

積雪寒冷地における コンクリート舗装の設計について

寒地土木研究所 寒地道路保全チーム ○上野 千草
安倍 隆二
木村 孝司

コンクリート舗装はアスファルト舗装よりも耐久性が高く、長寿命化が期待されている。一方、積雪寒冷地である北海道では、凍上や融解期の路床の支持力低下によるコンクリート舗装版の破損が懸念されており、普及が進んでいない。本文は、既設舗装の実態調査およびFEM解析により、積雪寒冷地におけるコンクリート舗装の設計法を検証した結果、凍結深さまで非凍上性材料で構成させることが最善であることが確認されたため、報告するものである。

キーワード：コンクリート舗装、積雪寒冷地、凍上、設計法

1. はじめに

近年、社会資本整備・維持管理面のコスト縮減に対する社会的要請から、道路舗装においても高耐久化・長寿命化によるLCCの縮減が求められている。そこで、アスファルト舗装よりも耐久性が高く長寿命化が期待できるコンクリート舗装への関心が高まっている。

このような中、平成24年度に国土交通省において、耐久性に優れるコンクリート舗装の積極的活用が施策として示された。また、平成25年4月改訂の設計業務等共通仕様書においては、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。

しかし、積雪寒冷地である北海道においては、凍上や融解期の路床の支持力低下による構造的な破損が懸念されており、依然としてトンネル部以外の施工実績は少なく、国道延長に占めるコンクリート舗装の割合は全国平均の5%よりも低い3%程度（平成26年4月1日現在）となっている。

そこで本検討では、凍上に起因するコンクリート舗装版（以下、Co版）の破損の状況を把握するため、既設コンクリート舗装の実態調査を行った。また、凍上により生じるCo版と路盤の間の空間が、コンクリート舗装の寿命に及ぼす影響について、FEM解析および「舗装設計便覧」に示されている疲労度を用いて舗装寿命に及ぼす影響について評価を行った。

その結果、現行の置換率70%の設計法では凍上等による破損を抑制することは難しく、凍結深さまで非凍上性材料で構成させることが最善であることが確認されたため報告するものである。

表-1 設計基準の推移

設計年度	S30	S39・S42	S47	S55	S59	H18
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	—	凍結深さまで	—			
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%

2. 凍上対策に関する設計基準

コンクリート舗装に関する過去からの凍上対策に関する設計基準を、「セメント・コンクリート舗装要綱」、「舗装設計便覧」よりまとめた。年度別の設計基準を表-1に示す。凍上対策としては、路床材料の非凍上性材料への置換えが示されており、置換え深さについては、昭和39、42年では「凍結する深さまで」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た「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なっている。

本検討においては、積雪寒冷地特有の事項である凍上に対する非凍上性材料の置換率に関する設計基準の検証を主体に行った。

3. 凍上に起因するCo版破損のメカニズム

路床に凍上が発生した場合、図-1に示すようなメカニズムによりCo版にひび割れが入ると考えられる。凍上性の材料で構成された路床まで凍結が入り、路肩からの水分の供給がある場合、図-1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。ここに車輛荷重が繰り返しかかり縦断的にひ

ひび割れが発生する。またこの場合、融解期には路肩端部の支持力の低下をまねき、新たなひび割れの発生要因となる。一方、図-1の右図のように路床にアイスレンズが発生した場合、車輛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。また先述と同様に、融解期には舗装版直下の支持力の低下をまねき、新たなひび割れの発生要因となる。

4. 既設コンクリート舗装の実態調査

既存の設計法で積雪寒冷地に施工されたコンクリート舗装の実態調査を行った。調査箇所はアスファルト舗装によってオーバーレイされていない舗装構成の異なる明かり部のコンクリート舗装2箇所とした。

調査箇所の概要を表-2に示す。なお、調査箇所名については以降表中に示す略称を使用する。

調査内容は、表-3に示す目視調査、凍上量調査、FWD調査の3項目とした。なお、凍上量調査、FWD調査については、後述する目視調査にて構造的なひび割れが確認されたR231増毛のみで行っている。

