

11.5 寒冷地舗装の劣化対策に関する研究

研究予算：運営費交付金
 研究期間：平 18～平 22
 担当チーム：寒地道路保全チーム
 研究担当者：田高淳、熊谷政行、
 石田樹、安倍隆二、
 丸山記美雄、金子雅之

【要旨】

本研究では、長期的に高い耐久性が期待できる新たな舗装材料と工法を積雪寒冷地で適切に運用するための技術確立とともに、凍結融解や低温といった積雪寒冷地特有の条件を考慮したアスファルト舗装設計法の確立に取り組む。高耐久舗装材料・工法の適用技術としては、大粒径混合物、コンポジット舗装構造、骨材露出工法の積雪寒冷地での適用性を室内試験と現道での追跡調査により検討し、適用可能であることを確認した。また、積雪寒冷条件に対応した舗装設計方法としては、積雪寒冷地特有の各種の設計条件を適切に設定する方法を確立し、寒冷地舗装の理論的設計システムを構築した。

キーワード：舗装設計法、高耐久性舗装材料、高耐久性舗装工法

1. はじめに

厳しい経済状況の下で公共事業の一層のコスト縮減と品質を確保するには、その地域の条件にあった技術を用い、規格(ローカルルール)を適切に設定することが必要である。北海道は全国的にみて極めて特殊な気象特性をもつため、国内の一般的な技術に加え積雪寒冷な環境下に対応できる舗装技術が求められ、これまでも、路床土の凍上対策を取り入れた舗装設計手法など特有の舗装技術が採用されてきた。より効率的に道路資産を形成し保全してゆくためには、耐久性が高く寿命の長い新たな舗装材料や工法の積極的導入と、舗装の設計手法をより合理的なものにして舗装にかかるライフサイクルコストを低減する技術が必要不可欠である。その際には、融解期の路床支持力の低下、厳冬期の凍上による路面平坦性の悪化、低温による温度応力クラック、凍結融解作用や融雪剤等による舗装表層の劣化など、積雪寒冷環境下におかれる舗装に特有の厳しい条件への対応が必要となる。本研究では、積雪寒冷地の温度条件と地盤条件に適したアスファルト舗装設計法の確立とともに、長期的に高い耐久性が期待できる新たな舗装材料と工法を、積雪寒冷地で適切に運用するための技術確立に取り組む。

2. 高耐久性舗装材料と工法の適用技術

高耐久舗装材料・工法の適用技術としては、

1) 大粒径混合物の積雪寒冷地での適用性

2) トンネル内のコンポジット舗装構造

3) トンネル内コンクリート舗装骨材露出工法
 を検討対象とした。以下に、各々の調査方法と調査成果を述べる。

2. 1 調査研究の方法

大粒径混合物の積雪寒冷地での適用性に関しては、室内試験および試験施工を行い、大粒径混合物を基層、および上層路盤に適用した場合の舗装構成を検討した。また、大粒径混合物を使用した断面のコスト縮減効果を検討した。

トンネル内のコンポジット舗装構造に関しては、高規格幹線道路のトンネル内にコンポジット舗装を舗設し、追跡調査を実施した。追跡結果を基に、コンポジット舗装構造の適用性の評価を行った。

トンネル内コンクリート舗装骨材露出工法に関しては、試験施工を行ってデータ収集および検討を行った。その上で、高規格幹線道路におけるトンネル内の舗装構造のあり方を検討した。なお、骨材露出工法とは、コンクリート舗装表面のセメントモルタルを舗設後硬化する前に何らかの方法で除去し、粗骨材を露出させる表面処理工法である。

2. 2 調査研究の成果

2.2.1 大粒径混合物の積雪寒冷地での適用性検討

大粒径混合物を表層混合物に使用した場合と、排水

性混合物を表層とした場合に基層混合物として使用する場合の適用性について室内試験によって検討を行った。その結果、大粒径混合物は耐摩耗性や凍結融解抵抗性が粗粒アスファルト混合物に比べ高く、かつ密粒混合物(13F)と比べても遜色がない(図1、2)ことが確認された。すべり抵抗性やホイールトラッキング試験結果なども良好な結果であり、表層混合物として使用した場合でも大きな問題が無いと思われる。また、排水性混合物を表層とした基層混合物として使用する場合の層間接着力も従来の粗粒度アスファルト混合物と比べて遜色がない(図3)。これらの結果から、大粒径混合物の積雪寒冷地での適用が十分に可能と考えられた。

次に、大粒径混合物の等値換算係数を1.0と設定してT_A法によって舗装構成を検討した。交通量区分N6において、10年および20年設計共に大粒径混合物に置き換えた断面は混合物層を薄くすることができ(図4)、交通量区分N6およびN7においては、道路設計施工要領に記載されている断面より、15~20%程度のコスト縮減が可能であると判断された(図5)。

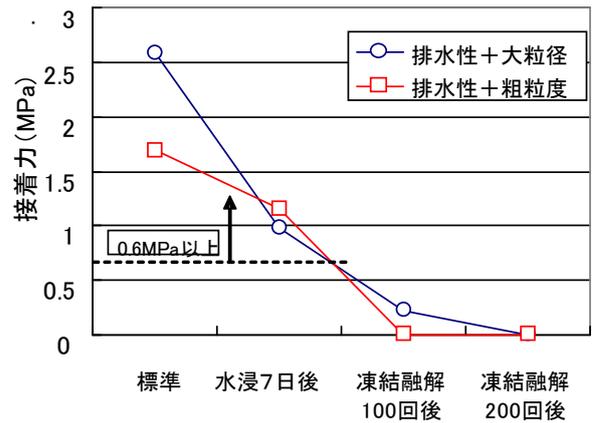


図3 排水性混合物との層間接着力

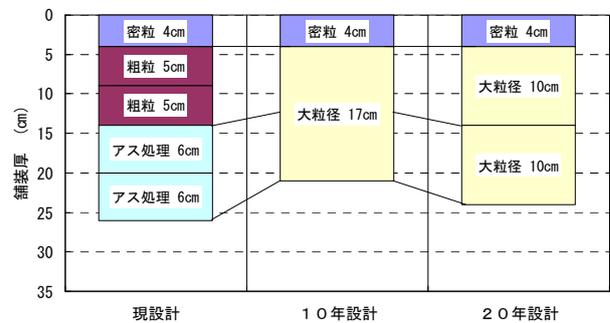


図4 交通区分N6における検討断面

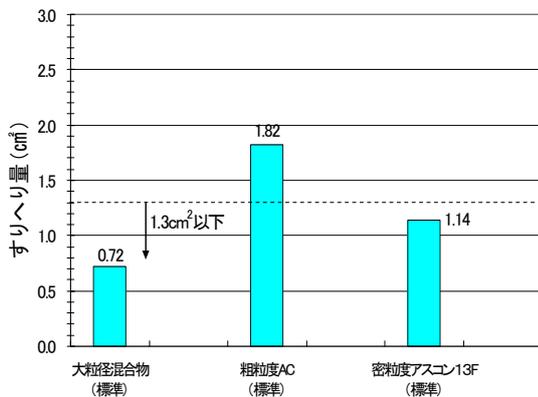


図1 大粒径混合物の耐摩耗性

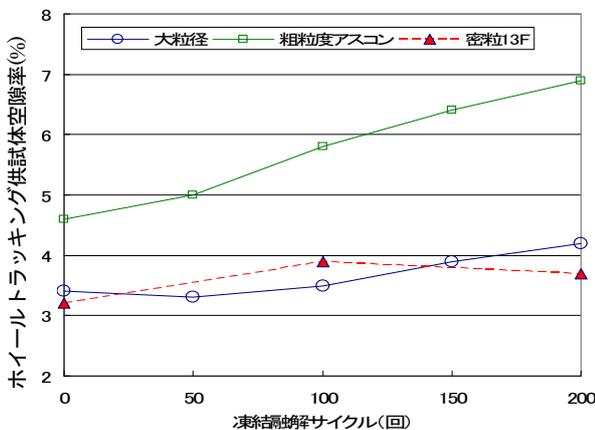


図2 大粒径混合物の凍結融解抵抗性

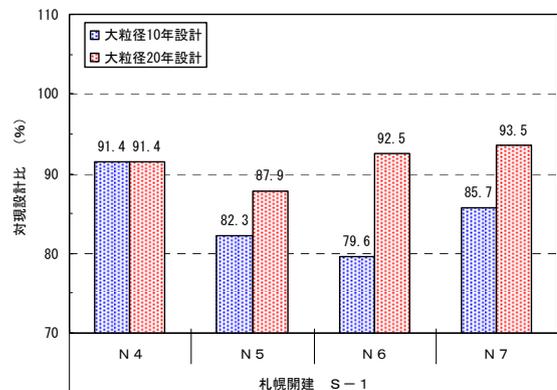


図5 現場(札幌)における建設コスト比較

2.2.2 トンネル内のコンポジット舗装構造に関する検討

高規格幹線道路トンネル内のコンポジット舗装構造について、北海道のトンネルにおいて追跡調査を実施している。愛別トンネルは供用後約5年経過しているがわだち掘れ量は図6に示すように10mm程度と依然良好な状態を維持している。表層混合物である排水性混合物の現場透水量を図7に示すが、500 (ml/15 秒)

