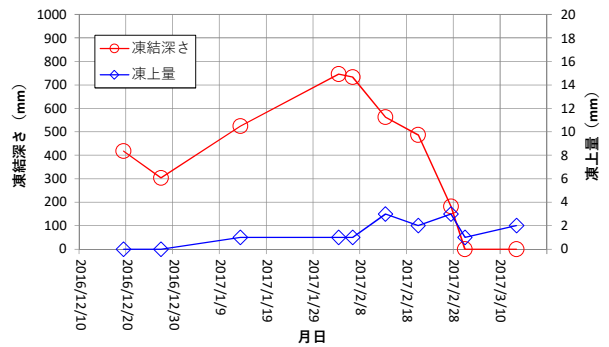


図-4.3 凍結深さ・凍上量の調査結果

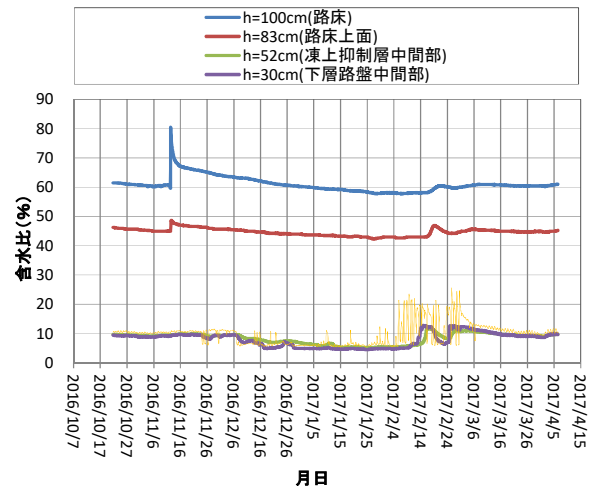


図-4.4 含水比の計測結果

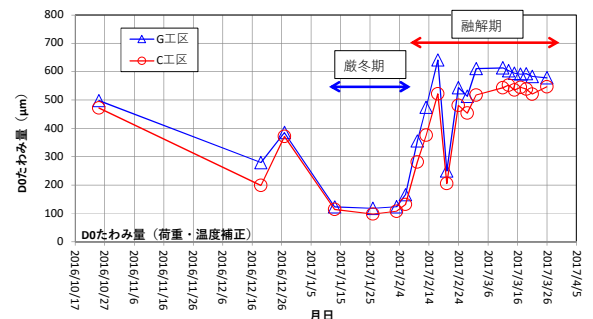


図-4.5 FWD 試験結果

表-4.3 多層弾性解析プログラム（GAMES）の入力条件

多層弾性解析プログラム GAMES	
①舗装厚	As層12cm、下層路盤30cm、凍上抑制層40cm(粒状路盤70cm)、路床100cm
②各層の弾性係数初期値 (MPa)	・As混合物層: 寒地土木研究所の推定式 ・粒状材料: 逆解析の値 ・路床: 逆解析の値 ・基盤: 逆解析の値
③各層のポアソン比	・As混合物層: 0.35 ・粒状路盤: 0.35 ・路床: 0.40 ・基盤: 0.40
④層間すべり率	0
⑤載荷荷重	複輪の1輪: 17.85KN
⑥タイヤの半径	・10.9cm