4.1 調査内容

4.1.1 目視調査

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、Co版の構造的な破損である写真-1に示すような横断方向に貫通する横断ひび割れと、版の縦断方向に版延長の半分以上の延長にわたる縦断ひび割れが発生しているCo版の枚数をとりまとめた。

4.1.2 凍上量調査

目視調査によって確認されたひび割れと凍上との関連性を把握するため、凍上量調査を実施した。調査期間は平成28年12月～29年3月であり、調査箇所は横断ひび割れが発生しているCo版と、これに隣接する健全なCo版とした。12月に凍上前の路面高を計測し、当該地域において凍上量が最大となると考えられる2月下旬と3月上旬に再度路面高を計測し、その差を凍上量として整理した。

4.1.3 FWD調査

FWDによるたわみ量測定法（以下、FWD調査）により、 D_0 たわみ量を測定し、舗装体の D_0 たわみ量、目地部の荷重伝達率、およびCo版下の空間の有無を評価した。

4.2 調査結果

4.2.1 目視調査

調査結果と、調査箇所の舗装構成を図-2に示す。調査区間の舗装構成は、ともに当該路線の20年確率の理論最大凍結深さの70%にあたる深さまで凍上性の低い材料で構成されている。また、R229神恵内の路床材料は凍上性が低いと考えられる岩盤である。一方、R231増毛はNEXCO基準の凍上試験で不合格となるレキ質土となっている。

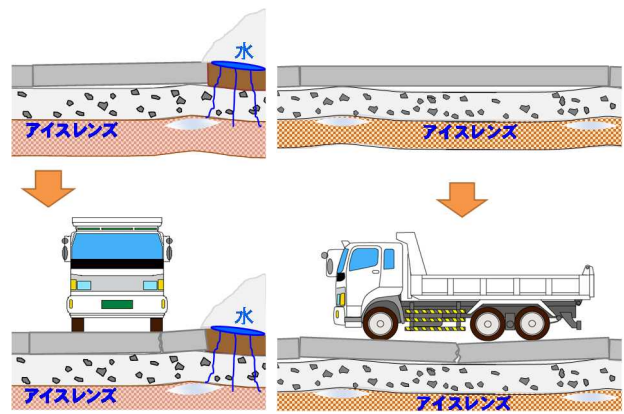


図-1 凍上によるひび割れ発生メカニズム

表-2 調査箇所の概要

調査箇所	略称	交通量区分	施工年	調査時点の供用年数	延長(m)
一般国道229号神恵内村	R229神恵内	N4	H7～8	19～20年	2,838
一般国道231号増毛町	R231増毛	N4	S55～61	29～35年	5,449

表-3 調査項目

調査箇所	調査項目		
	目視調査	凍上量調査	FWD調査
R229神恵内	○	—	—
R231増毛	○	○	○



写真-1 Co版の構造的な破損
(左:横断ひび割れ、右:縦断ひび割れ)

調査路線名	コンクリート舗装 t=20cm	コンクリート舗装版 t=25cm
		上層路盤 (切込碎石40mm級) t=25cm
	凍上抑制層 (切込碎石80mm級) t=25cm or 0cm	下層路盤 (切込碎石40mm級) t=25cm
	路床(岩盤)	凍上抑制層 (切込碎石80mm級) t=15cm
		路床(レキ質土) 【凍上性】
調査路線名	R229 神恵内	R231 増毛
横断ひび割れCo版数(枚)	0	40
縦断ひび割れCo版数(枚)	0	7
ひび割れ発生頻度(件/km)	0.00	8.63

図-2 舗装構成と目視調査結果

ひび割れの発生数、発生頻度に着目すると、路床が凍上性の材料である R231 増毛は R229 神恵内と比較すると高い値となっており、ひび割れの発生に路床材料の凍上性が影響していることが推察される。