程度まで低下する箇所が部分的に見られているものの、高規格幹線道路トンネル内のコンポジット舗装は、機能的にも構造的にも問題点は確認されなかったことから、適用性に問題がないと判断される。なお、トンネル坑口部での雪の引き込みや路面水分調査を実施した結果、坑口から 200m程度が水分の影響範囲であり、トンネル内舗装の温度計測結果ではトンネル内の舗装は 25℃を上回ることが無く(図 8)、明かり部に比べて流動わだち掘れが生じにくいと考えられることから、坑口から 200m以上内部に使用する表層混合物や基層混合物を、現在提案している舗装混合物よりも水密性および耐流動性の性能を落としてコスト削減を図れる可能性が認められた。

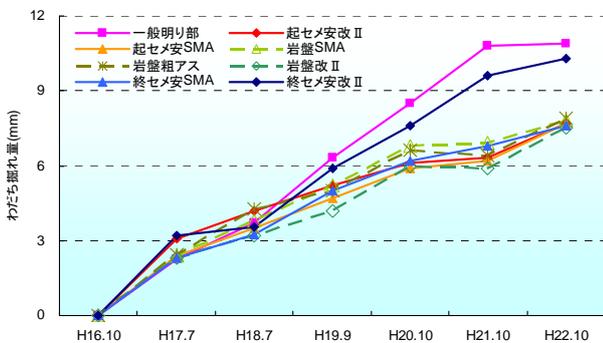


図 6 コンポジット舗装のわだち掘れ量

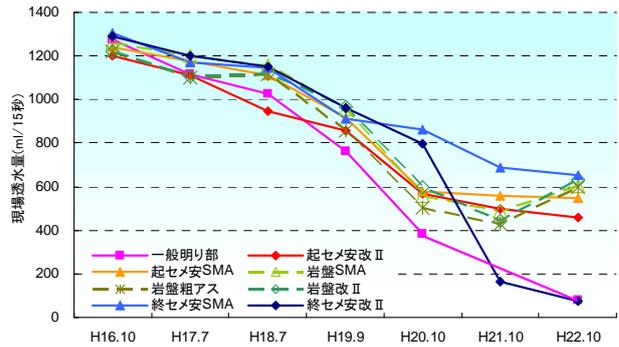


図 7 コンポジット舗装の表層排水性混合物の透水係数

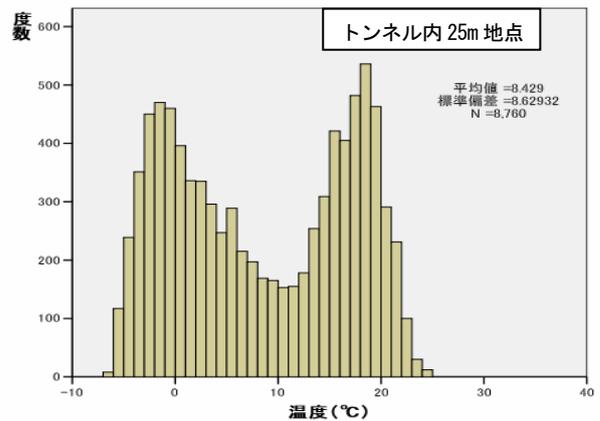


図 8 トンネル内基層表面の温度年間出現時間

表 1 骨材露出方式の概要

区分	遅延剤散布+ブラシ方式	若材齢時ショットブラスト方式
概念図		
施工手順	<p>下層C。打設敷均 → 鉄網設置 → 上層C。打設敷均 → 締固め平坦仕上 → ホウキ粗面仕上 → 遅延剤散布 → ブラッシング → マット養生</p> <p>※遅延剤の流失抑制のため</p>	<p>下層C。打設敷均 → 鉄網設置 → 上層C。打設敷均 → 締固め平坦仕上 → ショットブラスト → マット養生</p>
工法概要及び特徴	<p>・コンクリート打設後に凝結遅延剤を散布して表面付近のモルタルの硬化を遅らせ、ブラシによってモルタルを除去して骨材を露出させる。</p>	<p>・遅延剤を用いずに、表面のモルタルが完全に硬化する前(若材齢時)にショットブラストによって表面モルタルを除去し、骨材を露出させる。 ・ブラシ式に比べ施工手順が簡素。 ・センターラインを挟んで横断勾配が変化する場合などでも対応が容易。</p>
施工上の留意点	<p>・施工時の気象条件(温度、湿度、風)により露出作業開始のタイミングが変化するため、タイミングの把握が重要。 ・遅延剤の種類に応じて、露出作業開始のタイミングや散布量などを適切に設定する必要がある。</p>	<p>・施工時の気象条件(温度、湿度、風)により露出作業開始のタイミングが変化するため、タイミングの把握が重要。 ・ブラストの投射強度を適切に設定する必要がある。</p>

2.2.3 トンネル内コンクリート舗装骨材露出工法に関する検討

骨材を露出させる方法として2種類の骨材露出工法を検討した。一つは、コンクリート打設・平坦性仕上げ後に、表面に凝結遅延剤を散布し、一定時間経過後、表面モルタルが未硬化状態の時に回転ブラシなどで削り取る方法（以下、遅延剤+ブラシ方式という）であり、もう一つはコンクリート打設後、コンクリートモルタルが完全に硬化する前に表面モルタルをショットブラストによって除去し骨材を露出する方法（以下、若材齢時ショットブラスト方式という）であり、各々の方式の概要を表1に示す。若材齢時ショットブラスト方式はこれまでに同様の施工実績がなく新たな取り組みとして実施した。

コンクリートの配合は骨材露出の仕上がり状態に影響を与えるため、骨材最大粒径、細骨材率、水セメント比に着目して検討を行った結果、骨材露出面積比率を高め表面のきめの仕上がりを均一にするために最大骨材粒径は20mmとし、細骨率や水セメント比などの配合は表2に示すとおりとした。

骨材露出工法の施工段階では、騒音調査、粉じん測定などを実施した。測定対象となる作業機械が運転している間の10分間の等価騒音レベル L_{Aeq} を積分型精密騒音計で測定した結果を表3に示す。遅延剤+ブラ

シ方式の騒音値と、若材齢時ショットブラスト方式の騒音値には大きな差がなく、コンクリートフィニッシュ打設時の騒音と比較しても骨材露出工法の騒音が問題となることは考えにくいことが確認できた。

次に、路面のきめ深さの測定結果の平均値を表4に、測定結果をヒストグラム表示したものを図9、図10に示す。骨材露出路面のきめ深さの目標値としては、①サンドパッチで $1.5 \pm 0.2\text{mm}$ 、②MTMで 0.45mm 以上を目安に施工を行ったが、遅延剤+ブラシ方式のMTMによる測定値が 0.43 と仕上がり目標値である 0.45 をわずかに下回っている以外は目標を満足していることが確認できた。また、湿潤時のすべり摩擦係数(60km/h時)をDFテストにより測定した結果、遅延剤+ブラシ方式のすべり摩擦係数は 0.47 、若材齢時ショットブラスト方式の路面は 0.69 であり、すべり摩擦係数の目安となる 0.25 以上を十分に満足しており、良好な路面であると判断された。特に、若材齢時ショットブラスト方式の路面は、ショットブラストによって骨材表面に細かな凹凸が出来たためすべり摩擦係数が高くなったものと考えられる。

以上のことから、高規格幹線道路内のトンネル舗装に骨材露出工法を適用することの有用性が確認できた。

表2 コンクリートの配合

骨材露出方式	スランプ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	最大骨材粒径 (mm)	細骨材率 (%)
遅延剤+ブラシ	2.5	4.5	41.5	20	33
ブラスト	2.5	4.5	43	20	38

表3 騒音測定結果

測定方式	測定位置	
	機械近傍 (dB (A))	機械から30m 離れ (dB (A))
遅延剤+ブラシ方式	90.7	85.9
若材齢時ショットブラスト方式	90.2	85.1
(参考) Conフィニッシュ打設時	97.3	90.5