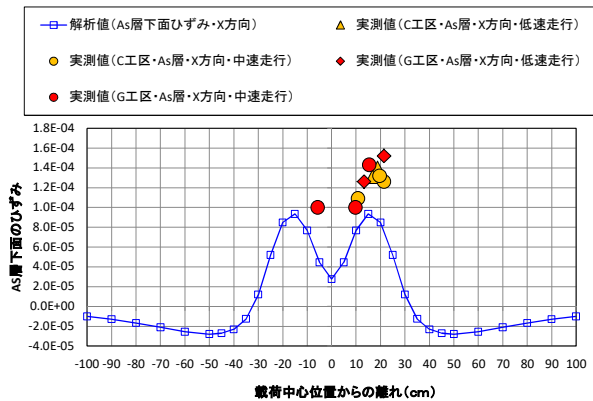


図-4.6 As層下面部のひずみ・X方向（複輪荷荷）

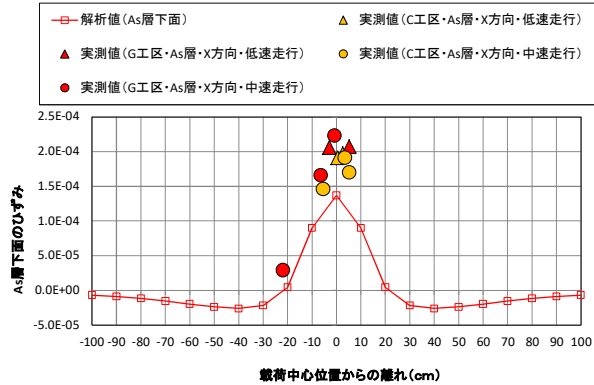


図-4.9 As層下面のひずみ・X方向・単輪荷荷

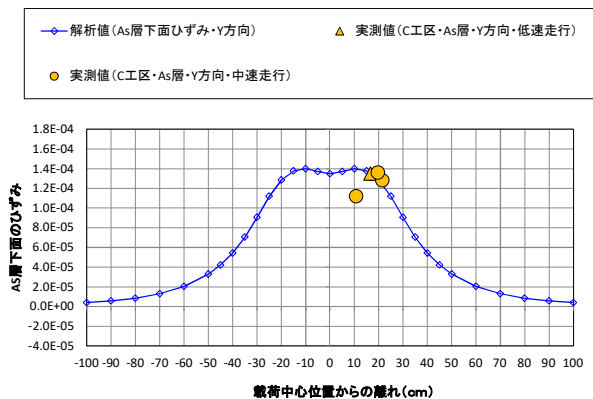


図-4.7 As層下面部のひずみ・Y方向（複輪荷荷）

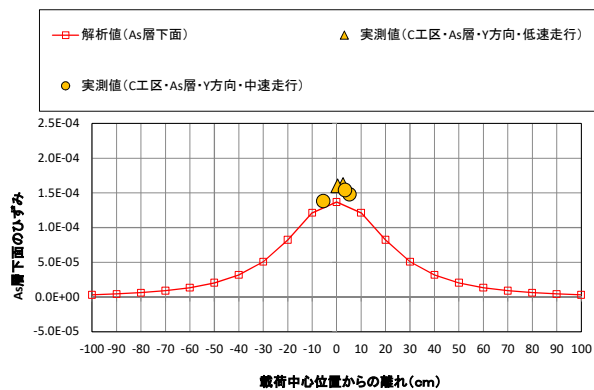


図-4.10 As層下面のひずみ・Y方向・単輪荷荷

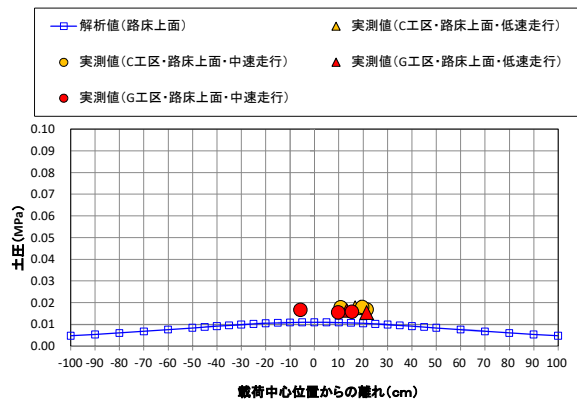


図-4.8 路床上上面部の土圧（複輪荷荷）

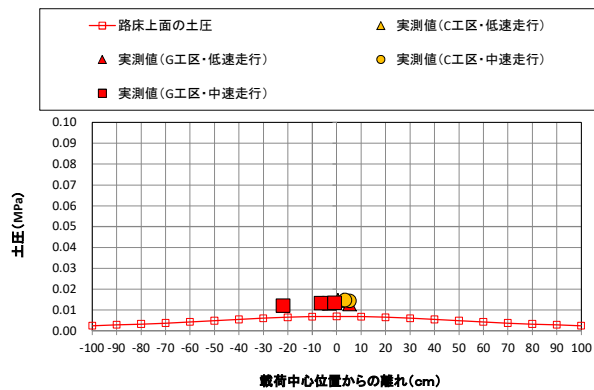


図-4.11 路床上上面の土圧（単輪荷荷）

X方向のAs層下面に発生する引張ひずみは、解析値と比較しやや大きい値となったが、Y方向に発生した引張りひずみの実測値は、解析値と同程度の値となった。

図-4.8に路床上上面部に作用する土圧を示す。走行試験時の路床上上面部に作用した土圧は、C工区、G工区ともに実測値と解析値は同程度の値となった。

2) 単輪荷荷

図-4.9に単輪荷荷時におけるX方向、図-4.10にY方向のAs層下面に発生するひずみ、図-4.11に路床上上面

部に作用する土圧を示す。いずれも複輪荷荷時と同様の結果となった。

4.4 解析値と実測値の比較検証結果

実大スケールの試験舗装による調査より、As層最下層混合物が異なっても、As層下面に発生した引張りひずみ等が同程度であることが明らかになったことから、As最下層を現状のアスファルト安定処理を飽和度の高い密粒度アスコン13Fへ単純に置き換えることにより、理論通り舗装の長寿命化が図れると考える。

5. 長寿命舗装断面の長期耐久性検証

5. 1 調査目的と調査箇所の概要

本章では、ボトムアップ型の疲労破壊に対して長寿命な舗装断面を構築する手法を検証する事を目的として、As層の最下層の混合物種類を変化させた舗装断面において、供用後13年経過時点までの路面性状を追跡調査し、長期耐久性を検証した。