4.2.2 凍上量調査

調査箇所近傍の AMeDAS データより整理した凍結指数、最大積雪量、および実測した最大凍上量を表-4 に示す。調査期間の凍結指数は平年並みであったが、積雪量は非常に少なく、路面が外気にさらされやすい環境であったことから、路床まで凍結が入ったと考えられ、調査期間に最大 13mm の凍上が観測された。

4.2.3 FWD 調査

最大 13mm の凍上が確認されたため、平成 29 年 4 月 20 日に Co 版下の支持力等を確認するため、FWD 調査を実施した。FWD 調査の結果を図-3、表-5 に示す。また、FWD 調査位置および Co 版のひび割れ発生状況を図-4 に示す。D₀ たわみ量は、健全な版では平均値が版央で 160μm 程度、目地部で 240μm 程度であり、ばらつきは小さい状況であった。一方、ひび割れの生じた版では、D₀ たわみ量は最大で 587μm であり、たわみ量、ばらつきともに大きい傾向となった。特に、図-4 の図中に赤線で示した新たなひび割れが確認された位置において、た

わみ量が大きく、支持力の低下が顕著であった。また、ひび割れの発生している版の目地部では荷重伝達率が 80%以下を示し荷重伝達が不十分な箇所が確認された。

4.2.4 実態調査における考察

凍上が生じた Co 版における D₀ たわみ量は 400μm を超える値が計測されたことから、路盤面に不陸が生じ Co 版下に空間が発生していると考えられる。このことから、図-1 に示したように凍上に起因して、疲労によりひび割れが発生したと判断される。

また、ひび割れの生じた Co 版の目地部では荷重伝達機能が低下しており、今後目地部で段差が発生するなど、走行への影響が懸念される。

さらに、最大凍上量観測日からひび割れ発生を確認するまでの期間は二ヶ月程度であり、凍上による不陸が発生すると短い期間で構造的な破損に至ることが確認され、設計における凍上対策の見直しが必要と考えられる結果となった。

表-4 気象条件と凍上量

	調査年の値	過去10年の平均値
凍結指数 (°C/days)	272.4	256.6
最大積雪深 (cm)	69	136
最大凍上量 (mm)	13	-
最大凍上量観測日	H29.2.22	-

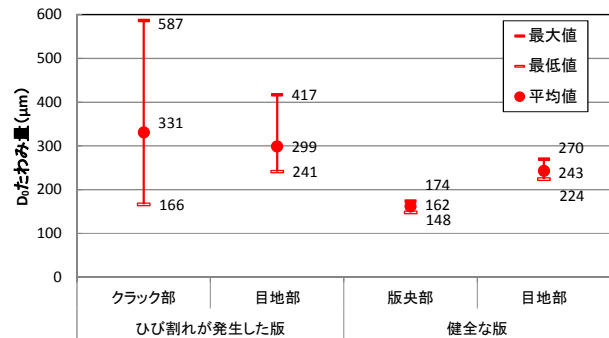


図-3 FWD 調査結果

表-5 FWD 調査結果

No.	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10
箇所	ひび目地	既存ひび	ひび目地	既存ひび	新規ひび	ひび目地	健全版央	健全目地	健全版央	健全目地
D ₀	241	166	268	371	587	288	148	238	174	238
D ₃₀₀	179	158	222	386	530	208	137	184	162	171
荷重伝達	85%	-	91%	-	-	84%	-	87%	-	84%
No.	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10
箇所	ひび目地	既存ひび	ひび目地	新規ひび	-	ひび目地	健全版央	健全目地	健全版央	健全目地
D ₀	265	172	417	402	285	317	155	224	170	270
D ₃₀₀	149	163	375	363	303	207	141	183	157	178
荷重伝達	72%	-	95%	-	-	79%	-	90%	-	80%