表4 きめ深さの調査結果

路面区分	きめ深さ 平均値			
	砂拡大法 (mm)	サンドパッチ (mm)	CTメータ (mm)	MTM (mm)
遅延剤+ブラシ	1.65	1.34	1	0.43
若材齢時ショットブラスト	1.78	1.61	1.15	0.65
目標値		$1.5 \pm 0.2\text{mm}$		0.45以上

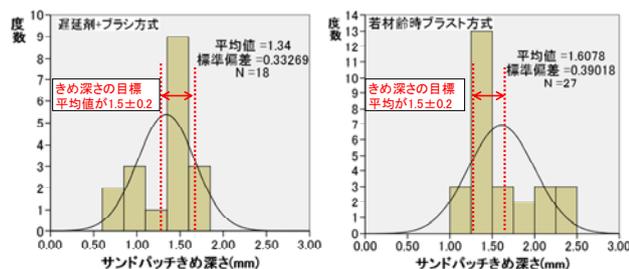


図9 サンドパッチ測定結果のヒストグラム
(左図：遅延剤+ブラシ、右図：ショットブラスト)

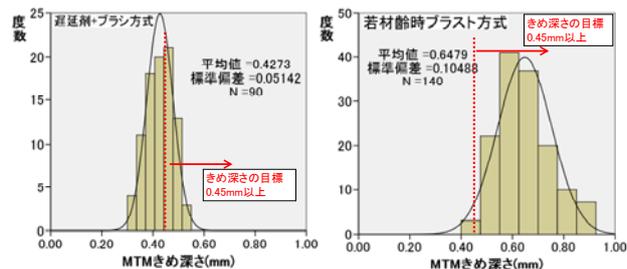


図10 MTM測定結果のヒストグラム
(左図：遅延剤+ブラシ、右図：ショットブラスト)

3. 積雪寒冷条件下に対応した舗装設計法の開発

凍結融解、凍上、低温クラックなどの積雪寒冷地特有の条件に対応した舗装設計法の開発を行うに際して、次に示す3つの項目に分けて検討をすすめた。

- 1) 寒冷地舗装条件の検討
 - 2) 寒冷地舗装の理論的設計手法の構築
 - 3) 寒冷地舗装の理論的設計システムの開発
- 以下に、各々の調査方法と調査成果を述べる。

3.1 調査研究の方法

寒冷地舗装条件の検討に関しては、一般国道238号稚内市および苫小牧寒地試験道路の試験施工箇所において調査を行っている(図11)。ダンプトラックとFWDの荷重によるアスファルト層下面ひずみを測定し、理論的設計法による解析値と比較した。またFWD荷重時に測定される表面たわみ値を逆解析し、舗装各層の弾性係数を算出した。得られた弾性件数は温度条件毎に整理し、舗装体温度と弾性係数の関係を取りまとめた。また総重量20tのダンプトラックの動的荷重により、厳冬期および融解期における舗装体および路床の挙動を検討した。

寒冷地舗装の理論的設計手法の構築に関しては、積雪寒冷地で使用される様々な混合物の疲労破壊特性を曲げ疲労試験によって評価し、混合物の疲労破壊規準式を設定した。その上で、舗装構成厚さや混合物種類が異なる8つのアスファルト舗装断面からなる美々試験道路において実測している交通量や温度データを用いて、層構造解析によって累積ダメージと疲労破壊時期を算出し、実際の疲労破壊時期と比較することで、

理論的設計手法の妥当性を実証的に検証した。なお、理論的設計法は舗装体を弾性体と仮定し、走行荷重が舗装体に繰り返し荷重され、舗装下面に発生する引張ひずみと路床上面に発生する圧縮ひずみを算出し、設計期間に蓄積する疲労度を算出するものである。

寒冷地舗装の理論的設計システムの開発に関しては、疲労破壊寿命の計算を効率的に実施し技術者の労力を軽減するために、システムを開発した。

3.2 調査研究の成果

3.2.1 寒冷地舗装設計条件の検討

理論的設計法は舗装体を弾性体と仮定し、走行荷重が舗装体に繰り返し荷重され、舗装下面に発生する引張ひずみと路床上面に発生する圧縮ひずみを算出し、蓄積する疲労により舗装寿命の解析を行い、設計期間を算出する方法である。北海道の一般国道に整備された試験施工箇所において、多層弾性理論で設計した舗装断面の妥当性を検証した。

(1) 動的荷重によるひずみの実測値と解析値の比較

FWD試験機を利用して動的荷重を行い、舗装体に発生する実測ひずみを計測し、解析値と比較し理論的設計方法の妥当性を検証した。なお、理論的設計法によるアスファルト混合物層下面のひずみ値は、静的逆解析および動的逆解析により算出した。

図12、13にFWD荷重による舗装体下面に発生する実測ひずみと動的逆解析および静的逆解析より算出した解析ひずみの関係を示す。舗装体下面に発生する実測ひずみは、解析ひずみと近似した結果が得られた。

	1工区 TA法による設計 2年設計 信頼性50%	2工区 多層弾性理論(3年設計) TA法による設計4年設計 信頼性50%	3工区 多層弾性理論 2.5年設計 信頼性50%	4工区 TA法による設計 20年設計 信頼性90%	5工区 多層弾性理論 20年設計 信頼性90%	6工区 TA法による設計 20年設計 信頼性90%	7工区 多層弾性理論 20年設計 信頼性90%
表層	表層	表層	表層	表層	表層	表層	表層
	7x7x7安定処理	密粒度アスコン		中間層	中間層	中間層	中間層
				7x7x7安定処理	基層	基層	基層
					密粒度アスコン	7x7x7安定処理	7x7x7安定処理
						7x7x7安定処理	7x7x7安定処理
	路盤(40mm級)	路盤(40mm級)	路盤(40mm級)	路盤(40mm級)	路盤(40mm級)	路盤(40mm級)	路盤(40mm級)
As混合物層	5cm	(4+5=9cm)	(4+5=9cm)	(4+6+5=15cm)	(4+5+5+4=18cm)	(4+5+5+6+6=26cm)	(4+5+5+6+7=27cm)
路盤	75cm	71cm	71cm	100cm	62cm	60cm	53cm
As層+路盤(舗装厚)	80cm	80cm	80cm	115cm	80cm	86cm	80cm

図11 試験施工箇所のアスファルト舗装断面

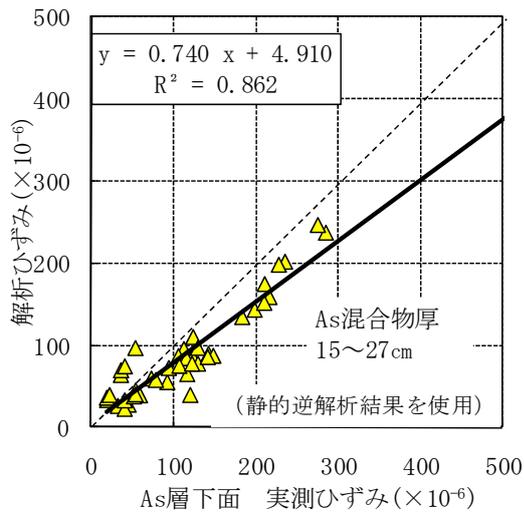


図12 FWD 載荷による実測ひずみと解析ひずみの比較 (アスファルト舗装下面/静的)

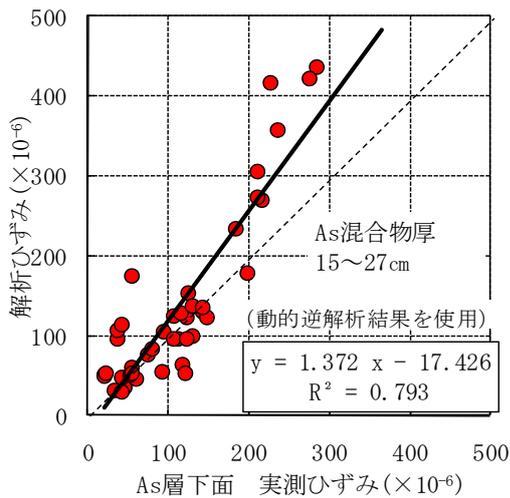


図13 FWD 載荷による実測ひずみと解析ひずみの比較 (アスファルト舗装路床下面/動的)