調査対象箇所は一般国道36号美々試験道路区間であり、図-5.1に示すように4つのアスファルト舗装断面を片側2車線の札幌方向の追越車線部分に2007年10月に構築し、同一の交通条件・同一環境下で供用して長寿命舗装の評価を継続的に実施している。

図-5.2には美々試験道路に設けた4種類の舗装断面の舗装構成を示す。表-5.1には各舗装断面のAs層最下層に使用した混合物の配合設定値を示す。図-5.2に示すように、As層が10cmと同じでAs層最下層の混合物種類を変化させ、混合物の違いによる長期パフォーマンスの差を検証することを狙っている。①断面は北海道開発局の舗装設計においてAs層最下層に標準的に使用されるストアス80-100を用いたアスファルト安定処理混合物を使用した断面であり、標準断面と位置づけられる。②、③、④断面は①断面よりもボトムアップ型疲労破壊に対する耐久性の向上を図るために、疲労ひび割れ抵抗性がアスファルト安定処理混合物よりも高い⁴⁾と評価される混合物をAs層最下層に用いた舗装断面であり、②断面ではストアス80-100を用いた粗粒度混合物、③断面ではストアス80-100を用いた密粒度13F混合物、④断面ではポリマー改質II型アスファルトを用いた密粒度13F混合物を使用している。ポリマー改質II型アスファルトはストレートアスファルトよりも疲労抵抗性が高いと既往の試験では評価されており、高い耐久性が得られることを想定している。

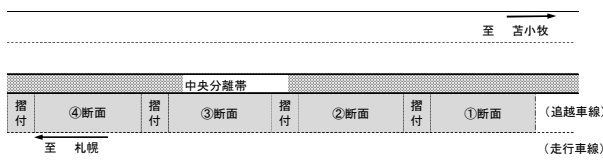


図-5.1 美々試験道路の平面図

表-5.1 最下層に用いた混合物の配合設定

舗装断面	As混合物層最下層の混合物種類	最大骨材粒径(mm)	アスファルト種類	空隙率(%)	飽和度(%)
①断面	As安定処理混合物	30	ストアス80-100	7.1	56.2
②断面	粗粒度混合物	20	ストアス80-100	4.4	15.9
③断面	密粒度13F混合物	13	ストアス80-100	3.3	80.2
④断面	密粒度13F混合物	13	ポリマー改質II型	3.3	80.0