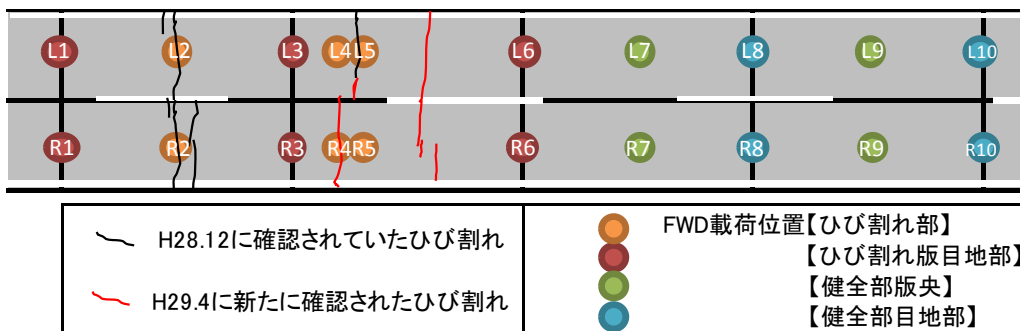


図-4 FWD 調査位置および Co 版のひび割れ発生状況

5. FEMによる凍上の影響の評価

実態調査の結果より、凍上による路盤と Co 版の間に生じた空間が早期のひび割れ発生の要因となったと考えられることから、この現象が舗装版へ与える影響を検証するため FEM 解析を用い、評価を試みた。

5.1 検討モデルの作成

当研究所所有の苫小牧寒地試験道路にて、FEM 解析に用いる Co 版のサイズに合わせた 3.5m×10.0m の範囲において凍上形状の計測を行った。

計測は冬期間、アスファルト舗装の標高をメッシュ状に計測し、秋期に計測した初期値との標高差より凍上量を算出する方法を用いた。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。計測結果をコンター図で表したものを図-5 に示す。凍上量は一律ではなく不陸が生じていることがわかる。

この計測結果を用い、平面と仮定した Co 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幅を計算した結果、Co 版と路盤面の間に最大約 19mm の空間が生じた。このことから、今回計測した凍上による不陸形状を凍上による Co 版への影響検証を行うことが可能と判断し、以後の解析に用いることとした。

検証モデル（以下、凍上モデル）は、空間幅 5mm 未満を Co 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 の空間として作成した。

5.2 解析条件

FEM解析はPave3Dを用い、モデルサイズはCo版1枚を想定した幅3.5m×長さ10.0m×深さ3.5mとした。

解析モデルの地盤条件を表-6に示す。Co版、粒状材料の弾性係数およびポアソン比は、「舗装設計便覧」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を乗じた値とした。^{1) 2)}

また、舗装厚についてはR231増毛における現在の20年設計の断面より決定し、凍結深さは当該地区の20年確率理論最大凍結深さである100cmとした。

解析に用いた要素分割間隔はX、Y軸方向ともに12.5cm、Co版におけるZ軸方向の要素分割間隔は5.0cmとした。

荷重条件は実際にダンプトラックを用いた計測により得られた条件³⁾を用いた。荷重位置は図-6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100cm離れとなる位置とし、Y軸方向はCo版に生じる引張応力が最大となる位置を繰り返し計算により求めた結果、凍上モデルにおける路盤表面とCo版の間の空間上に後輪が荷重される位置となった。

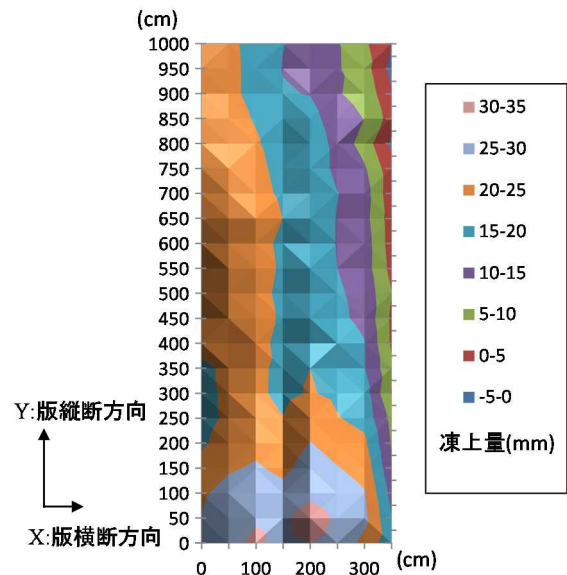


図-5 凍上による不陸高さのコンター図

表-6 解析モデルの地盤条件

	層厚 (mm)	弾性係数 (MPa)	ポアソン比	密度 (kg/m ³)
コンクリート舗装	250	28,000	0.2	2,500
上層路盤	300	200	0.35	2,040
下層路盤	300	200	0.35	2,040
路床	2650	100	0.4	-
路床(支持力低下時)	150	30	0.4	-