(2) 厳冬期および融解期の舗装体の挙動

厳冬期および融解期に総重量 20t のダンプトラックの動的載荷により走行試験を実施し、厳冬期や融解期における走行荷重による舗装体の挙動について調査を実施した。

図 14 に試験施工箇所の中土温度と含水比を示す。調査を実施した 2007 年度の凍結指数は 534.8℃・日であり、平年値 417.7℃・日と比較し寒冷な年に調査を実施した。試験施工区間における路床の凍結期間と融解期間を合計した期間はおおむね 1 ヶ月半程度である。

a) As 層下面の引張ひずみ

図 15 に通常期と融解期における後輪載荷時の As 層下面の引張ひずみの比較を、走行速度 10km/h、50km/h の場合も併せて示した。また、記載したひずみ値は、後輪 2 軸目だけでなく、1 軸通過時も追加して表示している。2 工区では、すべての速度において、融解期の As 層下面の引張ひずみは通常期より大きく、後輪載荷時には融解期の支持力低下が表れていると言える。また、前輪についても、速度が 10km/h 時に通常期の 125%、50km/h 時では 148%を示し、融解期の値が通常期よりも大きい結果となっていたことから、2 工区の As 層下面の引張ひずみについては、前輪、後輪ともに支持力低下が発生していたと言える。これは、As 層厚が 9cm と比較的薄く、路盤上面の位置が他の工区と比較して浅いことから、As 層と路盤の界面において寒暖の影響を受けやすく、凍結融解の影響が現れやすいことが考えられる。

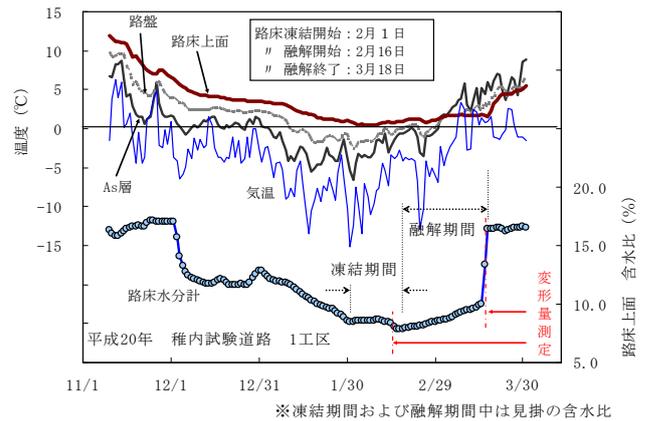


図 14 試験施工箇所の土中温度および含水比

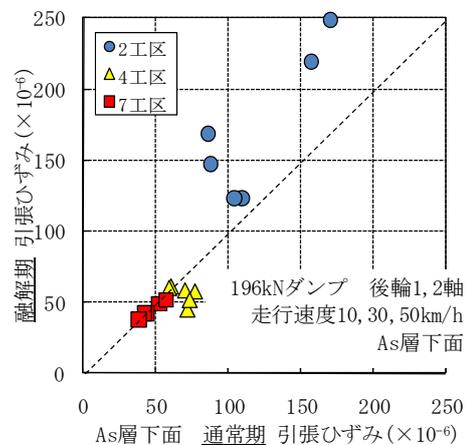


図 15 走行載荷試験における As 層下面の通常期と融解期の引張ひずみ

b) 路床上面部の圧縮ひずみ

図 16 にダンプトラックを 30km/h の速度で走行した場合における 2、4、7 工区の路床上面に発生した圧縮ひずみと土圧の経時変化をまとめて示した。厳冬期に実施した走行載荷試験による後輪載荷時における路床上面の圧縮ひずみは、2 工区および 4 工区では 30×10^6 程度に対し、4 工区では 86×10^6 となっている。これは、4 工区の置換え深さは他の工区より大きく 115cm であることから、路床上面が未凍結であることが原因と考えられる。しかし、通常期の圧縮ひずみ 200×10^6 と比較し、厳冬期の圧縮ひずみは約 1/2 以下の値となっている。路床部分が未凍結であっても、深さ 80 cm 程度までは凍結していたため、路盤上部の見かけの弾性係数が大きくなることにより、荷重分散作用がより大きくなったことが原因と考えられる。

一方、融解期における路床上面の圧縮ひずみについては、2 工区の前輪載荷における圧縮ひずみは、通常期より融解期の方が約 30×10^6 大きな値を示している

が、4 工区および 7 工区においては、前輪載荷による通常期と融解期にほとんど変化がない。後輪載荷時の圧縮ひずみは、2、7 工区において、融解期が通常期の値を上回る結果となっており、その差は 2 工区で 83×10^6 、7 工区では 22×10^6 の差が生じている。また、4 工区は同程度の圧縮ひずみを示している。

図 17 に通常期と融解期における後輪載荷時の路床上面の圧縮ひずみの比較を、走行速度 10km/h、50km/h の場合も併せて示した。また、記載したひずみ値は、後輪 2 軸目だけでなく、1 軸通過時も追加して表示している。2 工区における路床上面の圧縮ひずみは、顕著に発生した支持力低下により、増加していることが分かる。4 工区は通常期と比較し同等程度であり、7 工区はやや低下が見られる。この傾向は FWD 試験による通常期と融解期の D0 たわみの傾向に類似しており、舗装の支持力低下が主に路床上面部分で発生していることが分かる。

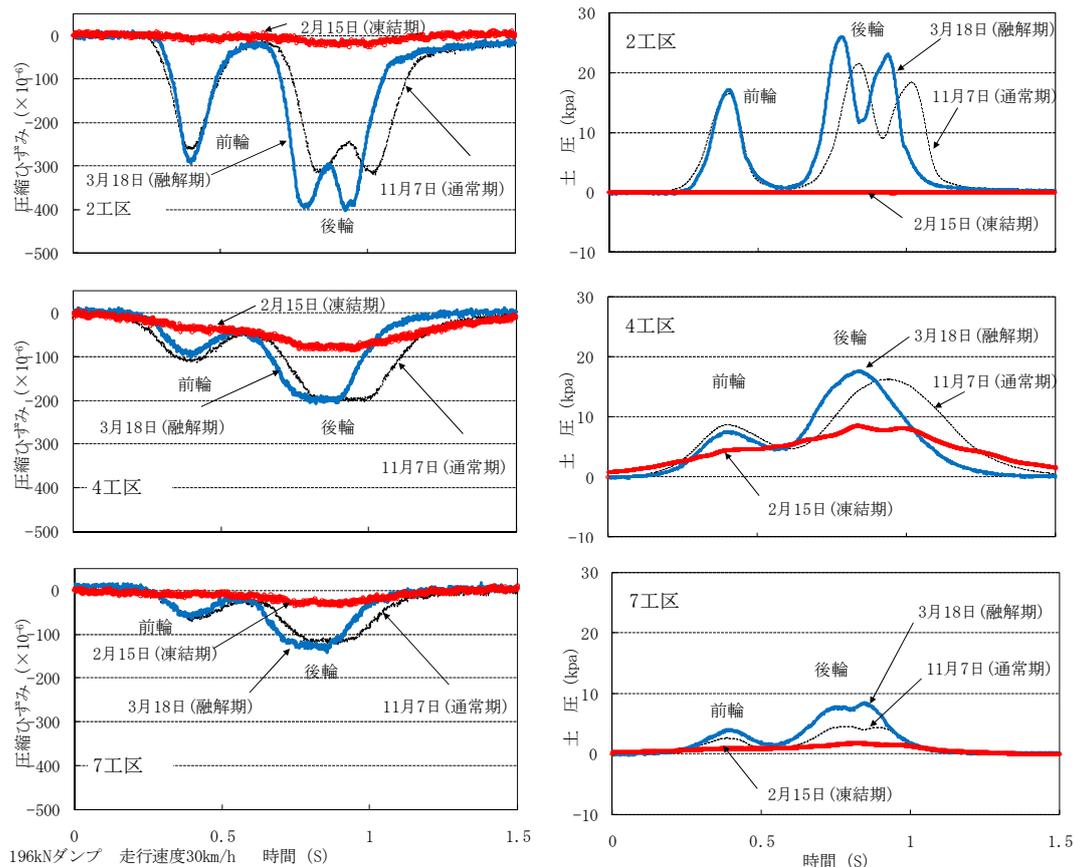


図 16 走行試験における路床上面の圧縮ひずみと土圧 (左側：圧縮ひずみ 右側：土圧)