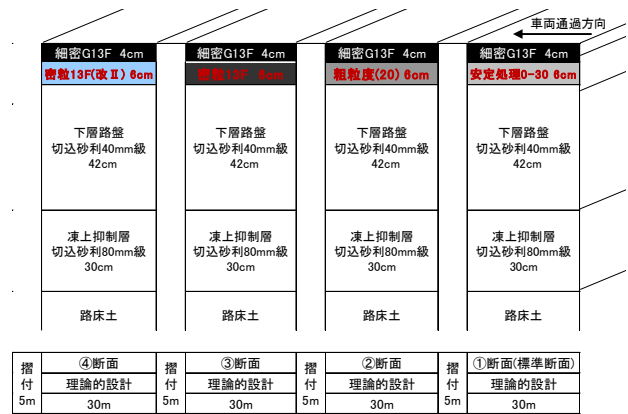


図-5.2 美々試験道路の舗装断面

5. 2 調査方法

前節で示した4つの断面において、わだち掘れ、ひび割れ率、縦断方向の平坦性の3項目について路面性状の追跡調査を行った。各路面性状の調査は舗装試験法便覧¹⁾に則って実施しており、わだち掘れは横断プロファイルメータによる方法、ひび割れ率はスケッチによる方法、平坦性は3mプロファイルメータによる方法を用いた。2007年の舗装断面構築後毎年定期的に春期(5月頃)と秋期(10月頃)の2回実施しており、2021年秋までで約13年経過している。わだち掘れは各工区の間位置の1側線のみを計測している。そのため、当該位置に局所的な変状等が生じた場合には、その影響が直接出る形となる点に留意が必要である。

5. 3 調査結果

5. 3. 1 わだち掘れ調査結果

わだち掘れ量の時系列推移を図-5.3に示す。③断面のわだち掘れ量が最も少なく推移している。次いで、②断面のわだち掘れ量が少ない。①断面は断面構築後約10年程度まではわだち掘れ量が③断面と同程度で推移していたが、10年経過後にわだち掘れの進行が早くなり、13年経過時点では30mm程度となった。④断面は、As層全層がポリマー改質アスファルトII型であり、わだち掘れ量が最も少ないことが期待されたが、断面構築直後から最もわだち掘れが大きく推移しており13年経過時点で30mm程度となっている。

わだち掘れ量が少ない順に並べると③断面、②断面、①断面の順となっているが、一方で、各断面のわだち掘れ量の進行量を意味するグラフの傾きに注目すると、約10年経過まではいずれの断面も同様の傾きとなっており、As層最下層に用いた混合物の種類によるわだち掘れ進行量に大きな差は無いとも考えられ、As層最下層の混合物種類の違いによるわだち掘れ量の差が明確とは言い難い。

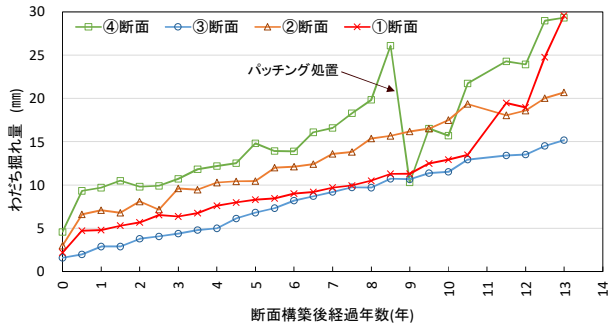


図-5.3 各舗装断面のわだち掘れ量時系列推移

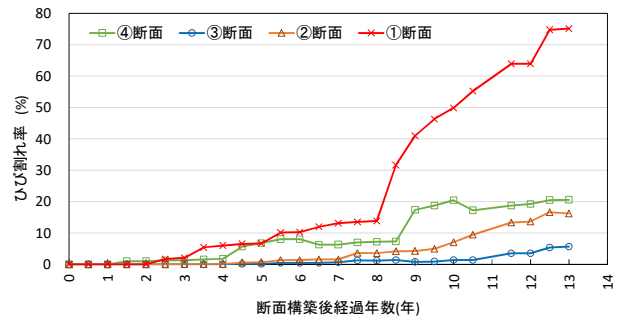


図-5.4 各舗装断面のひび割れ率時系列推移

5. 3. 2 ひび割れ調査結果

ひび割れ率の時系列変化を図-5.4および表-5.2に示す。最初にひび割れが発生したのは①断面であり、断面構築後3.5年経過時点でひび割れ率が5%を上回り、8.5年経過後には20%を超え、その後はひび割れの進行速度が早くなり直近では75%となり、ひび割れ損傷が激しい。②断面は断面構築後9.5年経過後にひび割れ率が5%を上回り、最近では約16%となっている。③断面は12.5年経過後にひび割れ率が5%を上回り、最近も約5%程度で推移している。④断面は約5年経過後にひび割れ率が5%を上回り、約10年経過後に20%を超え、最近も約20%程度で推移している。