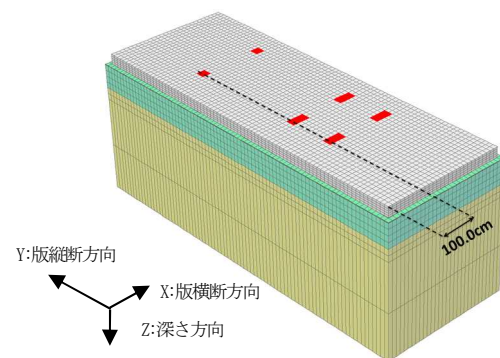


図-6 荷重荷重位置

5.3 解析内容

路盤上面に不陸の発生していない①標準モデルと、凍上により路盤とCo版の間に空間が生じた②凍上モデル、融解期における路床の支持力低下を考慮し深さ85~100cmの位置の支持力を100MPaから30MPaに低減した③支持力低下モデル、およびFWD試験結果より、凍上が発生した箇所が融解期を迎え、Co版と路盤の間に空間が生じている可能性や路床の支持力が低下している可能性が示唆されたことから、凍上モデルにおいて深さ85~100cmの位置の支持力を30MPaに低減した④複合モデルを作成し、解析を行った。

5.4 解析結果

5.4.1 凍上に対する検討

凍上モデルにおける FEM 解析結果を図-6 に示す。また、検討モデル別に最大引張応力と発生位置を整理したものを表-7 に示す。

凍上モデルの最大引張応力は 1.42MPa となり、標準モデルの 0.23MPa と比較して、約 6 倍の引張応力が生じる結果となった。また、両モデルとも最大引張応力の発生位置は版中央部の下面端部であり、この位置から版下面の横断方向に高い値で引張応力が分布していた。このことから、疲労によりひび割れが生じる場合、版端部下面より横断方向にひび割れが生じると想定される。

5.4.2 支持力低下に対する検討

支持力低下モデルでは表-7 に示すように、最大引張応力は 0.46MPa であり、支持力低下を起こしていない標準モデルの 2 倍の値となった。

5.4.3 凍上と融解期の支持力低下の複合作用の検討

複合モデルでは表-7 に示すように、最大引張応力は凍上モデルより大きな 1.60MPa となり、標準モデルの約 7 倍の値となった。

以上より、凍上による不陸や路床の支持力低下によって Co 版に生じる引張応力が増大することが確認された。

6. 疲労度による凍上の影響の評価

FEM 解析を行った結果、最大引張応力に差が見られた標準モデルと凍上モデルを用い、凍上により生じる Co 版と路盤間の空間が舗装体の寿命に及ぼす影響を評価した。本検討では、舗装寿命を「舗装設計便覧」のコンクリート舗装の理論設計方法を用いて、疲労度を算定し評価を行った。

6.1 条件の設定

積雪寒冷地におけるコンクリート舗装の供用状況を再現するため、以下のように条件を設定した。

温度応力の算定にあたっては、「舗装設計便覧」に示されている温度分布と実測値を比較し、発生頻度分布が近似している「温度差の小さいところ」の分布を引用した。なお、実測値は R231 増毛と同一路線の石狩市浜益区送毛の Co 版のデータを用いている。

舗装厚・車線数・車線幅員については、石狩市浜益区送毛の Co 版の値を用い、舗装厚 25cm、車線数 2、舗装版延長 10.0m、舗装版幅 3.5m、車線幅員 3.25m とした。