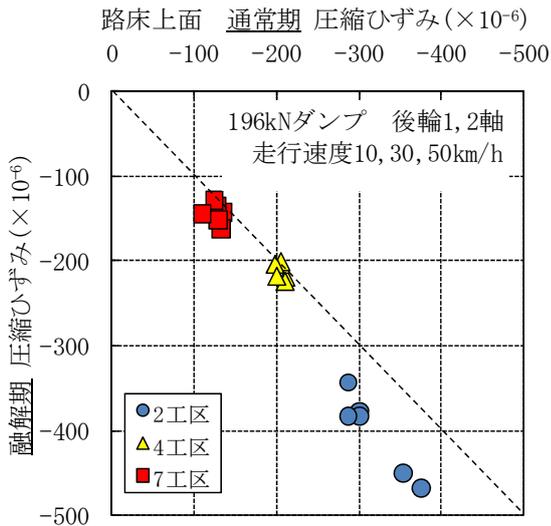


図 17 走行荷重試験における路床上面の通常期と融解期の圧縮ひずみ

c) 路床上面部の土圧

図 18 にダンプトラックを 30km/h の速度で走行した場合における 2、4、7 工区の路床上面に発生した土圧の経時変化を示す。路床まで凍結が入った 2、7 工区における路床上面部の土圧は、融解期の値が通常期を明らかに上回っており、路床土の融解による支持力低下により、同一の走行荷重においても通常期と比較して荷重分散効果が変化することで、土圧計に加わる荷重が変化し、支持力低下の影響が表れていると言える。一方、路床まで凍結が入らなかった 4 工区の後輪荷重における路床上面は、やや支持力低下の影響はみられるが、顕著な支持力低下の影響は見られなかった。

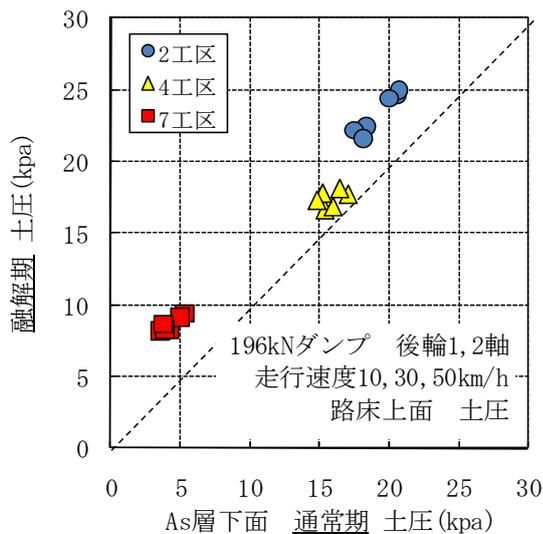


図 18 走行荷重試験における路床上面の通常期と融解期の土圧

(3) アスファルト混合物の弾性係数の設定

図 19 にアスファルト混合物の弾性係数と舗装体温度の関係を示す。図には稚内工区で実施した FWD 試験データを用い、静的逆解析 (BARM) による弾性係数をプロットした。また、アスファルト安定処理混合物を用いた、10Hz の 4 点曲げ疲労試験室内試験も併せて図示した。静的逆解析で算出した舗装体温度-弾性係数の関係と 4 点曲げ疲労試験結果は整合性があり、舗装体温度と弾性係数の関係は、式 (1) を使用し、アスファルト混合物の弾性係数を設定することとした。

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

ここで、

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)

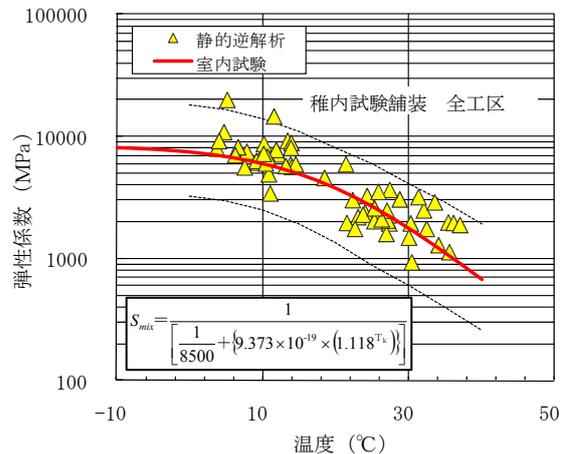


図 19 アスファルト混合物の弾性係数

(4) 路盤材料 (粒状材料) の弾性係数の設定

図 20 に室内試験や現地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示す。得られたデータは舗装設計便覧の粒状材料としての弾性係数 100~600MPa の範囲に入り、特異な値は示していない。北海道における下層路盤材料の弾性係数は、室内試験や現地調査の結果から判断すると、100~400 (平均値 250MPa) MPa 程度を設定することが妥当と考えられる。

路盤材料の凍結融解後の CBR 試験の結果を図 21 に示す。凍結融解後の CBR 保存率は 70%程度であり、融解期の支持力低下を考慮する必要がある。また、図 22 に路盤材料の含水比の経時変化を示す。融解期は 1 ヶ月程度の含水比の上昇が見られ、融解期の路盤支持力低下は 1 ヶ月程度を考慮する必要がある。

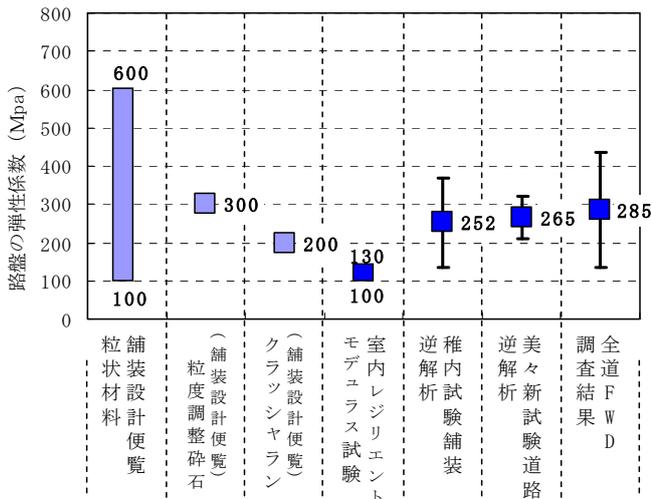


図 20 路盤のレジリエントモジュラス (集計)

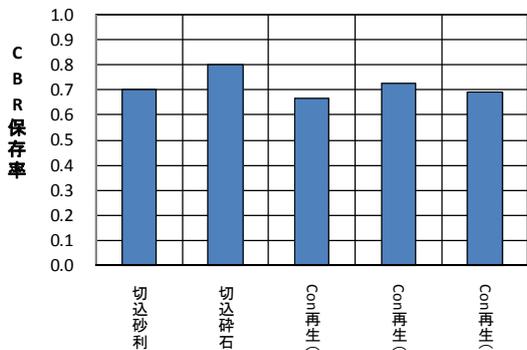


図 21 路盤材料の凍結融解後の CBR 保存率

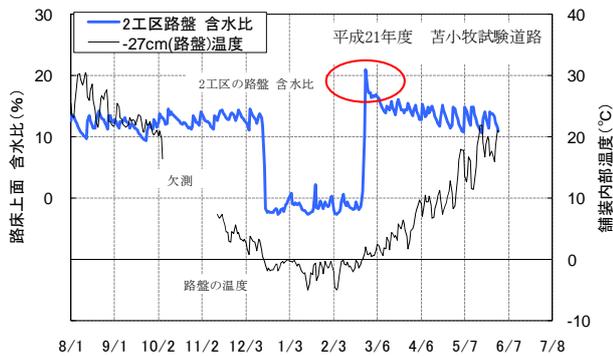


図 22 路盤の含水比の経時変化

(5) 路床土材料の弾性係数の設定

図 23 に路床材料のレジリエントモジュラス試験結果を示す。路床材料は土質により弾性係数が異なることや、融解期を想定した飽和状態の弾性係数は、最適含水比に対する保存比率が異なる。

図 24 に稚内試験道路の4工区に設置した水分計の経時変化を示す。融解期である3月下旬頃～4月下旬頃までの期間に、路床土の含水比が上昇している期間が

30～50日間程度ある。この傾向は、他の年度にも見られる特徴である。含水比の上昇は支持力低下の一要因と推察される。

図 25 に試験施工箇所における FWD 試験結果から逆解析した弾性係数や室内試験で実施した弾性係数の範囲を示す。弾性係数の共通範囲は 30～140MPa の範囲に入る。設計で用いる弾性係数は、共通範囲を参考に室内試験や FWD データから適切に弾性係数を設定する必要がある。また、融解期における路床材料の含水比の上昇は2ヶ月程度確認されているため、融解期の支持力低下を考慮した弾性係数の設定が必要である。