As層最下層にストアス80-100を使用した①断面、②断面、③断面を比較すると、安定処理混合物の①断面が最も早く疲労ひび割れが現れ、次いで粗粒度混合物の②断面に疲労ひび割れが現れ、密粒度混合物の③断面には最も遅く疲労ひび割れが現れひび割れ率も小さい事が分かる。

交通荷重条件および環境条件は4つの断面が同一であるため、As層最下層に使用した混合物の配合の違いが疲労ひび割れの発生に影響したものとと言える。つまり、アスファルト安定処理混合物をAs層最下層に用いる舗装断面は、粗粒度混合物や密粒度混合物を用いる場合よりも疲労ひび割れが早期に入りやすく、発生したひび割れの進展速度が速いことが明らかとなり、As層最下層の混合物に密粒度混合物を用いることで、長期耐久性を向上させることが可能であることが確認された。

なお、As層最下層にポリマー改質II型アスファルトを用いた密粒度13F混合物を使用した④断面も長期耐久性が向上していることが期待されたが、粗粒度混合物と同程度かそれよりも悪い結果となっており、この原因等については、今後の課題としたい。

表-5.2 各舗装断面のひび割れ率経年変化

	ひび割れ率5%となった経過年数(年)	ひび割れ率20%となった経過年数(年)	直近(13年経過時点)のひび割れ率(%)
①断面	3.5	8.5	75.2
②断面	9.5	未	16.2
③断面	12.5	未	5.7
④断面	4.5	12.5	20.6

5. 3. 3 平坦性調査結果

外側車輪通過位置(OWP)と車輪通過位置中央(BWP)の平坦性 σ の時系列変化を図-5.5および図-5.6に示す。図-5.5のOWP部においては、いずれの断面も年数の経過(=累積通過輪数の増加)に伴って平坦性は変動を繰り返しながら大きくなっていく傾向を示しており、特に①断面の平坦性の悪化が顕著である。一般道路における維持修繕要否判断の目安として、道路維持修繕要綱には $\sigma=4.0\sim 5.0$ が示されているが、①断面は11年経過時点で σ が4を超えており、維持修繕が必要なレベルと考えられる。

一方、車輪が通過しない位置(BWP)の平坦性は、年数が経過してもほぼ一定している傾向にあるが、①断面だけは供用後約10を経過した頃から平坦性 σ が大きくなっていく傾向を示している。

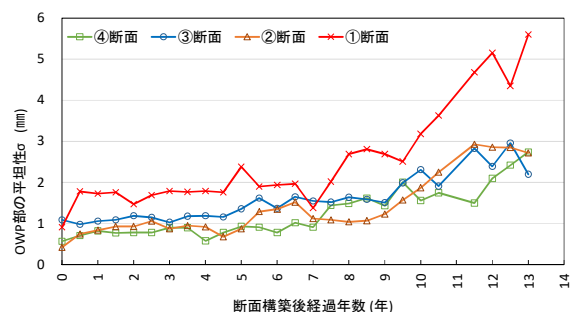


図-5.5 各舗装断面のOWP部の平坦性時系列推移

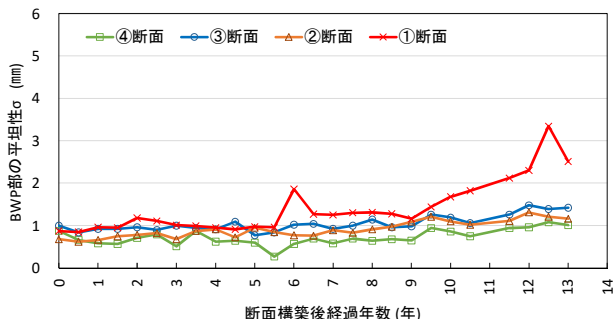


図-5.6 各舗装断面のBWP部の平坦性時系列推移

6. まとめ

本研究では積雪寒冷地において実物大スケールの試験舗装における解析値と実測値の比較検証、実道における長期供用性状データの蓄積を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