交通量については一般国道231号において既往の車両重量調査結果が無い場合、この区間の交通量（交通量区分N4: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N4:大型車交通量547台/日）の調査結果を用いた。

疲労度を算定するための設計期間は、標準モデルでは標準的な設計期間である20年、R231増毛の供用期間であ

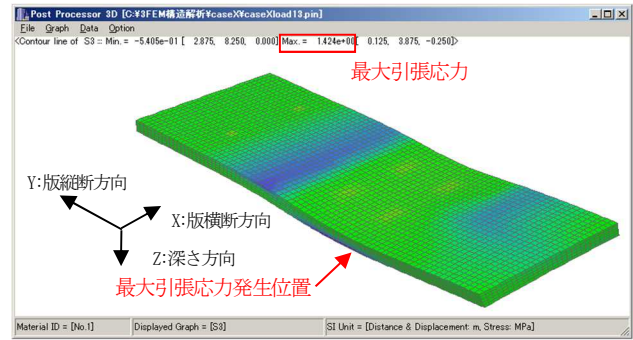


図-6 応力度コンター図（凍上モデル）

表-7 FEM解析結果

	最大引張応力 (MPa)	標準モデル との比較	最大引張応力 発生位置
①標準モデル	0.23	-	版端部下面
②凍上モデル	1.42	6.2倍	版端部下面
③支持力低下モデル	0.46	2.0倍	版端部下面
④複合モデル	1.60	7.0倍	版端部下面

表-8 疲労度の計算条件

設定された舗装の目標	
ひび割れ率[性能指標値](cm/m ²)	10
信頼度(%)	90
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) ※R231増毛,R231石狩の採取コアの平均値	5.4
弾性係数(MPa)	28,000
ポアソン比	0.2
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
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
舗装した十分な幅の路肩	ある
着目点	
着目点	縦自由端部
想定ひび割れ	横ひび割れ

る35年、および疲労度1.0を超える期間とした。

疲労度の計算条件を表-8に示す。FEM解析結果をもとに横断ひび割れを対象とし、疲労着目点を縦自由端部・横ひび割れとした。また、曲げ強度は、実態調査を行ったR231増毛等より採取したコア（n=9）の試験結果の平均値である5.4MPaを用いた。

6.2 合成応力の算出

「舗装設計便覧」に示されている疲労度の算定方法には、式(1)に示すように凍上を考慮する項目がないため、式(2)に示すように凍上による影響を反映させることを試みた。

$$\sigma_m = \sigma_{aj} + \sigma_{tk} \quad (1)$$

$$\sigma_m = \sigma_{aj} + \sigma_{tk} + \sigma_{ij} \quad (2)$$

ここに、 σ_m ：合成応力

σ_{cj} ：輪荷重 P_i が走行位置 j を通過した場合の輪荷重応力

σ_k ：コンクリート版上下面温度差 k による温度応力

σ_{ij} ：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

σ_{ij} は表-9 に示す様に、輪荷重 P_i が走行位置 j を通過した場合の「モデル間における各条件の最大引張応力の差」より求めた。表-9 では算出した最大引張応力の代表値として、走行位置 j が縦自由端部から 105cm および 15cm の位置に輪荷重 P_i が作用した場合の計算値と応力差を示している。軸荷重が大きくなるほど、また載荷位置が縦自由端部に近いほど、標準の条件と凍上した条件における応力差が大きくなり、合成応力に加算される値が増加する傾向となっている。

6.3 疲労度の算定

上記にて設定した条件、および得られた合成応力を疲労度の算定式に入れ、計算を行った。なお、疲労度の算定にあたっては、「舗装設計便覧」に示されている「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」(以下、A曲線)、および「最近の研究成果によって定められた疲労曲線」(以下、B曲線)の双方の計算を行い、B曲線については「舗装設計便覧」に示される破壊確率50%を用いた。