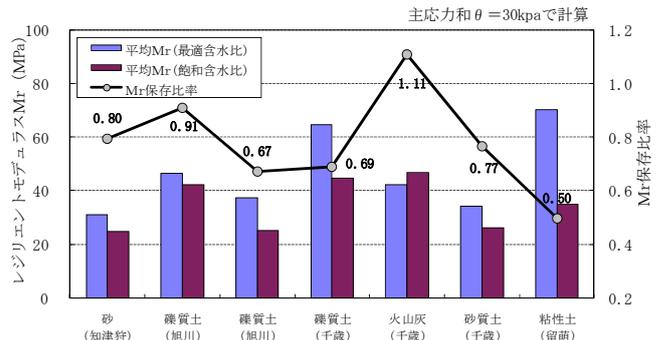


図 23 路床材料の弾性係数

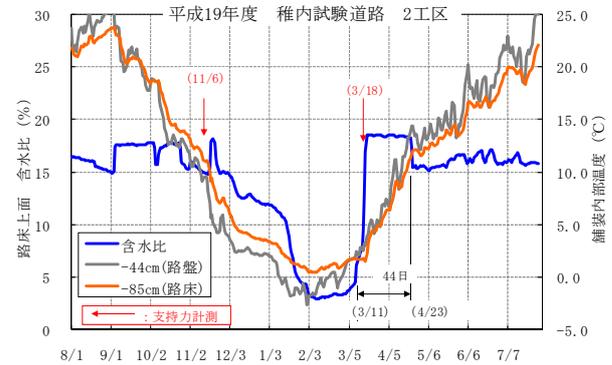


図 24 路床の温度および含水比の経時変化

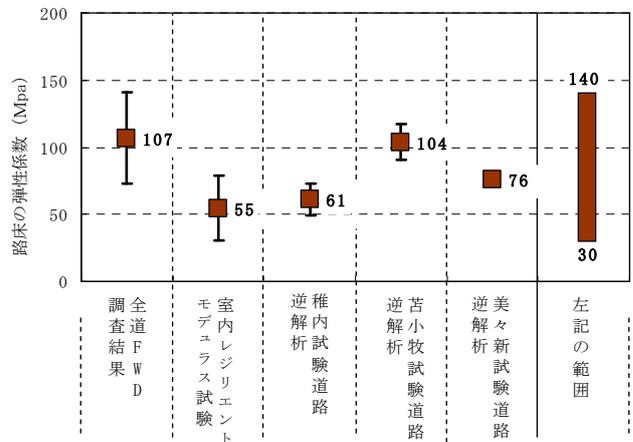


図 25 路床土の弾性係数 (集計)

3.2.2 寒冷地舗装の理論的設計手法の構築

(1) 舗装の長期供用性調査検討

舗装構成厚さや混合物種類や構造設計手法が異なる8つのアスファルト舗装断面からなる美々試験道路路(図26)において、平成2年度から実施している長期供用性調査結果をとりまとめた。その結果、長期的なひ

び割れ推移は混合物層厚と混合物層最下層の混合物配合によって異なっており(図27)、混合物層厚と混合物層最下層の混合物の配合が疲労ひび割れ発生時期に影響を与えることが確認された。最下層の混合物を工夫することで、舗装構造の耐久性向上を図ることができると考えられた。



図26 美々試験道路の疲労ひび割れ発生状況

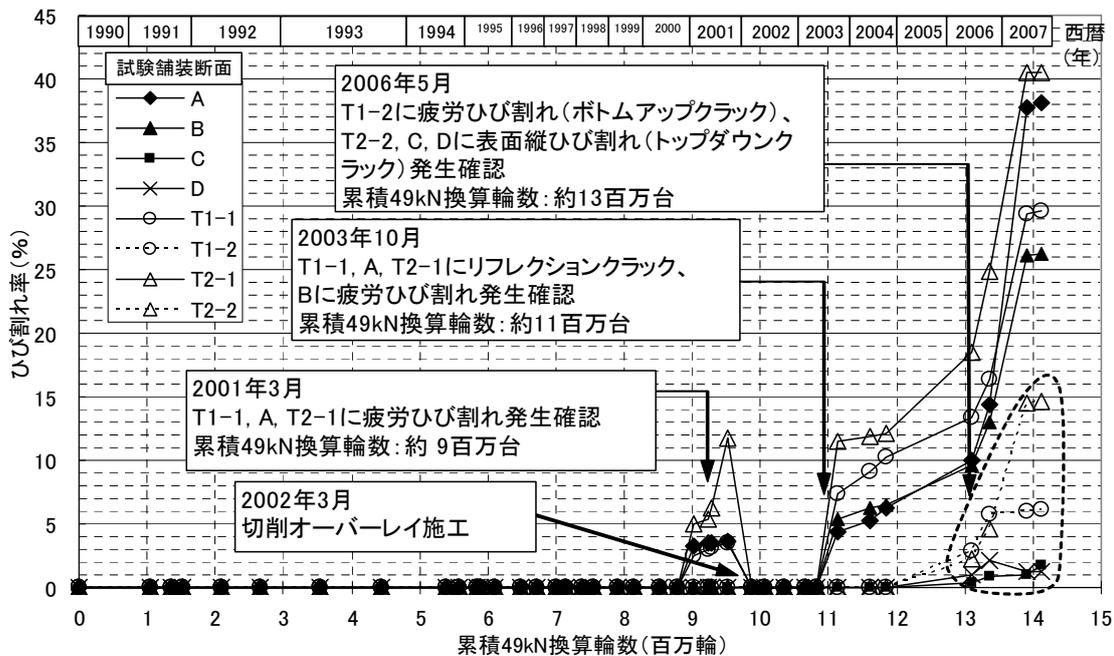


図27 ひび割れ率の経時変化

(2) 混合物の疲労破壊特性に関する検討

現場から採取したアスファルト安定処理混合物、粗粒度混合物、密粒度混合物の3種類の供試体に対する曲げ疲労試験の結果、それらの疲労破壊回数はばらつきが認められ、混合物ごとに値の分布域が異なっていることがわかった(図 28)。安定処理、粗粒度、密粒度の破壊回数には有意水準 1%で統計的に有意な差があると判断できた。破壊回数の平均値は、安定処理を 1 とすると、粗粒度は 4.3、密粒度は 7.7 であり(表 4)、アスファルト安定処理混合物の疲労破壊回数が最も少ない。美々試験道路での実道における調査によって、混合物層最下層の混合物の配合が疲労ひび割れ発生時期に影響を与え、最下層がアスファルト安定処理混合物の断面に疲労ひび割れが発生していることが確認されているが、室内試験による疲労破壊回数の差と符合しており、混合物の配合の違いが疲労破壊に影響を与えることが室内と現場の両方で確認された。

次に、混合物の骨材間隙に占めるアスファルト容積率を表す飽和度 (VFA) と疲労破壊回数の間には相関性が認められ、飽和度が高くなると破壊回数が大きくなる関係にあることを確認した(図 29)。そこで、従属変数として破壊回数 N_f をとり、飽和度 VFA、曲げスティフネス S_{mix} 、ひずみ ϵ を独立変数として重回帰分析を行った。さらに、疲労破壊回数のばらつきを考慮できるような規準式を検討した結果、式(2)に示す疲労破壊規準式を提案した。

$$\log N_f = 6.123 \log VFA - 4.594 \log \epsilon - 0.7000 \log S_{mix} + 7.551 + \log(1 + \alpha * b) \quad (2)$$

ここで、

N_f : 混合物層の曲げ疲労破壊回数 (回)

VFA: 混合物の飽和度 (%)

S_{mix} : 曲げスティフネス (MPa)

ϵ : 曲げ疲労試験時のひずみ ($\times 10^{-6}$)