- 1) 理論最大凍結深さの70%までを置換することにより、As舗装の凍上に起因するひび割れが抑制されている。
- 2) 舗装設計便覧に示されているアメダスデータの気温データを用いてAs層の温度を推定する式より算出した推定温度と実測温度の温度差は-2~+2℃程度であることを実測値との比較により明らかにした。これにより、As層の温度を比較的精度良く推定可能であり、これにより、理論的設計に必要なAs層の弾性係数を算出可能となる。
- 3) 融解期の路床・路盤の含水比上昇期間は最大で2ヶ月程度であり、積雪寒冷地においては、路床・路盤の弾性係数をこの期間において低減する必要がある。また、厳冬期においては、路床・路盤内の水分の凍結により支持力が増加し、舗装寿命に対して有利に働く。
- 4) 凍結指数が800℃・days以上の地域では、低温クラックの発生が懸念される。一方、舗装厚が大きい程、発生本が少なくなる傾向がある。また、劣化によりAs混合物性状が硬く脆くなっている場合には、上記条件によらず低温クラックが発生する可能性がある。このことから、理論的設計法を用いることにより経験的設計法により求まる舗装厚より薄くできる場合においても、凍結指数が大きく低温クラックが懸念される地域においては舗装厚の低減は慎重に行うべきであると考えられる。
- 5) 実大スケールの試験舗装によりAs層最下層混合物の配合が異なる場合でもAs層下面に発生した引張りひずみが同程度となる結果が得られた。このことから、As最下層をより単純に飽和度の高い材料とす

ることで、長寿命化が図れると考える。

- 6) 供用中の道路での検証の結果、As層最下層をアスファルト安定処理から飽和度の高い密粒度混合物に置き換えることで、疲労ひび割れの発生を遅らせることが可能で、長期耐久性を向上できることを確認した。

以上の成果より、長寿命舗装断面として、As層最下層をアスファルト安定処理から飽和度の高い密粒度アスコン13Fに置き換えた断面を提案する。

今後は、融雪水の早期排水対策による路床・路盤の支持力低下抑制手法や、コスト縮減を目的とした置換工法以外の凍上対策工法等について研究を行う。

参考文献

- 1) 公益社団法人日本道路協会：舗装の構造に関する技術基準・同解説、pp.3-17、2001。
- 2) 公益社団法人日本道路協会：舗装設計便覧、pp.109-127、pp.289-291、2006。
- 3) 国土交通省北海道開発局：北海道開発局 道路設計要領 第1集道路、p.1-5-52、62、2017。
- 4) 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、No.682、pp.2-14、2010。
- 5) 特定非営利活動法人 舗装診断研究会：FWDによる舗装診断、pp.17-20、2014。
- 6) 土木学会：舗装工学ライブラリー 積雪寒冷地の舗装、pp.87-102、2011。
- 7) 土木技術会舗装研究委員会寒地舗装ワーキンググループ：舗装横断ひびわれの実態について、土木技術会舗装研究委員会報告書、pp.175-176、1994。
- 8) 森吉昭博、高橋将、張肖寧：低温領域におけるアスファルトの亀裂試験方法、石油学会誌、第30巻 第4号、pp.273-276、1987。
- 9) 上野千草、田高淳、安倍隆二：積雪寒冷地における再生アスファルト混合物の長期利用について、土木学会舗装工学論文集、第11巻、p.177、2006。
- 10) 公益社団法人土木学会：舗装工学ライブラリー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、2005。
- 11) 公益社団法人日本道路協会：舗装調査・試験法便覧、pp.147-176、2018。

STUDY ON LONG-LIFE ASPHALT PAVEMENT CONSTRUCTION METHOD FOR COLD SNOWY CLIMATE

Research Period : FY2016-2020

Research Team : Cold-Region Maintenance

Engineering Research

Group(Road Maintenance)

Author : KIMURA Takashi, MARUYAMA Kimio,

ABE Ryuuji, UENO Chigusa,

TANAKA Syunsuke

Abstract : The aim of this study was to verify whether a long-life pavement designed using a mechanistic-empirical method could provide the intended performance on a full-scale experimental road and actual roads in service. It was also aimed to develop a systematic approach to the design of asphalt pavements in a cold snowy environment using a mechanistic-empirical design procedure. The analysis values and measurement data obtained from the full-scale experimental road were subjected to comparative testing, and data on long-term performance of the pavement on actual roads in service were accumulated. As a result, the study identified the mechanistic design conditions required for mechanistic-empirical design development for asphalt pavement in a cold snowy region. The study also clarified the long-term durability of the pavement structure of roads in service where an asphalt mixture that is highly resistant to fatigue cracking is used as the bottom-most asphalt mixture layer.

Key words: Cold and snowy region, Frost heave, Freeze-thaw, Long-Life pavement, Life cycle cost