結果を表-10に示す。網掛け部分は、写真-1に示したような版全幅にわたり貫通する1本の横断ひび割れが生じることとなる疲労度1.0を上回る結果を示している。

標準の条件ではR231増毛の現在の供用年数である35年においても疲労度が1.0を上回らない結果となり、供用48年の条件においてA曲線で疲労度が1.0を超えた。

一方、凍上した条件には、A曲線において18日の供用で、B曲線では90日で疲労度が1.0を上回った。

以上の結果より、凍上が発生しなければ、20年以上構造的な損傷が生じない舗装でも、凍結が路床まで到達し、凍上が発生した場合、数十日でCo版に構造的な損傷の発生する可能性があることが確認された。

6.4 実態調査結果との比較

前述した実態調査において、横断ひび割れ等が他の路線より高い割合で確認されたR231増毛においては、FEM解析と疲労度の算定で示されたように、凍上により生じたCo版と路盤面との空間や、路床の支持力低下によって、車輛走行によりCo版に生じる引張応力が増加し、短い期間に疲労度が1.0を超え構造的な損傷に至ったと判断される。また、実態調査では最大凍上量確認後から60日程度でひび割れが確認されたが、FEM解析を用いた疲労度の算定においても同様の結果となった。

表-9 最大引張応力

軸荷重 P_i (kN)	1日の通過輪数	舗装版端部にかかる最大引張応力 (MPa)				応力差 (MPa)	
		標準モデル		凍上モデル		走行位置 $j=105\text{cm}$	走行位置 $j=15\text{cm}$
		走行位置 $j=105\text{cm}$	走行位置 $j=15\text{cm}$	走行位置 $j=105\text{cm}$	走行位置 $j=15\text{cm}$		
9.8	1,229	0.03	0.12	0.25	0.43	0.22	0.31
19.6	252	0.06	0.23	0.42	0.80	0.37	0.57
29.4	274	0.09	0.35	0.60	1.16	0.52	0.82
39.2	49	0.12	0.46	0.78	1.53	0.67	1.07
49.0	23	0.15	0.58	0.97	1.90	0.82	1.32
58.8	10	0.18	0.69	1.14	2.26	0.97	1.57
68.6	2	0.21	0.81	1.32	2.63	1.12	1.82
78.4	2	0.23	0.92	1.50	3.00	1.27	2.07
88.2	0	0.26	1.04	1.69	3.37	1.42	2.33
98.0	0	0.29	1.15	1.87	3.73	1.57	2.58

表-10 疲労度の試算結果

	設計期間	疲労度	
		A曲線	B曲線
標準の条件	20年	4.10E-01	4.00E-02
	35年(供用年数相当)	7.40E-01	5.00E-02
	48年	1.01E+00	7.00E-02
凍上した条件	18日	1.06E+00	2.00E-02
	60日(1シーズン)	3.14E+03	7.90E-01
	90日	3.29E+03	1.03E+00

7. 結論

本研究より得られた主な知見を以下に示す。

- (1) 一部の凍上性材料が凍結深さ内の路床に用いられていた箇所において、凍上と路床の支持力低下が要因と考えられるCo版のひび割れを確認した。
- (2) 解析の結果、凍上が発生しなければ、20年以上構造的な損傷が生じないCo版でも、凍結が路床まで到達し、凍上が発生した場合、数十日で構造的な損傷の発生する結果となった。

以上より、凍上性材料が凍結深さ内の路床に用いられ、Co版下面に不陸が発生すると舗装寿命が低下することが明らかになったことから、積雪寒冷地のコンクリート舗装の路床設計においては、凍結深さまで非凍上性材料で構成させることが最善と考える。

8. 研究成果の普及

当研究所を含む産・学・官から構成された北海道土木技術会において、「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)」が平成29年9月にとりまとめられ、本検討の成果である路床設計に関する事項が反映された。なお、この手引き(案)は、北海道土木技術会または当研究所のHPよりダウンロード可能である。

参考文献

- 1) (公社) 日本道路協会：舗装設計便覧 p. 114、2006。
- 2) 北海道開発局：道路設計要領、p1-5-3、2017。
- 3) 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。