α : 変動係数 (%)

b : パーセンタイル値に対応するシフト量

式(2)より算出したアスファルト安定処理混合物、粗粒度アスファルト混合物、密粒度アスファルト混合物の破壊回数とひずみの関係を図 30 に示す。

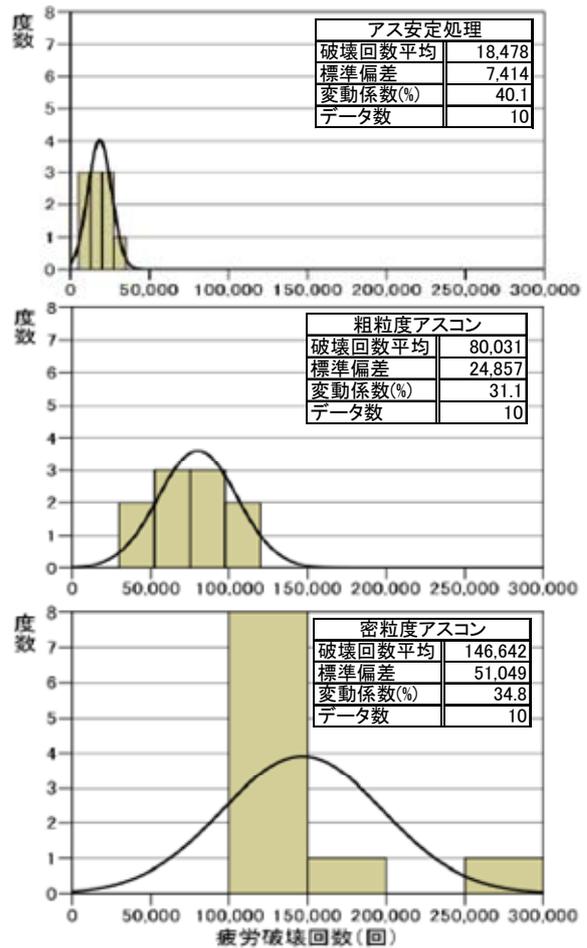


図 28 現場採取供試体の疲労破壊回数の度数分布

表 4 300 μ の時の破壊回数平均値の比較

混合物種	現場採取供試体	
	破壊回数	比率
安定処理	18,478	1
粗アス	80,031	4.3
密粒	146,642	7.9

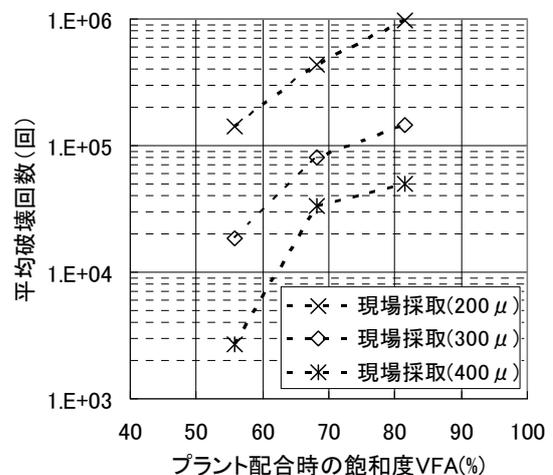


図 29 破壊回数と混合物の飽和度との関係

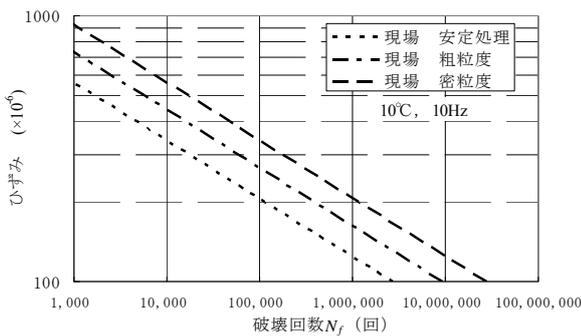


図30 重回帰分析結果

(3) 舗装の理論的設計手法の妥当性検討

美々新試験道路での疲労ひび割れ発生時期と、室内での曲げ疲労試験結果を基に作成した破壊規準式とマイナー則によって算定した疲労破壊年数との比較を行い、力学的な理論に基づく疲労ひび割れ発生予測手法の妥当性について検討を行った。検討手順のフローを図31に、解析に用いた舗装体モデルを図32に示す。

経時的な累積ダメージを各断面について算出した結果を図33に示す。各々の交通断面のダメージは年数の経過に伴って累積し、A交通断面とT1-1断面が最初に約5年経過時点で累積ダメージが1となり、混合物層底面に疲労ひび割れが発生する状態になると算定された。図33から各断面の累積ダメージが1となり混合物層底面に疲労ひび割れが発生する状態となるまでの年数を算出した結果と、美々新試験道路において実際に路面に疲労ひび割れの発生が観測された時点の経年数を表5に合わせて示す。疲労破壊年数の計算値が小さい断面ほど実際に路面に疲労ひび割れの発生が観測されている傾向にあり、観測値と計算値との差は約3年～+6年であることが分かる。計算では混合物層底面に疲労ひび割れが発生する時期を算定しているが、実際に疲労ひび割れの発生が観測されるのは路面にひび割れが進展した時であり、その間の時間差がこの差を生じた要因の一つと考えられる。

室内試験結果からは、疲労破壊回数が変動係数20～60%程度のばらつきを有することがわかっており、仮に、疲労破壊年数のばらつきも変動係数40%程度の正規分布に従うと仮定した場合の平均±σの範囲は表5に示すとおりである。A交通断面とT1-1断面については、平均±σの範囲内に観測された疲労破壊年数が入っていないが、B交通断面とT2-1断面とT1-2断面では平均±σの範囲内に収まっており平均値に近い値を示し

ている。

以上の事から、本手法のように現地の様々な環境条件や材料の特性値を適正に把握して理論的な設計手法に反映すれば、平均±σの範囲内もしくは約3年～+6年の誤差範囲で疲労破壊年数を推定することが可能であることが確認できた。舗装の疲労破壊現象が確率的な事象であり、観測値と計算値の差はある程度発生することを踏まえれば、本手法は概ね妥当な手法と評価できる。

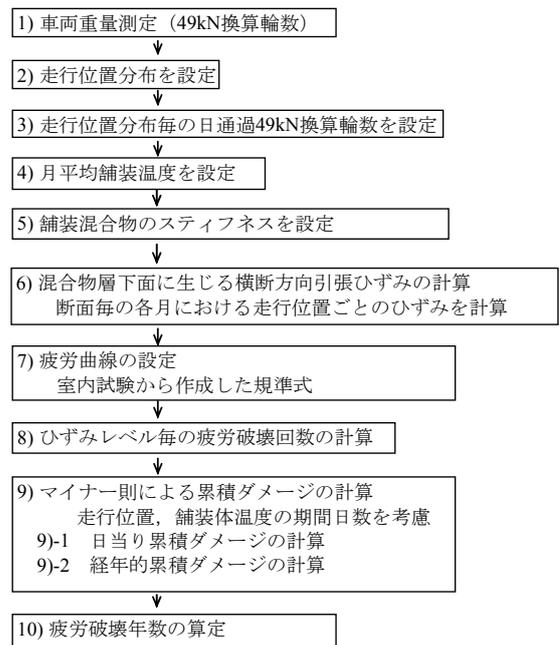


図31 力学的な手法の手順

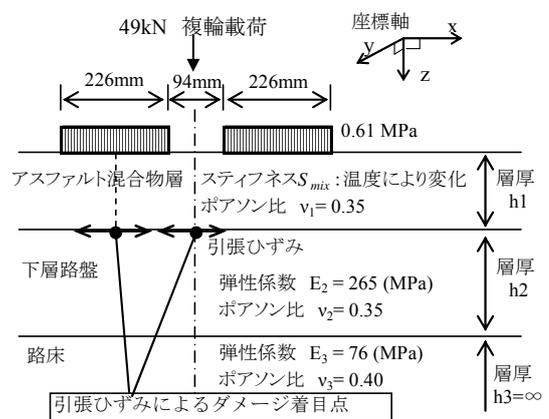


図32 解析に用いた舗装体モデル

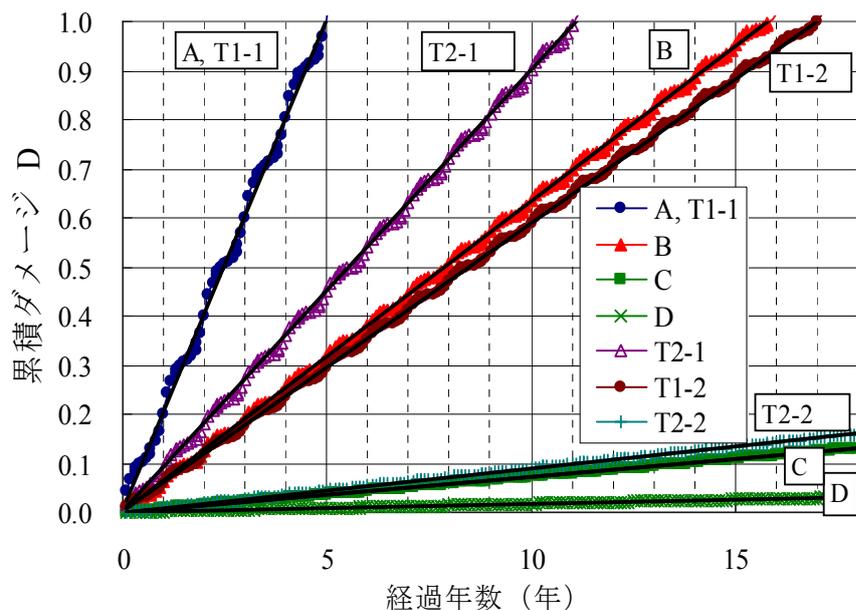


図 33 累積ダメージの経年変化

表 5 計算値と実際の疲労破壊年数の比較

断面	疲労破壊年数 (年)		平均値との差 (年)
	マイナー則による計算値 (平均- σ) ~ 平均値 ~ (平均+ σ)	試験道路における観測値	
A	3 ~ 5 ~ 7	10.6	5.6
T1-1	3 ~ 5 ~ 7	10.6	5.6
T2-1	6.7 ~ 11.1 ~ 15.5	10.6	-0.5
B	9.5 ~ 15.9 ~ 22.3	13.3	-2.6
T1-2	10.2 ~ 17 ~ 23.8	-	-
T2-2	67.4 ~ 112.3 ~ 157.2	-	-
C	82.2 ~ 137 ~ 191.8	-	-
D	352.9 ~ 588.2 ~ 823.5	-	-

(4) 寒冷地舗装の理論的設計手法の構築

寒冷地舗装の理論的設計方法において考慮すべき主な条件について、以下とおりに定めた。

1) 交通条件

- ・北海道内の車輛軸重調査箇所と交通量調査のデータを用い、大型車交通量と 49KN 換算輪数の関係式を作成した。
- ・現地調査の結果等から、走行車輛の走行位置分布は正規分布することを考慮した。

2) 舗装体温度

- ・月平均気温からアスファルト混合物の温度を推定する手法を使用した。

3) アスファルト混合物の弾性係数

- ・室内試験と現地データを考慮した推定式を用いる手法を用いた。

4) 路盤 (粒状材料) の弾性係数

- ・室内試験や現地調査から 100~400(平均 250)PMa を

設定する。融解期は 70%に低減、厳冬期は 2000MPa に設定する。融解期は 1 ヶ月程度、厳冬期は 2 ヶ月程度を考慮すること。

5) 路床材料の弾性係数

- ・路床材料は土質により異なるため、レジリエントモジュラス試験や FWD 試験データを用い、弾性係数を設定する。融解期は支持力の低下が生じるため、融解期は 2 ヶ月程度、弾性係数を低減させる。

6) 構造解析 (ひずみの算出)

- ・多層弾性理論に基づく構造解析プログラムは GAMES(Ver.2.3)を使用した。
- ・交通荷重および舗装構造モデルは、大型車後軸の複輪荷重をモデル化した 49KN 複輪荷重とした。

7) 疲労破壊回数数の予測式

- ・疲労破壊回数数の予測式は、現地調査と室内試験結果から作成した予測式を使用した。

3.2.3 寒冷地舗装の理論的設計システムの開発

任意に舗装厚、材料、温度条件を設定して舗装構造の疲労寿命を計算するシステムを作成した。図34にシステムの計算フローを、図35と図36に起動画面および各種条件値の入力画面を、図37に出力結果を示す。最初に、図35の画面において、舗装の層数、各層の材料条件や温度によるスティフネス変化などの入力条件を設定する。続いて、図36の画面において輪荷重や走行位置分布などの交通条件や使用する破壊規準式の設定などを行い、自動計算を開始すると、ダメージ計算が実行され、図37に示すように破壊年数が算出される。なお、疲労寿命の予測には、積雪寒冷地の混合物に対する試験から設定した破壊規準式を用いる方法の他、舗装設計便覧に示された破壊規準式や繰り返し曲げ試験等の室内試験結果を用いて規準式を独自に設定することも可能とするなど柔軟性を持たせてある。

4. まとめ

4.1 高耐久性舗装材料と工法の適用技術

(1) 大粒径アスファルト舗装断面の提案

大粒径混合物は耐摩耗性や凍結融解抵抗性が高く、すべり抵抗性も良好であり積雪寒冷地での適用が可能なことを確認し、適用の際の経済的な断面構成を提案した。

(2) トンネル内コンポジット舗装断面の提案

トンネル内コンポジット舗装が供用後もわだち掘れ量、透水量とも良好なことを追跡調査によって確認した。

(3) トンネル内コンクリート舗装骨材露出工法の提案

骨材露出工法に関して、遅延剤+ブラシ方式と若材齢時ショットブラスト方式の2種類を試験施工し、計画・準備段階、施工段階で検討が必要となる項目を整理し、規定値などを適切に設定することで、所定の仕上がり確保できた。骨材露出工法は、わだち掘れ量・

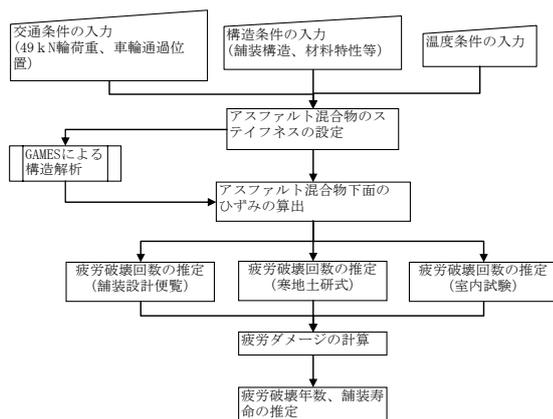


図34 任意断面の疲労寿命予測システムの流れ



図35 任意舗装断面の疲労寿命予測システムの起動画面



図36 車両走行位置分布等の入力画面

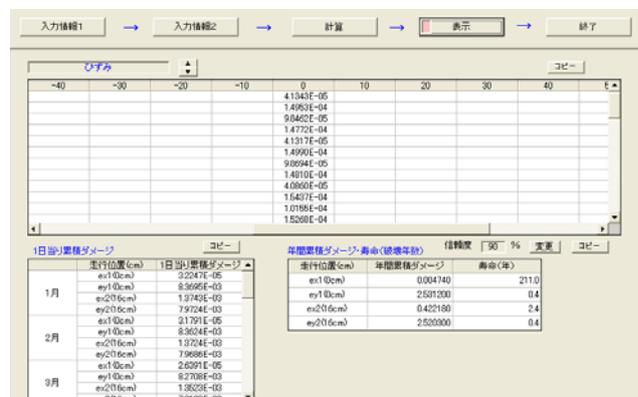


図37 計算結果出力画面

平坦性ともに問題はなく、きめ深さも目標をおおむね満足しており良好な仕上がりであったと考えられる。また、すべり摩擦係数も良好である傾向が確認できた。

4.2 積雪寒冷条件下に対応した舗装設計法の開発

(1) 寒冷地舗装設計条件の検討

実測ひずみと解析ひずみは近似した結果となることを確認した。

舗装体下面に発生する実測ひずみは、解析ひずみと近似した結果が得られ、理論的設計方法の妥当性が検証された。

融解期における路床は、凍結融解の影響から路床土が緩み、通常期と比較し支持力の低下が見られる。路床の圧縮変形に影響を与えるのはダンプトラックの後輪部の影響が大きいことが確認された。また、路床が凍結している厳冬期は、舗装体や路床に与えるダメージは小さいことが確認された。

逆解析から得られたアスファルト混合物の弾性係数と舗装体温度の関係の近似式が得られたことから、理論的設計方法に使用できるアスファルト混合物の弾性係数の選定が可能となった。

融解期の路床は通常期と比較して荷重分散効果に変化することで、土圧計に加わる荷重が変化し、支持力低下の影響が表れていると言える。

路床上面に発生する圧縮ひずみは、路床の強度の影響が大きく、アスファルト混合物層下面に発生する引張ひずみに及ぼす路床の強度の影響は、小さいことが明らかとなった。

(2) 寒冷地舗装の理論的設計手法の構築

積雪寒冷地での舗装の長期供用性調査から、混合物層最下層の混合物種類を工夫することで、舗装構造の耐久性向上を図ることができることが示された。

疲労試験では、温度は破壊回数に影響を与えることや、疲労破壊特性の評価等に散逸エネルギー概念が有益であることを確認した。また、採取した混合物の破壊回数は安定処理<粗粒度<密粒度の順に大きい傾向にあり、飽和度が高くなると破壊回数が大きくなるなど混合物配合も疲労破壊特性に影響することを確認した。

疲労破壊年数の計算値が小さい断面ほど実際に路面に疲労ひび割れの発生が観測されている傾向にあり、平均 $\pm\sigma$ の範囲内もしくは約-3年~+6年の誤差範囲での疲労破壊年数の算定は可能であると評価できる。4点曲げ疲労試験から得られる破壊規準式と層構造解析と各種の現地データを適切に組み合わせることで、舗

装の寿命解析はある程度理論的に推定が可能であることが実証できた。

(3) 寒冷地舗装の理論的設計システムの開発

疲労寿命予測の計算を効率的に実施できるよう、疲労寿命計算システムを作成した。